

СИСТЕМА НОРМАТИВНЫХ ДОКУМЕНТОВ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ
МОСКОВСКИЕ ГОРОДСКИЕ СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ
ОСНОВАНИЯ, ФУНДАМЕНТЫ И ПОДЗЕМНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

Дата введения 1998-02-10

ПРЕДИСЛОВИЕ

1. РАЗРАБОТАНЫ:

ГП 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 Коновалов П.А., Петрухин В.П., Сорочан Е.А., Шейнин В.И., доктор геол.-мин. наук Кулачкин Б.И., кандидаты техн. наук Безволев С.Г., Игнатова О.И., Колыбин И.В., Лавров И.В., Мариупольский Л.Г., Михеев В.В., Морозов А.А., Никифорова Н.С., Радкевич А.И., 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.),

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.), Проектно-строительная фирма (ПСФ) "Гидростройинжиниринг" (инж. Лешин Г.М.), 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. ПОДГОТОВЛЕННЫ к утверждению и изданию Управлением перспективного проектирования и нормативов Москомархитектуры (инженеры Шевяков И.Ю., Щипанов Ю.Б.).

4. СОГЛАСОВАНЫ с Москомприродой, Управлением развития Генплана, Мосгосэкспертизой.

5. ПРИНЯТЫ И ВВЕДЕНЫ в действие постановлением Правительства Москвы от 10 февраля 1998г. N 111.

1. ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

1.1. Настоящие нормы разработаны для г. Москвы и лесопаркового защитного пояса (ЛПЗП) в соответствии с требованиями главы СНиП 10-01-94 как дополнение и развитие федеральных нормативных документов в строительстве (главы СНиП 2.02.01-83*, СНиП 2.02.03-85), а в части подземных сооружений, для которых нет федеральных норм проектирования, использован опыт организаций-разработчиков норм, накопленный в последние годы при проектировании

подземных сооружений, в том числе ТРК на Манежной площади, и распространяются на проектирование оснований и фундаментов вновь строящихся и реконструируемых зданий и сооружений и подземных сооружений.

Проектирование и инженерные изыскания для проектирования должны выполняться специализированными организациями, имеющими лицензию.

1.2. Нормы не распространяются на искусственные сооружения транспортных магистралей, метрополитен, гидротехнические и мелиоративные сооружения, магистральные и промышленные трубопроводы, фундаменты машин с динамическими нагрузками.

1.3. Нормы обязательны для всех организаций, независимо от форм собственности и принадлежности, осуществляющих деятельность в области строительства в г. Москве и ЛПЗП.

1.4. Целью норм является:
повышение надежности и экономичности устройства оснований, фундаментов и подземных сооружений.

2. ЗАКОНОДАТЕЛЬНЫЕ ОСНОВЫ И НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ

1. СНиП 11-02-96. Инженерные изыскания для строительства. Основные положения.
2. СНиП 1.02.07-87. Инженерные изыскания для строительства.
3. СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений.
4. СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты.
5. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия.
БСТ: N5-90, NN11,12-93.
6. СНиП 2.01.15-90. Инженерная защита территорий, зданий и сооружений от опасных геологических процессов. Основные положения проектирования.
7. СНиП 3.02.01-87. Земляные сооружения, основания и фундаменты.
8. СНиП 2.02.14-85. Защита горных выработок от подземных и поверхностных вод.
9. СНиП 1.02.01-85. Охрана окружающей среды.
10. СНиП 2.06.15-85. Инженерная защита территории от затопления и подтопления.
11. СНиП 2.02.02-85. Основания гидротехнических сооружений.
12. СНиП II-94-80. Подземные горные выработки.
13. СНиП II-44-78. Тоннели железнодорожные и автодорожные.
14. СНиП 2.06.09-84. Туннели гидротехнические.
15. СНиП 2.05.03-84. Мосты и трубы.
16. СНиП 3.06.04-91. Мосты и трубы.
17. СНиП 2.06.07-87. Подпорные стены, судоходные шлюзы, рыбопропускные и рыбозащитные сооружения.
18. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции.
19. СНиП 3.04.03-85. Защита строительных конструкций и сооружений от коррозии.
20. СНиП 3.03.01-87. Несущие и ограждающие конструкции.
21. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции.
22. СНиП II-25-80. Деревянные конструкции.
23. СНиП III-18-75. Металлические конструкции.
24. СНиП 2.03.11-85. Защита строительных конструкций от коррозии.
25. СП 22-103-95. Проектирование противокарстовых мероприятий.
26. ГОСТ 27751-88. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету.
Изменение N 1 ГОСТ 27751-88.
27. МГСН 2.02-97. Допустимые уровни ионизирующего излучения и радона на участках застройки.
28. ВСН 67-82. Технические указания по устройству дренажей мелкого заложения. Главмосинжстрой, 1984.
29. ВСН 358-76. Инструкция по забивке свай вблизи зданий и сооружений. ММСС СССР, 1976.
30. СН 477-75. Временная инструкция по проектированию стен сооружений и противофильтрационных завес, устраиваемых способом "стена в грунте".
31. Рекомендации по расчету, проектированию и устройству свайных фундаментов нового типа в г.Москве. Москомархитектура, 1997.
32. Рекомендации по инженерно-геологическим изысканиям для подземного гражданского и промышленного строительства. ПНИИИС, 1987.
33. Временные методические рекомендации по оценке на стадии ТЭО воздействия на окружающую среду подземных сооружений для строительства в г.Москве. Москомархитектура, 1995.
34. Инструкция по проектированию зданий и сооружений в районах г. Москвы с привлечением

карстово-суффозионных процессов. Мосгорисполком, 1984.

35. Временные указания по устройству фундаментов рядом с существующими зданиями и сооружениями в г.Москве. Мосгорисполком, 1985.

36. Указания по проектированию оснований и фундаментов жилых зданий при повышенных нормативных давлениях на грунты для инженерно-геологических условий г.Москвы. НИИОСП, Моспроект-1, 1971.

37. ГОСТ 24846-81. Методы измерения деформаций оснований зданий и сооружений.

38. Руководство по проектированию стен сооружений и противофильтрационных завес, устраиваемых способом "стена в грунте". НИИОСП, 1977.

39. ВСН 490-87. Проектирование и устройство свайных фундаментов и шпунтовых ограждений в условиях реконструкции промышленных предприятий и городской застройки.

40. Инструкция по наблюдению за сдвижением земной поверхности и расположенными на ней объектами при строительстве в Москве подземных сооружений. ИПКОН РАН, 1997.

3. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

3.1. Нормами предусматривается, что должны быть удовлетворены следующие требования:
собраны необходимые для проектирования данные;
проектирование производится квалифицированными специалистами;
установлена непрерывная взаимосвязь между изыскателями, проектировщиками и строителями;

установлен необходимый контроль на заводах стройдеталей и на площадке строительства;
строительные работы осуществляются обученным персоналом;
используемые материалы удовлетворяют техническим условиям;
сооружение будет нормально эксплуатироваться;
сооружение будет использовано для условий, предусмотренных в проекте.

3.2. Требования п.3.1 должны быть удовлетворены полноценными изысканиями для оценки грунтов, выбором типа фундамента и подземного сооружения, используемых материалов, выбором соответствующих методов расчета и деталей конструкции фундамента и подземного сооружения, а также установлением методов контроля при изготовлении конструкций, производстве строительных работ и эксплуатации сооружения.

3.3. Основания фундаментов и подземные сооружения должны проектироваться на основе:

а) результатов инженерно-геодезических, инженерно-геологических, гидрогеологических и инженерно-экологических изысканий для строительства;

б) данных, характеризующих назначение, конструктивные и технологические особенности сооружения, действующие нагрузки и условия и срок его эксплуатации;

в) технико-экономического сравнения возможных вариантов проектных решений для принятия варианта, обеспечивающего наиболее полное использование прочностных и деформационных характеристик грунтов и физико-механических свойств материалов фундаментов и подземных сооружений.

При проектировании оснований, фундаментов и подземных сооружений следует учитывать местные условия строительства, окружающую застройку, экологическую обстановку, а также имеющийся опыт строительства и эксплуатации сооружений в аналогичных условиях.

3.4. Инженерные изыскания для строительства должны проводиться в соответствии с требованиями нормативных документов на изыскания и исследования строительных свойств грунтов и главой 4 настоящих норм.

3.5. Результаты инженерных изысканий должны содержать данные, необходимые для обоснованного выбора типа основания, фундаментов и подземного сооружения, определения глубины заложения и размеров фундаментов, габаритов и несущих конструкций подземного сооружения с учетом прогноза возможных изменений (в процессе строительства и эксплуатации) инженерно-геологических, гидрогеологических и экологических условий площадки строительства, а также оценки влияния строительства на соседние сооружения и окружающую среду.

Проектирование оснований, фундаментов и подземных сооружений без соответствующего инженерно-геологического и экологического обоснования или при его недостаточности не допускается.

3.6. В проектах оснований, фундаментов зданий и подземных сооружений повышенного уровня ответственности, возводимых в сложных инженерно-геологических условиях, следует предусматривать: научное сопровождение проектирования и строительства; установку необходимых приборов и приспособлений для проведения натурных измерений деформаций как строящихся и реконструируемых, так и расположенных вблизи зданий и сооружений и поверхности территории вокруг них.

Натурные измерения деформаций должны также предусматриваться в случае применения

новых или недостаточно изученных конструкций сооружений или их фундаментов, а также если в задании на проектирование имеются специальные требования по измерению деформаций.

3.7. Стадии проектирования оснований, фундаментов и подземных сооружений должны устанавливаться заказчиком и генеральным проектировщиком в зависимости от сложности инженерно-геологических и экологических условий, уровня ответственности проектируемого объекта и сроков строительства.

4. ИНЖЕНЕРНЫЕ ИЗЫСКАНИЯ

4.1. Инженерные изыскания на территории Москвы должны проводиться в соответствии с требованиями глав СНиП 11-02-96 и 1.02.07-87 и удовлетворять требованиям настоящих норм.

4.2. Изыскания помимо комплексного изучения инженерно-геологических и гидрогеологических условий площадки строительства должны предусматривать проведение инженерно-экологических изысканий в соответствии с требованиями СНиП 11-02-96.

4.3. На площадках изысканий необходимо проводить измерения уровня радиационного излучения и выделения радона в соответствии с МГСН 2.02.-97.

4.4. При инженерно-геологических изысканиях необходимо использовать современные методы полевых работ и лабораторных исследований грунтов и камеральной обработки.

4.5. Инженерные изыскания должны планироваться и выполняться на основе технического задания на производство изысканий, выданного организацией-заказчиком. Образцы технических заданий для нового строительства, при реконструкции и надстройке существующих зданий и для подземных и заглубленных сооружений приведены в приложении 1.

4.6. При планировании изысканий и анализе их результатов необходимо использовать материалы ранее выполненных изысканий, приводя соответствующие ссылки. При этом следует обращать внимание на срок проведения изысканий прошлых лет в связи с возможными изменениями гидрогеологических условий и свойств грунтов.

Техническое задание должно быть согласовано с организацией, проектирующей основания, фундаменты и подземные сооружения.

4.7. При планировании и проведении изысканий необходимо учитывать геотехническую сложность объекта строительства (геотехническую категорию), которая устанавливается в зависимости от вида и характеристики самого объекта и инженерно-геологических условий площадки строительства.

Геотехническая категория сложности сооружения устанавливается до начала изысканий на основе анализа материалов изысканий прошлых лет и отражается в программе инженерных изысканий. Эта категория может быть уточнена на каждой стадии проектирования.

В зависимости от геотехнической категории выбираются методы испытаний грунтов и назначаются их расчетные характеристики.

4.8. Выделяются три геотехнические категории (I, II, III).

Геотехническая категория I включает небольшие сооружения пониженного уровня ответственности в простых инженерно-геологических условиях (в сфере взаимодействия сооружения с геологической средой отсутствуют специфические грунты и опасные геологические процессы).

К категории I относятся:

- 1-3 - этажные дома и сооружения с максимальной расчетной нагрузкой на колонну 250 кН и на стены - 400 кН/м;

- выемки для дренажных работ и укладки труб;

- подпорные сооружения, у которых разность уровней грунта не более 2 м.

К категории II относятся:

- 4-22 - этажные дома и сооружения с максимальной расчетной нагрузкой на колонны более 250 кН и на стены - более 400 кН/м;

- подземные пешеходные переходы;

- подземные сооружения с разностью уровней грунта более 2 м.

Геотехническая категория III включает особо ответственные, сложные и уникальные здания и сооружения в любых геологических условиях и здания и сооружения, относящиеся к категориям I и II, но находящиеся в сложных геологических условиях (имеют место специфические грунты и/или опасные геологические и инженерно-геологические процессы).

4.9. Для зданий и сооружений геотехнической категории I характеристики грунтов могут быть назначены по материалам изысканий прошлых лет, таблицам СНиП 2.02.01-83*, результатам зондирования в соответствии с таблицами СНиП 1.02.07-87 и настоящих норм, а для сооружений сезонного или вспомогательного назначения и одноэтажных домов может быть принято расчетное сопротивление грунтов по таблицам настоящих норм (приложение 9). При этом в

R_0

расчет могут приниматься нормативные значения характеристик.

4.10. Для зданий и сооружений геотехнической категории II характеристики грунтов должны устанавливаться на основе непосредственных испытаний грунтов в полевых и лабораторных условиях:

- испытания штампом, прессиометром, зондированием (приложение 7) - 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 опытных значений характеристик грунтов по ГОСТ 20522-96 должны быть вычислены их нормативные и расчетные значения.

Прочностные характеристики песчаных и глинистых грунтов допускается принимать при соответствующем обосновании по таблицам СНиП 2.02.01-83*.

Несущую способность висячих забивных свай следует определять по данным статического зондирования грунтов в соответствии со СНиП 2.02.03-85 и настоящими нормами, а также учитывать требования "Рекомендаций по расчету, проектированию и устройству свайных фундаментов нового типа в г.Москве", Москомархитектура, М.,1997г.

4.11. Для зданий и сооружений геотехнической категории III дополнительно к требованиям п. 4.10 должны быть определены состав и свойства специфических грунтов и проведены все необходимые исследования, связанные с развитием опасных геологических и инженерно-геологических процессов.

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

При проектировании объектов нормального и повышенного уровня ответственности в сложных гидрогеологических условиях 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.

4.12. При изысканиях для проектирования свайных фундаментов из висячих свай глубина проходки выработок и исследований грунтов должна быть не менее чем на 5 м ниже проектируемой глубины погружения свай, а для домов выше 12 этажей половина всех выработок должна быть не менее чем на 10 м ниже концов свай.

Для фундамента в виде плиты на сваях глубина проходки выработок и исследований грунтов должна быть ниже нижних концов свай на ширину плиты, но не менее чем на 15 м.

4.13. В качестве несущего слоя для свайных фундаментов на территории Москвы могут служить аллювиальные, флювиогляциальные и меловые пески разной крупности средней плотности и плотные, скальные и глинистые грунты (моренные, флювиогляциальные, озерно-ледниковые и юрские) от твердой до тугопластичной консистенции.

4.14. Задачей изысканий для подземного строительства является комплексное изучение инженерно-геологических условий подземного строительства, а также выбор в необходимых случаях направления и вида инженерных защитных мероприятий.

Изыскания необходимо проводить с учетом "Рекомендаций по инженерно-геологическим изысканиям для подземного гражданского и промышленного строительства", ПНИИИС, М., 1987.

Особое внимание должно быть обращено на выявление и изучение:

- структурно-неустойчивых грунтов;
- гидрогеологических условий площадки;
- неблагоприятных геологических и инженерно-геологических процессов;
- поведения грунтов при вскрытии их подземными горными выработками.

4.15. При изысканиях для подземного строительства необходимо широко использовать полевые методы (зондирование, пенетрационный карротаж, геофизические методы и полевые исследования прочностных, деформационных и фильтрационных свойств грунтов).

При полевых и лабораторных исследованиях физико-механических свойств грунтов в зависимости от их особенностей и вида подземного сооружения помимо общепринятых характеристик по специальному заданию могут определяться специфические характеристики, необходимые для расчетов подземных конструкций (см. раздел 10, п.9.9), а также изучаться тиксотропные свойства, размокаемость, коэффициент размягчения, высота капиллярного поднятия, тепловые свойства грунтов, морозостойкость и др.

4.16. При строительстве сложных подземных и заглубленных сооружений при необходимости должны выполняться опытные работы, стационарные наблюдения и другие специальные исследования в соответствии с техническим заданием и программой изысканий.

4.17. Особое внимание должно быть обращено на прогнозирование изменений инженерно-геологических условий под влиянием строительства подземного сооружения и прежде всего гидрогеологических условий (подъем уровня подземных вод вследствие барражирующего

воздействия сооружения, прорыв напорных и безнапорных вод, изменение их химического состава и агрессивности и др.).

Необходим также прогноз поведения близлежащих существующих зданий и сооружений в связи с подземным и заглубленным строительством и принятие мер по ограничению дополнительных деформаций.

4.18. Инженерно-экологические изыскания должны быть направлены на оценку влияния строительства и эксплуатации подземных сооружений на окружающую среду и выполняться с учетом "Временных методических рекомендаций по оценке на стадии ТЭО воздействия на окружающую среду (ОВОС) подземных сооружений для строительства в г. Москве", Правительство Москвы, Москомархитектура, 1995.

4.19. При изысканиях для реконструкции или надстройки существующих зданий необходимо выполнить следующие работы:

- установить изменение инженерно-геологических условий за период строительства и эксплуатации здания (сооружения), включая изменение характеристик грунтов;
- установить характер и причины имеющихся деформаций зданий (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 характеристик грунтов на настоящий момент.

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.

4.20. При устройстве фундаментов рядом с существующими зданиями и сооружениями при проведении инженерных изысканий необходимо учитывать дополнительные требования, изложенные во "Временных указаниях по устройству фундаментов рядом с существующими зданиями и сооружениями в г. Москве", ГлавАПУ, М., 1985.

4.21. На территории Москвы залегают разнообразные по происхождению и возрасту грунты, представленные на схематизированной стратиграфической колонке, приведенной в приложении 2. Для перспективных районов массовой застройки Москвы, представленных на схематической карте (приложение 3), в приложении 4 приведены наиболее типичные инженерно-геологические колонки и характеристики свойств грунтов по опыту Мосгоргеотреста, которые могут использоваться при составлении Технического задания на производство инженерных изысканий для строительства и на предварительных этапах проектирования.

4.22. Грунты оснований зданий и сооружений при изысканиях, проектировании и строительстве должны именоваться в соответствии с ГОСТ 25100-95. Необходимые для грунтовых условий Москвы подразделения грунтов на разновидности по этому ГОСТу приведены в приложении 5.

4.23. Испытания грунтов в полевых и лабораторных условиях и определение характеристик грунтов должны проводиться в соответствии с действующими государственными стандартами, перечень которых приведен в приложении 6.

4.24. Для оценки характеристик песчаных и глинистых грунтов, необходимых для проектирования фундаментов зданий и подземных сооружений, рекомендуется использовать также статическое зондирование, проводимое в соответствии с ГОСТ 20069-81.

Нормативные значения характеристик грунтов, определяемые по результатам статического зондирования, приведены в приложении 7.

4.25. К грунтам со специфическими неблагоприятными свойствами на территории Москвы относятся рыхлые пески, набухающие и пучинистые глинистые грунты, слабые глинистые грунты (текучепластичные, текучие и заторфованные) и техногенные грунты. Характеристики специфических грунтов должны определяться только в результате непосредственных испытаний.

4.26. Для рыхлых песков их характеристики должны определяться в полевых условиях: плотность и прочностные характеристики - статическим зондированием, модуль деформации - испытаниями штампом.

4.27. К набухающим глинистым грунтам на территории Москвы относятся юрские и меловые глины, свободное набухание которых может достигать 25%. Характеристики набухания этих глин необходимо определять в тех случаях, когда они служат основанием фундаментов или средой подземных сооружений.

4.28. К техногенным грунтам относятся намывные и насыпные грунты, толща которых в

отдельных случаях может достигать 10-15 м.

Для насыпей необходимо указывать их состав, плотность, степень слежалости и расчетное сопротивление по СНиП 2.02.01-83*.

R_0

Для исследования состава насыпи предпочтительна проходка шурфов.

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

Для ликвидации этих процессов необходимо выполнение специальных защитных мероприятий (дренажи, подсыпки, повышение несущей способности грунтов, применение специальных конструкций фундаментов и др.).

В приложении 8 приведены схематические карты инженерно-геологического районирования территории Москвы по степени опасности проявления карстово-суффозионных процессов и по степени проявления оползневых процессов.

4.30. Инженерно-геологические изыскания на потенциально опасных и опасных территориях в отношении проявления карстово-суффозионных процессов должны быть выполнены с учетом требований "Инструкции по проектированию зданий и сооружений в районах г.Москвы с проявлением карстово-суффозионных процессов", Управление Моспроект-1, М., 1984, и СП 22-103-95.

В частности необходимо предусматривать геофизические исследования и глубинное колонковое бурение (60-120 м) части скважин в известняках, которые являются карстообразующими грунтами. В техническом отчете по изысканиям должны быть даны рекомендации по инженерно-геологическим и инженерно-техническим мерам защиты зданий и инженерных коммуникаций.

4.31. Технический отчет (заключение) по выполненным инженерно-геологическим изысканиям составляется в соответствии с требованиями СНиП 11-02-96.

5. ЭКОЛОГИЧЕСКИЕ ТРЕБОВАНИЯ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ОСНОВАНИЙ, ФУНДАМЕНТОВ И ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ

5.1. При проектировании оснований, фундаментов и подземных 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 или улучшения экологической обстановки. При выборе вариантов проекта следует учитывать приоритетность решения экологических проблем.

5.2. Повышение плотности застройки, рост этажности зданий и усложнение инженерных инфраструктур, активизация использования подземного пространства постоянно увеличивают нагрузки на экологическую среду.

Нагрузки возрастают с развитием техногенных геологических процессов, таких как карстовые и суффозионные провалы, оползни, подтопление территории, образование техногенных и других слабых грунтов с повышенной сжимаемостью, образование различных физических полей (поля вибрации, блуждающих электрических токов, температуры). Качество окружающей среды ухудшается за счет концентрации антропогенных веществ, в том числе радиоактивных, загрязняющих территорию города и имеющих различный состав, степень концентрации, формы нахождения.

5.3. При выборе проектных решений должны быть рассмотрены, в зависимости от природных и градообразующих условий, противокарстовые, противооползневые, водозащитные мероприятия, мероприятия по защите подземных вод и грунтов от загрязнений, решены вопросы отвалов загрязненного грунта и сохранения растительного слоя.

5.4. При оценке экологической обстановки следует учитывать возможное изменение уровня подземных вод на застраиваемой территории (понижение при откачке и за счет дренажа, подтопление за счет транспирации и возможных утечек из водонесущих коммуникаций), которое может вызвать деформации грунтового массива, опасные для существующих и строящихся зданий и сооружений, что должно быть учтено при проектировании.

5.5. В проекте должны быть произведены расчеты колебаний и дана их оценка с точки зрения воздействия на сооружения и на людей.

5.6. 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.

Должны быть рассмотрены варианты строительства дамб, берм и террас, осадочных бассейнов, водозащитных стен, линейных или замкнутых противofильтрационных завес с глиняными или синтетическими покрытиями. При проектировании противofильтрационных завес, связанных с экологической защитой территории, следует предусмотреть конструктивную прочность и сплошность стен, а также их долговременную устойчивость против агрессивных воздействий. Под сооружениями, содержащими токсичные вещества, следует запроектировать защитные экраны и предусмотреть сбор и отвод просачивающихся отходов.

5.7. В проекте следует учесть влияние устройства противofильтрационных завес на изменение уровня и направления движения подземных вод, а также на возможные деформации соседних зданий и сооружений.

5.8. Специальному рассмотрению подлежит проектирование зданий и сооружений в районах распространения слабых техногенных грунтов и свалок и мероприятия по обеспечению экологической безопасности.

6. ОБЩИЕ ПРИНЦИПЫ ВЫБОРА ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

Выбор конструкции фундамента при проектировании следует начинать с оценки объема и качества инженерных изысканий с точки зрения достаточности имеющихся данных для разработки равнонадежных конструкций фундаментов.

При оценке оснований и проектировании фундаментов незаменимыми являются полевые методы исследования грунтов.

С помощью статического зондирования возможно определение стратиграфического напластования грунтов, выявление прослоев слабых грунтов, физических и механических характеристик свойств грунтов. При проектировании фундаментов мелкого заложения объектов геотехнической категории I и свайных фундаментов геотехнической категории II результаты зондирования могут непосредственно использоваться для определения несущей способности и деформативности оснований и фундаментов.

6.1. При выборе типа фундаментов конкретного здания или сооружения на предварительных этапах проектирования рекомендуется руководствоваться приложениями 3 и 4, в которых приведены колонки инженерно-геологических условий районов, намечаемых под застройку значительными объемами строительства.

6.2. При выборе типа фундамента и определении состава проекта рекомендуется учитывать геотехническую категорию проектируемого объекта, устанавливаемую в соответствии с п. 4.8.

6.3. Принятый метод расчета должен обеспечить ненаступление как предельного состояния по несущей способности, так и по деформациям.

Может быть использован, в зависимости от геотехнической категории объекта, один из следующих методов:

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.

6.4. Расчет оснований по деформациям производится, исходя из условия

$$S \leq S_u' \quad (1)$$

где S - деформация основания сооружения, определяемая расчетом;

S_u - предельное значение деформации основания сооружения.

6.5. Расчет оснований по несущей способности производится, исходя из условия

$$F < F_u' \quad (2)$$

где F - расчетная нагрузка на основание;

F_u - сила предельного сопротивления основания.

6.6. Основания и фундаменты рассчитываются по двум группам предельных состояний: первая группа включает предельные состояния, приводящие сооружения к полной непригодности к эксплуатации, вторая группа - затрудняющие нормальную эксплуатацию (ГОСТ 27751-88).

6.7. Расчеты по указанным группам предельных состояний (п.6.6) должны проводиться с учетом усилий, действующих на основания и фундаменты на различных стадиях строительства и эксплуатации сооружений, при этом необходимо учитывать развитие деформаций оснований во времени, в том числе за счет возможных опасных геологических процессов.

6.8. Нагрузки и воздействия на основания и фундаменты, коэффициенты надежности по нагрузке, возможные сочетания нагрузок должны приниматься согласно требованиям главы СНиП 2.01.07-85, а также с учетом нагрузок по п.6.7.

6.9. Расчет деформаций и несущей способности фундаментов мелкого заложения и свайных следует проводить с учетом рекомендаций СНиП 2.02.01-83*, СНиП 2.02.03-85 и настоящих норм.

6.10. Проектирование оснований и фундаментов в особых условиях (набухающие, водонасыщенные органо-минеральные, насыпные, пучинистые, намывные грунты, закарстованные территории) должно осуществляться по СНиП 2.02.01-83* и СНиП 2.02.03-85.

6.11. Расчет и армирование железобетонных конструкций фундаментов, а также назначение защитных слоев бетона следует производить в соответствии с требованиями глав СНиП 2.03.01-84* и 2.03.11-85.

6.12. Сборные элементы фундаментов следует принимать по действующим ГОСТам и Техническим условиям, в том числе плитные ленточные фундаменты с вырезанными углами в соответствии с Постановлением Госстроя РСФСР от 26.09 1990 г. N 66.

7. ФУНДАМЕНТЫ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

7.1. К фундаментам мелкого заложения относятся фундаменты, передающие нагрузку на грунты основания преимущественно через подошву.

7.2. Глубина заложения фундаментов должна приниматься согласно главе СНиП 2.02.01-83*. При наличии под подошвой фундамента подготовки в виде слоя песка, гравия, бетона глубина заложения считается от низа подготовки.

7.3. Расчетное сопротивление оснований R_0 рекомендуется принимать согласно приложению

9.

Значения R_0 используются для назначения предварительных размеров фундаментов, а для

зданий и сооружений I геотехнической категории и для окончательных расчетов.

7.4. При проектировании оснований сооружений, относящихся ко II - нормальному уровню ответственности, на площадках II геотехнической категории (по п. 4.8) следует характеристики и показатели строительных свойств грунтов определять в соответствии с п. 4.10.

7.5. Плитный фундамент должен рассчитываться по двум группам предельных состояний: по первой группе - по прочности и по второй группе - по раскрытию трещин (если это требуется по условиям эксплуатации).

Система плитный фундамент - грунтовое основание должна рассчитываться по двум группам предельных состояний: по первой группе - по несущей способности; по второй группе - по пригодности к нормальной эксплуатации (по деформациям - общие и неравномерные осадки, прогибы, крены - в зависимости от особенностей сооружения).

Предварительный размер плиты принимается из условия

$$p \leq R' \quad (3)$$

где p - среднее давление по подошве плиты;

R - расчетное сопротивление основания (Приложение 3 СНиП 2.02.01-83*).

7.6. Расчетная схема системы основание-фундамент-сооружение должна выбираться с учетом факторов, определяющих ее напряженно-деформированное состояние.

Для упрощения расчета 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 выполнять расчет плитного фундамента в предположении линейно-упругого деформирования материала фундамента и элементов надфундаментной конструкции.

Подбор арматуры и проверка прочности сечений фундамента производится на найденные усилия в соответствии с указаниями глав СНиП на проектирование бетонных и железобетонных конструкций.

7.7. Расчет системы основание - фундамент - сооружение рекомендуется выполнять с учетом последовательности возведения сооружения.

7.8. Расчет плитных фундаментов рекомендуется выполнять на ЭВМ по программам, прошедшим сертификацию.

7.9. Расчет системы основание-фундамент-сооружение конструкции допускается выполнять как совместно, так и отдельно по элементам системы, используя метод последовательных приближений.

При расчете деформаций системы плита-основание нагрузки на плиту допускается определять без учета их перераспределения надфундаментной конструкцией и принимать в соответствии со статической схемой сооружения (например, по методу грузовых площадей).

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

7.10. Конструирование плитных фундаментов выполняют в соответствии с указаниями главы СНиП по проектированию бетонных и железобетонных конструкций.

7.11. При проектировании оснований тяжелых сооружений на плитных фундаментах на сильносжимаемых грунтах следует проводить расчет на заданные предельные деформации (осадки фундаментов и их неравномерности).

7.12. Расчет на заданные предельные деформации оснований допускается проводить по формуле 1 обязательного приложения 2 к главе СНиП 2.02.01-83*. При расчете допускается многослойное основание приводить к двухслойному.

Определение расчетного сопротивления и осадки фундаментов по результатам статического зондирования

7.13. Расчетное сопротивление оснований фундаментов мелкого заложения R_0 , МПа, для предварительных расчетов сооружений II и III геотехнических категорий, а для сооружений I геотехнической категории и для окончательных расчетов может быть определено по формуле:

а) для песков (исключая пылеватые), имеющих сопротивление конуса q равное 5-15 МПа

$$R_0 = 0,04q \quad (4a)$$

б) для глин и суглинков при

$$q = 1 - 5 \text{ МПа} \quad (4б)$$

$$R_0 = 0,1q$$

Сопротивление конуса зонда q следует определять для случаев а) и б) ниже подошвы фундамента на глубине не менее ширины B проектируемого фундамента.

Учет ширины и глубины заложения фундамента производится по Приложению 3 СНиП 2.02.01-83*.

7.14. Расчет средней осадки основания фундамента шириной до $B \leq 10$ м на песчаных грунтах, для условий по п. 7.13, рекомендуется проводить по двум эмпирическим формулам

$$S = 0,6(p - \sigma_{zg}^1)B / E \quad (5)$$

где S - средняя осадка фундамента, м;

p - среднее давление под подошвой фундамента, кПа;

σ_{zg}^1 - вертикальное напряжение в грунте на уровне подошвы фундамента от веса

грунта, кПа;

E - средний модуль деформации слоя грунта толщиной $2B$ от подошвы фундамента,

определяемый по результатам зондирования по формуле

$$E = 2q, \quad \text{кПа.}$$

При наличии данных о зондировании на глубину менее $2B$ от подошвы фундамента осадку можно определить по формуле

$$S = kpB / q, \quad (6)$$

где k - коэффициент зависящий от B и равный

$$k = \begin{matrix} 2 & 3 & 5 & 7 & 10 \end{matrix} \quad (м)$$

$$= 1,20 \quad 1,10 \quad 0,90 \quad 0,80 \quad 0,70;$$

q - среднее сопротивление конуса зонда на глубине до B от подошвы фундамента, кПа.

В расчет следует принимать большую из двух полученных осадок.

7.15. Расчет осадки основания фундамента шириной до 10 м на глинистых грунтах, для условий по п. 7.13, рекомендуется производить по формуле

$$S = S_i + S_c, \quad (7)$$

где S_i - так называемая мгновенная осадка;

S_c - осадка консолидации;

$$S_i = C_s p B (1 - \nu^2) / E_u,$$

где ν - коэффициент Пуассона,

E_u - недренированный модуль деформации (при быстром нагружении), $E_u = 9q$;

C_s - коэффициент осадки, равный для жесткого фундамента:

$$C_s = \begin{matrix} 1 & 2 & 5 & 10 \\ L / B & 0,88 & 1,12 & 1,6 & 2 \end{matrix}.$$

Формулу (7) следует применять при $p \leq F_u / 3$, где F_u - сила предельного сопротивления основания.

Консолидационная осадка слоя нормально уплотненного глинистого грунта определяется по формуле

$$S_c = \left[C_c H_0 / (1 + e_0) \right] \lg \left[(\sigma_{zg}^1 + \sigma_{zp}) / \sigma_{zg}^1 \right], \quad (8)$$

где e_0 - начальный коэффициент пористости;

H_0 - толщина рассчитываемого сжимаемого слоя;

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

C_c - коэффициент консолидации, ориентировочное значение которого, при

отсутствии непосредственных определений, может быть принято равным

$$C_c = 0,009(W_L - 10\%)$$

Для переуплотненных грунтов (давление переуплотнения σ_p^1 , по приложению 7)

консолидационная осадка определяется:

а) если $\sigma_{zg}^1 + \sigma_{zp} \leq \sigma_p^1$, то осадка определяется по формуле (8) с заменой C_c на C_r , ориентировочно равное 0,025 (0,015-0,035);

б) если $\sigma_{zg}^1 + \sigma_{zp} > \sigma_p^1$, то осадка определяется по формуле

$$S = [C_r H_0 / (1 + e_0)] \lg(\sigma_p^1 / \sigma_{zg}) + C_c H_0 (1 + e_0) \lg[(\sigma_{zg}^1 + \sigma_{zp}) / \sigma_p^1] \quad (9)$$

7.16. Окончательно расчеты для сооружений II и III геотехнических категорий следует выполнять в соответствии с действующими федеральными нормативными документами.

Проектирование искусственных оснований

Настоящий раздел норм включает инженерные методы преобразования строительных свойств грунтов. Современное состояние строительной науки, наличная технологическая база и практический опыт дают возможность широкого выбора метода строительства сооружений в сложных инженерно- геологических условиях. Методы улучшения работы оснований в таких условиях включают: конструктивные мероприятия, уплотнение грунтов и их закрепление, армирование грунтовых массивов. Использование этих методов в различных грунтовых и гидрогеологических условиях позволяет увеличить несущую способность и устойчивость основания и уменьшить его деформативность.

7.17. Для выбора при проектировании надежного метода преобразования строительных свойств грунтов необходимо иметь результаты тщательно выполненных гранулометрических анализов грунтов ненарушенного сложения (отобранных качественными грунтоносами) и данные о коэффициентах фильтрации грунтов, полученные полевыми откачками, а также сведения о химическом составе подземных вод.

7.18. Для первоначального выбора метода улучшения свойств грунтов рекомендуется руководствоваться следующим.

При наличии в основании сооружений слабых грунтов (илы, текучие глинистые, заторфованные грунты), а также сильно набухающих грунтов рекомендуется применение конструктивных мероприятий: грунтовых подушек, свайных фундаментов или песчаных свай.

При пылеватых и мелких песках рыхлых с плотностью скелета до 1,65 т/куб.м рекомендуется рассмотреть в первую очередь методы уплотнения грунтов.

При несвязных грунтах с коэффициентами фильтрации более 0,5 м/сут следует рассмотреть различные методы закрепления грунтов.

При наличии трещиноватых скальных грунтов следует рассмотреть применение метода цементации.

7.19. На площадках со сложными инженерно-геологическими и гидрогеологическими условиями при сложных и ответственных сооружениях проектированию должно предшествовать проведение на площадке строительства опытных работ по преобразованию свойств грунтов выбранным для закрепления методом.

7.20. Различают поверхностные и глубинные методы уплотнения грунтов. Уплотнение производится укаткой, трамбованием, вибрацией, виброударами, взрывами, статической нагрузкой от собственного веса грунта, а также дополнительной пригрузкой.

7.21. Уплотненность грунтов определяется по методике стандартного уплотнения по ГОСТ 22733-77 и характеризуется коэффициентом уплотнения

$$k_{com} = \rho_d / \rho_{d \cdot max} \quad \rho_d$$

плотность сухого уплотненного грунта и $\rho_{d \cdot max}$ - максимальное значение плотности грунта по стандартному уплотнению.

Оптимальную влажность глинистых грунтов, уплотняемых трамбованием, при отсутствии результатов непосредственного определения рекомендуется принимать

$$w_0 = w_p - (0,01 \div 0,03) \quad w_0 = w_p \quad w_p$$

пластичности (раскатывания).

7.22. 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 производства работ и пр.

При отсутствии результатов непосредственных лабораторных и полевых испытаний уплотненного грунта необходимую степень уплотнения, значения модулей деформации и величины расчетных сопротивлений оснований из уплотненных грунтов допускается принимать по рекомендациям приложения 10.

7.23. Для повышения несущей способности оснований и устройства фундаментов и других подземных конструкций могут применяться способы химического закрепления грунтов. Способы закрепления и область их применения приведены в приложении 10.

7.24. Инъекционное, бурсмесительное закрепление грунтов и использование геокомполитов с целью устройства фундаментов и подземных конструкций из закрепленных массивов допускается с применением способов, обеспечивающих прочностные и другие физико-механические свойства закрепленных грунтов, которые отвечают всем требованиям, предъявляемым к материалам таких конструкций, включая требования по морозостойкости и экологии.

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

7.25. Нормативные и расчетные характеристики закрепленных грунтов устанавливаются в результате лабораторных испытаний и опытных работ в натурных условиях, включающих закрепление грунтов принятым способом.

8. СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

Настоящий раздел норм включает, на основе современного опыта фундаментостроения, ряд рекомендаций и решений дополнительных к действующему СНиП 2.02.03-85. Учитывая многообразие объектов строительства в г.Москве рекомендуется расширить номенклатуру используемых в строительстве свай. Увеличивающийся объем применения буронабивных свай и трудность их испытания статической нагрузкой вызвали необходимость разработки нового метода определения их несущей способности по результатам статического зондирования. Накопленный опыт применения забивных свай и испытаний их статической нагрузкой позволил повысить их расчетную нагрузку в песчаных и некоторых глинистых грунтах, уменьшив коэффициент надежности. Разработан метод расчета кустов свай и новых конструкций комбинированных свайно-плитных фундаментов на основе определения осадки одиночной сваи и коэффициента осадки свайного фундамента, что лучше соответствует работе свайного фундамента, чем расчет его как условного фундамента на естественном основании.

8.1. Для использования в практике строительства в Москве рекомендуются:

- забивные железобетонные сваи по ГОСТ 19804-79, которым охвачены сваи квадратного сечения с ненапрягаемой и напрягаемой арматурой, сваи квадратного сечения с круглой полостью, полые круглые сваи и сваи-оболочки согласно приложению 11;

- буронабивные (буровые и набивные) и буруинъекционные (корневидные) сваи различного типа и размеров в зависимости от имеющегося бурового оборудования. Номенклатура изготавливаемых свай приведена в приложении 12.

Буровая свая

8.2. Несущую способность F_d , кН, буровой свай, устраиваемой в соответствии с п.

2.5а СНиП 2.02.03-85, работающей на сжимающую нагрузку, по результатам статического зондирования следует определять по формуле:

$$F_d = \gamma_c \sum F_u / n \gamma_g, \quad (10)$$

где γ_c - коэффициент условий работы; $\gamma_c = 1$;

n - число точек зондирования, не менее 6;

F_u - частное значение расчетного сопротивления сваи в точке зондирования,

определенное по формуле (11);

γ_g - коэффициент надежности по грунту, устанавливаемый при значении

доверительной вероятности $\alpha = 0,95$ в соответствии с требованиями ГОСТ 20522-

96.

8.3. Частное значение расчетного сопротивления буровой сваи в точке зондирования F_u , кН,

следует определять по формуле:

$$F_u = RA + U \sum \gamma_{cf} f_i h_i \quad (11)$$

где R - расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа, принимаемое по табл.1 по данным зондирования в рассматриваемой точке, в зависимости от среднего сопротивления конуса q , кПа, на участке, расположенном в пределах

одного диаметра выше и двух диаметров ниже подошвы проектируемой сваи;

- площадь опирания сваи на грунт, кв.м;

A

- среднее значение расчетного сопротивления грунта на боковой поверхности сваи,

f_i

кПа, на расчетном участке сваи, определяемое по данным зондирования в

h_i

соответствии с табл.1;

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

h_i

которая должна приниматься не более 2м;

- наружный периметр поперечного сечения сваи, м;

U

- коэффициент, зависящий от технологии изготовления свай и принимаемый:

γ_{cf}

а) при сваях, бетонируемых в скважинах насухо, равным 1;

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

Таблица 1

q - сопротивление конуса, кПа	R - расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа		f_i - среднее значение расчетного сопротивления на боковой поверхности сваи, кПа	
	песчаный грунт	глинистый грунт	песчаный грунт	глинистый грунт
1000	-	230	-	20
2500	-	580	-	25
5000	500	1000	25	35
7500	750	-	40	50
10000	1000	-	52	65
12000	1200	-	60	-
15000	1500	-	68	-
20000	2000	-	75	-

Примечания:

1. Коэффициенты R и f_i для промежуточных значений q 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 5м. При возможности возникновения на боковой поверхности свай отрицательного трения, значения расчетных сопротивлений грунта

f_i

для оседающих слоев принимать со знаком "минус".
 f_i
 3. При принятых в табл.1 значениях R и f_i осадка свай при расчетной несущей способности F_d не превышает $0,03 d$.

8.4. Параллельно с расчетом несущей способности сваи по результатам статического зондирования следует провести расчет несущей способности в соответствии с пп.4.6 и 4.7 СНиП 2.02.03-85. При больших расхождениях в полученных величинах несущей способности свай (более 25 %) следует произвести статическое испытание не менее 2 свай.

Забивная свая

8.5. Несущую способность F_d , кН, висячей забивной сваи рекомендуется определять в соответствии с п.4.2 и таблицами 1 и 2 СНиП 2.02.03-85.

При определении расчетной нагрузки N , передаваемой на сваю, коэффициент надежности γ_k рекомендуется принимать 1,3 - при определении несущей способности сваи для песков средней плотности и плотных средней крупности, мелких и пылеватых и глинистых грунтов при показателе текучести $I_L \geq 0,30$.

В остальных случаях коэффициент надежности по грунту γ_k следует принимать 1,4.

8.6. Несущую способность F_d , кН, забивной висячей сваи, работающей на сжимающую нагрузку, по результатам испытаний грунтов статическим зондированием следует определять по формуле (10).

Частное значение предельного сопротивления F_u , кН, забивной висячей сваи, работающей на сжимаемую нагрузку, по результатам испытаний грунтов статическим зондированием следует определять по формуле

(12)

$$F_u = \beta_i q_n A + U \sum f_i h_i,$$

где q_n - сопротивление зонда, кПа, на уровне подошвы сваи, определяемое на участке

1 d выше и 4 d ниже подошвы сваи;

U - периметр сваи, м;

h_i - толщина i -ого слоя грунта;

f_i - среднее сопротивление i -го слоя грунта, кПа, принимаемое по табл.2 в зависимости от сопротивления зонда q (МПа) на середине расчетного слоя грунта;

β_i - коэффициент, принимаемый по таблице 2.

Таблица 2

q , МПа	1	2,5	5	7,5	10	12
-----------	---	-----	---	-----	----	----

f_i , кПа	30	35	50	65	75	80
β_i	0,80	0,70	0,60	0,50	0,45	0,40

8.7. При наличии на площадке, где испытаны сваи статической нагрузкой, результатов статического зондирования, что обычно должно иметь место, несущую способность испытанных 3 - 5 свай следует определять с использованием результатов статического зондирования (не менее 6 точек) по формуле:

$$F_d = \sum F_u / n \gamma_{gs}, \quad (13)$$

где $\sum F_u / n$ - среднее значение предельного сопротивления по 3-5 испытаниям свай статической нагрузкой (см. п.5.5 СНиП 2.02.03-85);

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

$$\gamma_{gs} = 1 + V_s, \quad (14)$$

где V_s - коэффициент вариации результатов зондирования, определяемый по формуле

$$V_s = n_s \sqrt{\sum (F_{si} - F_s)^2 / n_s} / \sum F_{si}, \quad (15)$$

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

n_s - число точек зондирования.

При двух испытаниях свай нормативное значение предельного сопротивления свай следует принимать равным меньшему предельному сопротивлению, полученному из результатов испытаний, а коэффициент надежности по грунту -

$$\gamma_g = 1.$$

Расчет свай и групп свай по деформациям

8.8. Проектирование свайных фундаментов (из отдельных свай, кустов свай и свайных полей) следует осуществлять с учетом полного использования несущей способности свай за счет проектирования фундаментов по предельным состояниям, исходя из условия

$$S \leq S_u, \quad (16)$$

где S - совместная деформация свай, свайного фундамента и сооружения, определяемая расчетом;

S_u - предельное значение средней осадки фундамента проектируемого здания или сооружения, устанавливаемое либо по указаниям СНиП 2.02.01-83*, либо в задании на проектирование.

8.9. Для определения осадки висячей сваи и осадок свайных кустов и полей рекомендуются методы, основанные на рассмотрении работы сваи с использованием решения упругой задачи о вертикальном перемещении в грунте вследствие взаимодействия напряжений в системе свая - грунт. Это позволяет учесть относительную жесткость и длину сваи, расстояние между сваями в кусте и свайном поле и взаимодействие свай.

8.10. При расчете свай и свайных фундаментов осадку сваи следует определять по формуле

$$S = P I_s / E_{sL} d, \quad (17)$$

где P - нагрузка в голове сваи, кН;
 E_{sL} - модуль деформации грунта, который в рассматриваемом решении следует определять на уровне подошвы сваи, кПа;
 d - диаметр сваи, м;
 I_s - коэффициент влияния, зависящий от отношения l/d , длины сваи к ее диаметру (или стороне квадратной сваи) и от коэффициента жесткости сваи $\lambda = E_p / E_{sL}$, где E_p - модуль деформации материала сваи.
 Коэффициент влияния I_s определяется по таблице 3.

Таблица 3

l/d	Значения I_s при λ , равном		
	100	1000	10000
10	0.200	0.145	0.139
25	0.145	0.088	0.080
50	0.130	0.062	0.046

8.11. При использовании формулы (17) следует обратить особое внимание на достоверное определение значения модуля деформации грунта E_{sL} . Наиболее достоверное значение его

может быть определено по результатам полевых испытаний, что необходимо при использовании на объекте более 100 свай.

При использовании для определения модуля деформации статического зондирования следует руководствоваться тем, что модуль деформации грунта у свай всегда в несколько раз выше, чем у грунта в естественном состоянии (в 2-8 раз).

Рекомендуется принимать следующие минимальные значения модуля деформации грунта у свай:

в песках -

$$E_{sL} = 6q,$$

в глинах - при расчете буровых свай

$$E_{sL} = 10q,$$

при расчете забивных свай

$$E_{sL} = 12q.$$

8.12. При расчете одиночных висячих свай для сооружений, допускающих предельные деформации 10 см, рекомендуется нагрузку на сваю, в формуле (17), определять при осадке сваи до 40мм.

Для сооружений, допускающих осадку более 10 см, возводимых на одиночных сваях, предельную осадку сваи следует указывать в задании на проектирование.

В расчете осадки одиночной сваи, используемой для проектирования свайных кустов и полей, следует учитывать, что осадка групп свай в результате их взаимодействия в свайном фундаменте увеличивается на величину коэффициента осадки R_s (п. 7.15).

8.13. Для проверки основания по несущей способности при нагрузке, из формулы (17) при выбранной осадке сваи, рекомендуется определять несущую способность сваи также по результатам статического зондирования (пп. 7.6 и 7.5).

Расчет осадки куста свай.

8.14. Осадку куста взаимодействующих свай S_G следует определять по формуле

$$S_G = S_1 R_s = P I_s R_s / E_{sL} d, \quad (18)$$

где S_1 - осадка одиночной сваи, определяемая по формуле (17) по характеристикам сваи в кусте;

P - нагрузка на одиночную сваю, равная средней нагрузке на сваю в кусте;

R_s - коэффициент осадки куста свай, определяемый по п.8.15

8.15. Для квадратных кустов свай с количеством свай от 4 до 25, расстоянием между осями свай от $3d$ до $6d$ и отношением $l/d = 10 - 50$ коэффициент осадки куста рекомендуется определять по формуле

$$R_s = (1,20 - 0,05a/d) \sqrt{n}, \quad (19)$$

где n - число свай в кусте;

a - расстояние между осями свай, м;

d - диаметр (или сторона квадрата) сваи, м.

Проектирование комбинированных свайно-плитных фундаментов (КСП)

8.16. Для уменьшения общей и неравномерной осадок сооружений с большой нагрузкой на фундамент рекомендуется 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 свай. Рекомендуется применять буровые сваи диаметром 0.8-1.2 м, возможно использовать также и квадратные забивные сваи.

Длина свай принимается равной от $0,5B$ до B (B - ширина фундамента). Расстояния между сваями $a/d = 5-7$ с расположением свай под колоннами, если они есть по проекту.

8.17. Метод расчета осадки таких фундаментов основан на совместном рассмотрении жесткости (нагрузка, деленная на осадку) свай и жесткости плиты. Рекомендуемый метод приведен в приложении 13.

8.18. Если под нижними концами свай залегают грунты с модулем деформации $E_{sb} > 20$ МПа и доля временной многократно прилагаемой нагрузки не превышает 40 % общей нагрузки, осадку комбинированного свайно-плитного фундамента допускается определять по формуле

$$S = 0,12 p B / E_{sb}, \quad (20)$$

где p - среднее давление на уровне подошвы плитного ростверка;

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

8.19. Изложенный в приложении 11 метод расчета осадки КСП фундамента относится к фундаменту на висячих сваях. Эта конструкция фундамента малоэффективна при сваях-стойках, опирающихся на малосжимаемые грунты.

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

Для зданий и сооружений II и III уровней ответственности допускается определять нагрузки на средние и угловые сваи ростверка по формуле

$$P = P_{cp} (1 + m d \sqrt{n} / a), \quad (21)$$

где m - коэффициент, принимаемый равным 0,1 для крайних свай и 0,2 для угловых свай;

P_{cp} - средняя нагрузка на сваю в фундаменте.

P_{cp}

8.21. Глубина заложения подошвы свайного ростверка должна назначаться в зависимости от конструктивных решений подземной части здания или сооружения (наличия подвала, технического подполья или подземных этажей), грунтовых условий и проекта планировки территории, а также высоты ростверка, определяемой расчетом.

8.22. Проверка расчетного сопротивления несущей способности основания подошвы свайного ростверка производится по формуле (7) СНиП 2.02.01-83* на часть нагрузки, приходящейся по расчету на плиту, считая нагрузку равномерно распределенной по жесткому ростверку.

8.23. Выполненные расчеты кустов свай и КСП фундаментов следует дополнительно проверить на осадку как условного фундамента на естественном основании в соответствии с п. 6.1 СНиП 2.02.03-85.

8.24. В свайных кустах с нагрузкой до 10000 кН не рекомендуется принимать число свай в кустах более 16 при сечении свай 30х30 см, более 12 при сечениях свай 35х35 см, более 9 при сечениях свай 40х40 см и при диаметре 50-60 см.

Расчет кренов свайных фундаментов

8.25. Крен прямоугольного свайного фундамента следует определять по формуле

$$i = 8i_0(1 - \nu^2) M / EL^2 b \gamma_f, \quad (22)$$

где L и b - длина и ширина фундамента;

ν - коэффициент Пуассона; (рекомендуется $\nu = 0,30$);

M - момент, действующий на фундамент;

E - модуль деформации в основании свай;

γ_f - коэффициент надежности по нагрузке;

i_0

- безразмерный коэффициент, устанавливаемый в зависимости от $2h / L$, где h - глубина заложения свай, и от отношения L / b .

Для ориентировочных расчетов могут быть приняты значения коэффициента i_0 по таблице

4.

Таблица 4

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

8.26. Крен круглого фундамента следует определять по формуле

(23)

$$i = i_0(1 - \nu^2)M / Er^3\gamma f,$$

где i_0 - безразмерный коэффициент, зависящий от h/r (r - радиус фундамента), принимаемый по табл.5.

Таблица 5

h/r	0.5	1.0	2.0	5.0
i_0	0.36	0.26	0.23	0.23

Проектирование свайных фундаментов, сооружаемых вблизи зданий.

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

- тип и конструкции фундаментов этих зданий, состояние конструкций самих сооружений, а также наличие в них высокоточного оборудования, чувствительного к вибрации, вызываемой забивкой свай;
- допустимые расстояния от погружаемых забивкой свай до зданий и сооружений, руководствуясь рекомендациями "Проектирование и устройство свайных фундаментов и шпунтовых ограждений в условиях реконструкции промышленных предприятий и городской застройки" ВСН 490-87;
- возможность подъема (выпора) поверхности грунта при забивке свай в кустах и свайных полях, который может распространяться на большое расстояние от внешнего контура забивки свай;
- 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.ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ В СЛОЖНЫХ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ

9.1. К сложным инженерно-геологическим условиям относятся такие, когда в основании здания или сооружения в пределах его сжимаемой толщи залегают слои, прослои или линзы следующих слабых грунтов: насыпных; намывных (песков); заторфованных; погребенных торфов; погребенных сапропелей; илов; рыхлых песков; водонасыщенных глинистых грунтов текучепластичной или текучей консистенции; водонасыщенных пылеватых песков, обладающих плавунными свойствами; набухающих; пучинистых; закарстованных; территории, при наличии карстово-суффозионных явлений.

9.2. Для обеспечения несущей способности (прочности и устойчивости) и ограничения развития чрезмерных пластических деформаций в основании необходимо производить расчет по первому предельному состоянию.

9.3. Проектирование предпостроечного уплотнения слабых слоев, прослоек или линз в основании производится по данным первичных инженерно-геологических изысканий. Целесообразность такого предпостроечного уплотнения устанавливается на основе вариантного проектирования.

9.4. Не допускается опирание фундамента на кровлю слоя погребенного слабого грунта независимо от толщины этого слоя и расчетной величины деформации основания.

9.5. Несущая способность оснований F в сложных инженерно-геологических условиях со слоями медленно уплотняющихся водонасыщенных слабых грунтов определяется без учета их угла внутреннего трения ($\varphi = 0$), если в пределах сжимаемой толщи отсутствуют дренирующие

слои грунта или дренирующие устройства. В этих случаях несущая способность оснований фундаментов определяется по п.2.61 СНиП 2.02.01-83*.

9.6. Величина деформации, определяемой расчетом по указаниям Приложения 2 "Расчет деформаций оснований" СНиП 2.02.01-83*, не должна превышать предельно допустимой

величины совместной деформации основания и здания, установленной СНиП 2.02.01-83*.

9.7. Разрешается превышение предельных величин максимальных абсолютных и средних осадок зданий при обязательном обеспечении специальных мероприятий, гарантирующих нормальную эксплуатацию вводов сетей водопровода, теплофикации, газопровода, выпусков канализации и дренажа. С этой целью следует предусматривать строительный подъем на величину ожидаемых осадок здания, с тем, чтобы после стабилизации осадок вводы инженерных коммуникаций в здания были на проектных отметках.

9.8. Не допускается использование отдельно стоящих и прерывистых ленточных фундаментов на естественном основании, включающем в пределах сжимаемой толщи слои или линзы погребенного торфа или заторфованного грунта, а также слои, прослойки или линзы водонасыщенных пылеватых песков, обладающих плавунными свойствами.

9.9. Свайные фундаменты на основаниях с прослойками и линзами слабых грунтов следует применять в случае, когда величина расчетной осадки фундаментов на естественном основании превосходит величину осадки зданий, определяемую технологическими или эксплуатационными условиями.

9.10. Сваи должны прорезать толщу с прослойками и линзами слабых грунтов, находящихся в пределах сжимаемой толщи основания. При этом необходимо, чтобы нижние концы свай входили в подстилающие крупнообломочные грунты, гравелистые, крупные и средней крупности плотные песчаные грунты, а также в глинистые грунты с показателем консистенции $I_L < 0,1$ не менее

чем на 0,5 м, а в прочие виды нескальных грунтов, в том числе с $I_L \geq 0,1$, не менее чем на 2,0

м.

9.11. Вопрос о необходимости проведения до начала проектирования испытания свай и определения их количества решается после детального ознакомления с грунтовыми условиями площадки, установления глубины залегания кровли и подошвы слоя погребенного слабого грунта, определения длины свай по расчету с учетом опыта строительства в аналогичных условиях.

9.12. Расчет несущей способности свай в основаниях, содержащих погребенные торфы, производится в соответствии с главой СНиП 2.02.03-85.

Если в пределах длины свай залегают слои органо-минеральных и органических грунтов толщиной более 0,3 м, могущие подвергаться уплотнению какими-либо внешними воздействиями (подсыпкой или намывом грунта), то необходимо произвести учет изменения величины и даже знака сопротивления грунта по боковой поверхности свай в соответствии со СНиП 2.02.03-85.

9.13. При расчете свайных фундаментов и их оснований из слабого грунта по деформациям в случаях выполнения планировки территории подсыпкой высотой более 2 м необходимо учитывать уменьшение габаритных размеров условного фундамента в соответствии с п.6.2 СНиП 2.02.03-85*.

9.14. В основаниях с погребенными слабыми грунтами допускается применение составных свай, если требуемая по инженерно-геологическим условиям длина превышает наибольшую длину цельных свай, предусмотренную стандартами, или отсутствует необходимое оборудование для их погружения.

9.15. При 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.

9.16. Нижние концы свай можно оставить в относительно плотных грунтах, залегающих под слоем погребенного органо-минерального или органического грунта, если расстояние от нижнего конца свай до кровли органо-минерального грунта h более $2B$ (где B - ширина свайного фундамента на уровне нижних концов свай) и если расчетная величина осадок такого фундамента не превысит предельную.

9.17. В случае расположения свай в толще грунтов основания, включающего слои погребенного органо-минерального грунта, должно быть предусмотрено жесткое сопряжение монолитного железобетонного свайного ростверка с железобетонными сваями в соответствии со СНиП 2.02.03-85.

9.18. Перед массовой забивкой свай необходимо произвести их пробную забивку с целью определения способности прохождения сваями слоя погребенного органо-минерального или органического грунта и выбора рационального типа сваебойного оборудования. Практика забивки свай дизель-молотом показала, что сваи не проходили слой и разрушались в связи с тем, что энергия удара молота поглощалась упругой деформацией слоя погребенного органо-минерального грунта.

В аналогичных инженерно-геологических условиях сваи лучше всего погружать в лидерные

(до подошвы слоя органо-минерального или органического грунта) скважины, задавливать или забивать механическим молотом с массой ударной части 3-4 т.

9.19. При выборе конструктивной схемы здания и фундаментов на естественном основании следует исходить из того условия, что повышение пространственной жесткости здания, включая фундаменты, уменьшает возможные неравномерные осадки и перераспределяет усилия, возникающие в отдельных элементах.

9.20. При проектировании ленточных фундаментов или перекрестных лент предпочтение следует отдавать монолитному или сборно-монолитному варианту. Ленточные фундаменты под колонны должны проектироваться в зависимости от расстояния между ними и от высоты фундамента сборно-монолитными или монолитными.

9.21. Здания с продольными несущими стенами из кирпича или из крупных панелей менее чувствительны к неравномерным осадкам, характерным для оснований в сложных инженерно-геологических условиях, чем здания с несущими поперечными стенами или продольными наружными несущими стенами и внутренним каркасом.

9.22. Целесообразно при значительной неравномерности осадок, вызывающих трещины в стенах здания, усиливать фундаменты и стены непрерывными армированными швами или железобетонными поясами, способными воспринять растягивающие усилия.

9.23. Чувствительность конструкций зданий к неравномерным осадкам может быть снижена также посредством разрезки здания на отдельные отсеки ограниченной длины с введением осадочных швов.

9.24. С целью прорезки фундаментами большой толщи грунтов в сложных инженерно-геологических условиях до малосжимаемых грунтов может быть применен способ "стена в грунте".

9.25. Расчет и технология устройства "стены в грунте" производятся в соответствии с СН 477-75.

9.26. Песчаные подушки на основаниях, содержащих слои биогенного грунта, целесообразно устраивать только для частичной или полной замены погребенного биогенного грунта минеральным грунтом или для повышения отметки заложения фундамента или уменьшения давления на кровлю биогенного грунта. Подушки устраиваются из песков средней крупности и крупных.

10. ОСНОВНЫЕ ПРИНЦИПЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ПОДЗЕМНЫХ И ЗАГЛУБЛЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ

10.1. Номенклатура объектов, размещаемых в подземном пространстве города, включает:

- инженерные коммуникации и сооружения: трубопроводы различного назначения, кабельные прокладки, общие городские коллекторы, головные сооружения водопровода и канализации, насосные станции, бойлерные, вентиляционные и калориферные камеры, трансформаторные подстанции, центральные тепловые пункты, ремонтно-эксплуатационные комплексы и пр.;
- инженерно-транспортные сооружения: транспортные тоннели автомобильных магистралей, пешеходные переходы, помещения автостанций и вокзалов, гаражи-стоянки;
- торговые и культурно-развлекательные комплексы, помещения зрелищных и административных зданий;
- предприятия торговли, общественного питания, коммунально-бытового обслуживания и связи, объекты складского хозяйства и промышленного назначения;
- основные и вспомогательные помещения подземной части жилых зданий;
- защитные сооружения гражданской обороны;
- специальные сооружения.

В зависимости от объема занимаемого подземного пространства эти сооружения подразделяются на линейные протяженные (в основном инженерные коммуникации, транспортные тоннели) и компактные (отдельно стоящие).

10.2. Подземные и заглубленные сооружения следует классифицировать по способу их устройства на: сооружения, возводимые открытым способом, и сооружения, возводимые закрытым способом.

К сооружениям, возводимым открытым способом, относятся устраиваемые:

- в насыпи;
- в котлованах с неподкрепленными бортами (откосами);
- в котлованах с использованием временных ограждающих конструкций (шпунтов, забирок, нагельных креплений и пр.);
- в котлованах с использованием постоянных ограждающих конструкций ("стены в грунте", буроэкерующихся свай и пр.);
- в котлованах с использованием специальных способов строительства (замораживания грунтов, закрепления грунтов и пр.);

- способом опускного колодца.

К сооружениям, возводимым закрытым способом, относятся устраиваемые:

- горным способом;
- комбайновым и щитовым способами;
- продавливанием.

10.3. Размещение подземных и заглубленных сооружений в плане и профиле, их габариты и объемно-планировочные решения должны назначаться в зависимости от функционального назначения сооружений с соблюдением требований глав строительных норм и правил для соответствующих объектов и обеспечением эффективного использования подземного пространства.

Объемно-планировочные решения подземных и заглубленных сооружений должны учитывать конструктивные и технологические особенности устройства сооружения.

Конструктивные решения подземных и заглубленных сооружений должны обеспечивать их геометрическую неизменяемость, наиболее благоприятную статическую работу, устойчивость положения и формы, прочность.

Материалы, основные параметры сечений элементов подземных и заглубленных сооружений должны назначаться с соблюдением требований соответствующих глав строительных норм и правил. Рекомендуется применение конструкций и изделий заводского изготовления, в том числе повышенной заводской готовности. При проектировании линейных и неоднократно повторяемых отдельно стоящих объектов следует, как правило, применять типовые конструкции и изделия, предусмотренные соответствующей типовой проектной документацией.

10.4. Выбор конструктивного решения и методов строительства подземных и заглубленных сооружений следует определять с учетом:

- назначения сооружения, объемно-планировочных решений, глубины заложения;
- величин 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.

10.5. При проектировании подземных и заглубленных сооружений следует учитывать уровень их ответственности в соответствии с ГОСТ 27751-88 путем введения коэффициента надежности по ответственности γ_n .

Коэффициенты надежности по ответственности γ_n подземных и заглубленных сооружений

следует принимать равными:

- 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).

На коэффициент надежности по ответственности следует умножать в расчетах нагрузочный эффект (внутренние силы и деформации конструкций и оснований, вызываемые нагрузками и воздействиями).

Классификацию подземных и заглубленных сооружений, а также зданий и сооружений, на которые может оказывать влияние подземное строительство, по уровням ответственности следует принимать в соответствии с указаниями ГОСТ 27751-88 и с приложением 14.

В том случае, если влияние проектируемого подземного или заглубленного сооружения оказывается на здания и сооружения более высокого уровня ответственности, уровень ответственности проектируемого сооружения должен быть повышен до уровня ответственности сооружения, на которое оказывается влияние.

10.6. При проектировании подземных и заглубленных сооружений в результате инженерных изысканий должны быть выявлены и изучены:

- характер рельефа;
- геологическое строение массива;
- тектонические структуры, разрывные и складчатые нарушения;
- физико-механические и тепловые свойства грунтов;
- гидрогеологические условия площадки: фильтрационные характеристики грунтов, наличие и характер водоносных горизонтов, уровень и режим подземных вод, ожидаемые водопритоки в подземные горные выработки, величины напора в горизонтах, наличие и толщина водоупоров и их устойчивость против прорыва напорных вод, химический состав подземных вод и их агрессивность по отношению к материалу сооружения;
- неблагоприятные геологические и инженерно-геологические процессы и явления: оползни,

карст, суффозия, выпор, обвалы, оседание поверхности, температурные аномалии и пр.;

- возможность изменения физико-механических свойств грунтов в процессе строительства и эксплуатации подземных сооружений;

- наличие грунтов с низкой несущей способностью и структурно-неустойчивых: рыхлые пески, глины текучей консистенции, илы, заторфованные грунты и торфы, сапропели, набухающие, пучинистые и техногенные; грунты, обладающие плавунными, тиксотропными и суффозионными свойствами и виброползучестью;

- наличие и местоположение существующих и существовавших подземных сооружений, подвалов, тоннелей, инженерных коммуникаций, колодцев, подземных выработок, буровых скважин и пр.;

- динамические воздействия от существующих подземных сооружений.

При необходимости в случае наличия тектонических нарушений и других неблагоприятных условий следует определять микросейсмичность площадки строительства.

10.7. При строительстве подземных и заглубленных сооружений открытым способом с использованием постоянных ограждающих конструкций ("стена в грунте", буросекующиеся 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. 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 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.

В прочих случаях количество разведочных скважин и расстояние между ними должны назначаться в зависимости от категории сложности инженерно-геологических условий и класса ответственности сооружения в соответствии с требованиями СНиП 11-01-96 и СНиП 1.02.87.

10.8. Глубина разведочных скважин должна быть не менее чем $1,5H_k + 5$ м при строительстве открытым способом, где H_k - глубина котлована, или $H_0 + 2D$ при строительстве закрытым способом, где H_0 - глубина заложения низа обделки, D - диаметр или поперечный размер обделки.

10.9. При проектировании подземных и заглубленных сооружений I и II уровней ответственности дополнительно к предусмотренным главой СНиП 2.02.01-83* надлежит полевыми и лабораторными методами определять следующие физико-механические характеристики нескальных и скальных инженерно-геологических элементов:

значения модуля деформации E для первичной ветви компрессии (E^{c1}), для ветви декомпрессии (E^d) и ветви вторичной компрессии (E^{c2}) при проектировании сооружений,

возводимых открытым способом, и значения E^{c1} и E^d при проектировании сооружений,

возводимых закрытым способом;

декомпрессию и вторичную (повторную) компрессию образцов следует выполнять для тех же диапазонов напряжений, что и первичную компрессию;

значения коэффициента поперечной деформации ν для расчетов подземных и заглубленных сооружений II и III уровней ответственности расчетные значения коэффициента ν допускается

принимать в соответствии с приложением 15;

значения параметров ползучести глинистых грунтов $\delta_{сгр}$ и $\delta_{сгр1}$;

значения прочностных характеристик угла внутреннего трения ϕ и удельного сцепления с,

определяемые для условий, соответствующих всем этапам строительства и эксплуатации подземного сооружения;

значения коэффициентов морозного пучения K_n , удельных нормальных и касательных сил

морозного пучения и ; значения коэффициентов фильтрации грунтов;
 σ_h τ_h k

классификационные характеристики массивов скальных грунтов: модуль трещиноватости M_j , показатель качества породы RQD, коэффициент выветрелости k_w .

При обосновании изысканиями могут определяться по специальному заданию и другие физико-механические и классификационные характеристики грунтов.

10.10. Для проектирования заглубленных и подземных сооружений I уровня ответственности программа инженерно-геологических изысканий должна составляться с привлечением специализированных организаций.

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

10.12. В процессе проектирования силами специализированных организаций следует проводить обследования оснований, фундаментов и несущих конструкций существующих зданий и сооружений, расположенных в зоне влияния проектируемого подземного строительства.

При отсутствии архивных материалов инженерно-геологических изысканий на площадках существующей застройки, примыкающей к подземному строительству, следует предусматривать выполнение изысканий на этих площадках в процессе проектирования подземных или заглубленных сооружений.

10.13. При проектировании заглубленных и подземных сооружений должны быть предусмотрены решения, обеспечивающие надежность, долговечность и экономичность сооружений на всех стадиях строительства и эксплуатации. Для этого следует выполнять расчеты основания и конструкций подземных сооружений, взаимодействующих с основанием, по первой и второй группам предельных состояний.

Расчеты основания и взаимодействия конструкций подземных сооружений с основанием должны включать в себя:

- расчеты несущей способности основания, устойчивости сооружения и его отдельных элементов;
- расчет местной прочности основания;
- расчеты устойчивости склонов, примыкающих к сооружению, откосов, бортов котлованов;
- расчет устойчивости ограждающих конструкций;
- определение эффективных напряжений и поровых давлений в массиве грунта и на контакте конструкций подземного сооружения с основанием, а также их изменений во времени;
- расчеты внутренних усилий в ограждающих, распорных, анкерных и фундаментных конструкциях;
- расчеты фильтрационной прочности основания, давления подземных вод на конструкции подземного сооружения, фильтрационного расхода;
- расчет деформаций системы подземное сооружение-основание.

При выполнении расчетов следует учитывать возможные изменения гидрогеологических условий, а также физико-механических свойств грунтов и скальных пород в процессе строительства и эксплуатации сооружения, в том числе с учетом промерзания и оттаивания грунтового массива.

10.14. 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.

Прогноз изменений гидрогеологического режима следует выполнять путем математического моделирования фильтрационных процессов численными методами. Для выполнения математического моделирования должны привлекаться специализированные организации.

10.15. При проектировании подземных и заглубленных сооружений в районах существующей застройки следует выполнять геотехнический прогноз влияния строительства на изменения напряженно-деформированного состояния грунтового массива и деформации существующих зданий и сооружений.

Прогноз изменений напряженно-деформированного состояния грунтового массива следует выполнять путем математического моделирования с использованием нелинейных моделей механики сплошных сред численными методами. Для выполнения математического моделирования должны привлекаться специализированные организации.

Примечание: При проектировании сооружений II и III уровней ответственности, возводимых открытым способом, математическое моделирование изменений напряженно-деформированного состояния грунтового массива разрешается не проводить при расположении существующих

зданий и сооружений на расстоянии более $2H_k$, где H_k - глубина котлована.

10.16. Нагрузки и воздействия на основание и конструкции подземных и заглубленных сооружений должны устанавливаться расчетом, исходя из совместной работы конструкций сооружения и основания.

При проектировании следует учитывать нагрузки и воздействия, возникающие на всех стадиях возведения и эксплуатации подземного сооружения.

К постоянным нагрузкам, учитываемым при проектировании, относятся: вес строительных конструкций подземного сооружения и надземных зданий или сооружений, опирающихся на него или передающих нагрузку через грунт; давление грунтового массива, вмещающего сооружение, и подземных вод при установившейся фильтрации; усилия натяжения постоянных анкеров, распорные усилия и пр.

К временным длительным нагрузкам и воздействиям относятся: вес стационарного оборудования подземных сооружений и другие полезные нагрузки; давление жидкостей и газов в резервуарах и трубопроводах; давление подземных вод при неустановившемся режиме фильтрации; нагрузки от складываемых на поверхности грунта материалов; температурные технологические воздействия; усилия натяжения временных анкеров; нагрузки, обусловленные изменением влажности, усадкой и ползучестью материалов и пр.

К кратковременным нагрузкам и воздействиям относятся: дополнительное давление грунтов, вызванное подвижными нагрузками, расположенными на поверхности грунта; температурные климатические воздействия и пр.

К особым нагрузкам и воздействиям относятся: сейсмические воздействия; динамические воздействия от эксплуатируемых линий метрополитена, транспортных сооружений или промышленных объектов; взрывные воздействия; воздействия, обусловленные деформациями основания при набухании и морозном пучении грунтов и др.

Коэффициенты надежности по нагрузке и возможные сочетания нагрузок должны приниматься в соответствии с требованиями действующих глав СНиП по нагрузкам и воздействиям и проектированию сооружений в зависимости от их назначения.

10.17. При проектировании подземных и заглубленных сооружений I и II уровней ответственности следует предусматривать установку контрольно-измерительной аппаратуры для проведения натурных, в том числе геодезических наблюдений за состоянием сооружений как в процессе строительства, так и в период их эксплуатации для оценки надежности системы сооружение-основание, своевременного выявления дефектов, предотвращения аварийных ситуаций, а также для оценки правильности результатов прогноза, принятых методов расчета и проектных решений.

10.18. В процессе строительства и в начальный период эксплуатации подземных и заглубленных сооружений следует выполнять натурные наблюдения (мониторинг) на строительной площадке. В состав проекта следует включать раздел "Система мониторинга на площадке". К составлению этого раздела должны привлекаться специализированные организации. Состав и объем натурных наблюдений (мониторинга) при строительстве подземных и заглубленных сооружений должны назначаться в зависимости от класса сооружений, их конструктивных особенностей, геологических и гидрогеологических условий площадки, способа возведения, плотности окружающей существующей застройки, требований эксплуатации и в соответствии с результатами геотехнического прогноза.

При проведении мониторинга, как правило, следует определять:

- осадки, крены и горизонтальные смещения конструкций строящегося подземного сооружения, а также окружающих зданий и сооружений, расположенных в зоне влияния строительства;

- состояние конструкций строящегося подземного сооружения и окружающих зданий и сооружений;

- деформации распорных конструкций и величины усилий в них;

- величины усилий в анкерных конструкциях;

- напряжения и деформации в грунтовом массиве;

- пьезометрические напоры воды в грунтовом массиве;

- расходы воды, фильтрующейся в массиве грунта, вмещающем подземное сооружение;

- температуру грунтов в массиве;

- химический состав, температуру и мутность профильтровавшейся воды в дренажах и коллекторах;

- эффективность работы дренажных, водопонизительных и противифльтрационных систем;

- уровень колебаний подземного сооружения при его строительстве рядом с тоннелями метрополитена и другими источниками вибрационных и динамических воздействий;

- экологические изменения.

Состав программы мониторинга при обосновании может быть расширен.

10.19. При проектировании подземных и заглубленных сооружений должны быть предусмотрены инженерные мероприятия, обеспечивающие экологическую защиту прилегающей территории от подтопления, загрязнения подземных вод промышленными и бытовыми стоками и пр., а также по защите близлежащих зданий и сооружений от недопустимых деформаций.

11. КОНТАКТНЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ И ДАВЛЕНИЕ ГРУНТА НА ПОДЗЕМНЫЕ И ЗАГЛУБЛЕННЫЕ СООРУЖЕНИЯ

11.1. Величины нормальных и касательных напряжений на контакте грунтового массива и конструкций подземных и заглубленных сооружений (контактные напряжения) необходимо определять для использования их в расчетах конструкций и оснований по первой и второй группам предельных состояний. Величины контактных напряжений следует, как правило, определять, рассматривая совместную работу системы сооружение-основание.

При определении контактных напряжений необходимо учитывать историю формирования и существующее напряженно-деформированное состояние грунтового массива, конструктивные особенности сооружения, прочностные и деформационные характеристики основания и конструктивных элементов сооружения, технологию и последовательность возведения сооружения.

11.2. При определении контактных напряжений в расчетах 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 16.

Для определения контактных напряжений с использованием нелинейных моделей следует применять специализированные программы для ЭВМ.

Примечания:

1. При обосновании для определения контактных напряжений допускается использовать модели линейно-деформируемого полупространства, линейно-деформируемого слоя, а также линейные контактные модели.

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

11.3. При обосновании, а также достаточном опыте проектирования и строительства в расчетах допускается использование методов, в которых давление грунтов на конструкции подземных сооружений рассматривается как сумма заданной активной нагрузки и реактивного отпора основания.

11.4. При использовании методов расчета, указанных в п. 11.3, величины активного вертикального 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 при определении величин вертикального давления грунта допускается использовать указания глав СНиП II-44-78, 2.06.09-84, II-94-80, 2.05.03-84, II-40-80.

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

11.5. Величины бокового давления грунта на конструкции подземных сооружений, устраиваемых закрытым способом, допускается определять в зависимости от существующего напряженного состояния грунтового массива и технологии устройства сооружения в соответствии с указаниями глав СНиП II-44-78, 2.06.09-84, II-94-80.

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

Зависимость величин бокового давления грунта от величины горизонтальных смещений конструкций допускается принимать в соответствии с приложением 17.

Величины активного давления P_a , бокового давления грунта в состоянии покоя P_0 и пассивного давления P_p допускается определять в соответствии с требованиями главы СНиП 2.06.07-87.

11.7. При использовании методов расчета, указанных в п. 10.3, величины реактивного давления грунта следует определять в соответствии с указаниями п.11.2.

11.8. При использовании численных методов расчета, указанных в п.11.2, с применением специализированных программ для ЭВМ следует выполнять верификацию результатов расчета.

В качестве одной из проверок правильности полученных результатов следует выполнять анализ соблюдения условий статического равновесия рассматриваемого массива или конструкции.

12. ПОДПОРНЫЕ СТЕНЫ И ОГРАЖДЕНИЯ КОТЛОВАНОВ

12.1. Подпорные стены и ограждения котлованов в зависимости от конструкции следует классифицировать на:

- гравитационные, устойчивость которых обеспечивается собственным весом конструкций и грунта засыпки. К гравитационным относятся массивные, уголкового 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.

12.2. При проектировании подпорных стен и ограждений котлованов следует использовать указания разделов 10 и 11.

12.3. Подпорные стены и ограждения котлованов, а также их основания следует рассчитывать по двум группам предельных состояний.

Первая группа предельных состояний должна предусматривать выполнение следующих расчетов:

- 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.

Вторая группа предельных состояний должна предусматривать выполнение следующих расчетов:

- 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.

При проектировании котлованов в районах существующей застройки следует выполнять прогноз влияния строительства на деформации существующих зданий и сооружений.

12.4. 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;
- возможность передачи на конструкцию вертикальных нагрузок;
- возможность применения конструктивных решений и мероприятий по снижению величин давлений на подпорные стены (разгружающих элементов, геотекстиля, армогрунта и пр.).

12.5. В расчетах гравитационных стен и консольных гибких подпорных стен, т.е. устраиваемых без использования анкерных и распорных элементов, допускается применение методов, указанных в п. 11.3.

В остальных случаях следует использовать численные методы, указанные в п. 10.2.

12.6. 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.

12.7. При проектировании подпорных стен, устраиваемых с обратной засыпкой грунта, расчетные значения характеристик грунтов обратной засыпки удельный вес, угол внутреннего трения и удельное сцепление (γ' , ϕ' , c'), уплотненных до $K_{com} = 0,95$ от их плотности в

природном сложении, допускается устанавливать по расчетным характеристикам тех же грунтов в природном сложении в соответствии со следующими зависимостями:

$$(\gamma, \varphi, c)$$

$$\gamma' = 0,95\gamma ; \quad \varphi' = 0,9\varphi ; \quad c' = 0,5c$$

При расчетах по первой группе предельных состояний не должно превышать 7 кПа , при

$$c'_I$$

расчетах по второй группе предельных состояний не должно превышать 10 кПа.

$$c'_{II}$$

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

- внешние нагрузки и воздействия на грунтовый массив, такие как пригрузка от складированных 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.

12.9. Величины сил 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 величин 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

$$c_k = 0$$

- угол трения грунта по материалу стены

$$\varphi_k = \gamma_k \varphi$$

где φ - угол внутреннего трения грунта, γ_k - коэффициент условий работы, принимаемый

по таблице 6.

Таблица 6

Материал стены	Технология устройства и особые условия	γ_k
Бетон, железобетон	Монолитные гравитационные стены и гибкие стены, бетонируемые насухо.	0,667
	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.	0,333

Металл, дерево	В мелких и пылеватых водонасыщенных песках	0
	В прочих грунтах	0,333
Любой	При наличии вибрационных нагрузок на основание	0

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

12.11. При проектировании конструктивных элементов подпорных стен и ограждений котлованов следует руководствоваться требованиями глав СНиП 2.03.01-84*, III-18-75 и II-25-80.

13. СТРОИТЕЛЬНОЕ ВОДОПОНИЖЕНИЕ, ГИДРОИЗОЛЯЦИЯ, ДРЕНАЖ

13.1. 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 земляных выработок 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 существенных осадок близлежащего грунтового массива в результате снижения уровня подземных вод (УПВ), а также осадок оснований зданий и сооружений в зоне влияния водопонижительных работ, которые могут повлечь деформации конструкций;
- обеспечение экологической безопасности окружающей среды в связи с нарушением водного баланса на участке строительства;
- разработка мероприятий, обеспечивающих необходимый контроль качества выполняемых водопонижительных работ;
- обеспечение мониторинга окружающего грунтового массива и близлежащих зданий и сооружений в период ведения водопонижительных работ;
- решения по технике безопасности выполняемых работ.

13.2. Места сброса каптированных поверхностных и подземных вод определяет и согласовывает с соответствующими организациями заказчик и генеральная проектная организация. Должен быть решен вопрос о возможности использования каптированных подземных вод для хозяйственных или промышленных целей и необходимости их очистки.

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

13.4. Глубина положения пониженного УПВ под дном осушаемой выработки должна, как правило, определяться в зависимости от скорости восстановления уровня подземных вод за время возможного аварийного перерыва в работе водопонижительной системы.

13.5. 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 конкретные условия.

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

13.7. 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/сут.

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

13.9. Открытые, т.е. имеющие в своей полости атмосферное давление, водопонижительные

скважины следует применять для понижения уровня подземных вод или снятия напора подземных вод в грунтах с коэффициентами фильтрации более 2 м/сут.

13.10. Расчеты водопонижения следует производить для установившегося режима фильтрации во всех случаях и для неуставившегося режима, в период формирования депрессионной воронки, с охватом периода от начала откачки до установившегося режима.

13.11. Для условий повышенной сложности (неоднородный фильтрационный поток, сложные очертания контуров питания и водоприемного фронта и т.п.) расчет водопонижительных систем следует производить с использованием моделирования или других специальных методов.

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

13.13. При значительном понижении уровня подземных вод, особенно в слабых глинистых грунтах, торфах, необходимо производить расчет ожидаемых осадков в зоне развития депрессионной воронки.

13.14. При бурении скважин ударными способами следует учитывать возможность местного уплотнения грунта оснований, что может вызвать его дополнительные осадки и, как следствие, деформации конструкций окружающих зданий и сооружений.

13.15. Следует предусмотреть опасность появления суффозии при водоотливе в результате выноса мелких частиц грунта в откосах и дне котлована, что может вызвать разрыхление грунта на участках, близких к котловану. Разрыхление грунта возможно в процессе бурения, содержания и ликвидации водопонижительных скважин, а также при погружении иглофильтров гидравлическим способом.

13.16. При устройстве заглубленных в водоносный слой и достаточно 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, противифльтрационные завесы и др.).

Гидроизоляция фундаментов и частей подземных сооружений

13.17. Техническое задание на проектирование строительной части сооружения должно содержать также требования к влажностному режиму заглубленных помещений: сухие, сырые, мокрые. До начала проектирования должны быть переданы данные о возможной агрессивности подземных вод и (на промышленных площадках) отходов технологических процессов с указанием вида агрессивности: общекислотная, щелочная, сульфатная, магниевая, углекислотная.

Гидроизоляционные мероприятия могут включать в себя помимо обмазки и пропитки стен специальными растворами устройство дренажей и фильтрационных завес, которые рассмотрены в пп.13.26-13.51.

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

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

13.20. При выборе метода гидроизоляции подземных сооружений следует рассмотреть возможности 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, 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.

13.21. Для зданий с подвалами или подземными этажами выбор системы гидроизоляции следует делать на основании учета: характера воздействия воды и ее уровня, режима, который должен быть в изолируемом помещении, и трещиностойкости изолируемых конструкций.

При сухих помещениях с уровнем подземных вод на 1 м выше пола помещения на наружной стене и под полом помещения требуется трехслойная оклеечная гидроизоляция из рулонных пластмассовых полимерных пленок. Могут быть использованы также эпоксидные и каменноугольные смолы.

13.22. В проекте следует предусмотреть мероприятия по заполнению деформационных швов и

стыков в конструкции мастиками на основе полиизобутилена.

13.23. В проекте необходимо также решить конструкции узлов при прохождении коммуникаций через гидроизолированную поверхность. Все трубопроводы должны быть металлическими. Со стороны гидроизоляции они должны быть покрыты не менее чем 2 раза битумной мастикой.

13.24. 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. Растворы обычно подаются из гидроизолируемого подземного сооружения в грунт.

13.25. В случае агрессивности подземных вод должны быть предусмотрены мероприятия, защищающие материал сооружения, для чего применяется оклеечная гидроизоляция стен и днища. При небольших напорах возможно использование оклеечной изоляции с защитой изоляции под днищем слоем асфальтобетона на утрамбованном грунте, а на стене - слоем плотно утрамбованной жирной глины толщиной 25-30 см.

Дренаж

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

Проект дренирования обводненной территории должен решить следующие основные 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;
- сохранение экологической безопасности и требуемых санитарных условий на подтопляемых территориях;
- обеспечение мониторинга осушаемого грунтового массива.

13.27. 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 обеспечению экологической безопасности окружающей среды;
- сметно-финансовый расчет.

13.28. Дренирование грунтового массива следует предусматривать в следующих случаях:

- естественный уровень подземных вод (УПВ) 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.

13.29. Места сброса каптированных дренажной системой подземных вод 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.

13.30. Строительные материалы конструкций дренажей должны удовлетворять требованиям прочности и морозостойкости.

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

13.32. В сложных гидрогеологических условиях, когда по результатам изысканий не представляется возможным произвести обоснованные расчеты, следует предусмотреть организацию опытно-производственных работ, результаты которых позволят внести коррективы в проект, а также выполнить моделирование фильтрационных процессов.

13.33. 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.

13.34. 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, самоизливающимися, поглощающих, 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; такой дренаж располагается на границе защищаемой территории вдоль линии тока;
- 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.

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

13.36. 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).

13.37. 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.

13.38. Все указанные в п.12.37 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 2.06.15-85).

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

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

13.41. 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.

13.42. На откосах выемок следует предусматривать однослойные дренажи.

Противофильтрационные завесы и экраны

13.43. Противофильтрационные завесы устраиваются способом "стена в грунте" с применением монолитных и сборных стен, буросекущихся свай, струйной технологии, инъекции завесы и др.

13.44. Проектирование противофильтрационных завес и экранов допускается для сооружений, возводимых на площадках с любыми геологическими и гидрогеологическими условиями, за исключением площадок с геологически неустойчивыми условиями (карст, оползни и т.п., решение по которым принимается индивидуально).

13.45. Противофильтрационные завесы и экраны наиболее рационально предусматривать для строительства:

- в сложных гидрогеологических условиях и при высоком уровне подземных вод, причем наиболее эффективно в водонасыщенных грунтах при возможности заглубления завесы в водоупорный слой;
- 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, мусоросжигательных заводов, хвостохранилищ и т.п.

13.46. При проектировании 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.

13.47. При проектировании завес и экранов в зависимости от конструкции и назначения сооружения следует проводить следующие расчеты:

- прочностные и фильтрационные расчеты;
- 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.

13.48. 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.

13.49. 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 сложных гидрогеологических условиях площадки строительства и сложной конструкции сооружения, сопрягаемого с противофильтрационными завесами, параметры фильтрационного потока рекомендуется определять специальными методами моделирования, в том числе и экспериментальным путем.

13.50. 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.

13.51. 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 особо важных и ответственных сооружений должны разрабатываться специальные регламенты на технологию устройства, контроль качества строительных работ и эксплуатацию завес.

14. УСИЛЕНИЕ И РЕКОНСТРУКЦИЯ ФУНДАМЕНТОВ

14.1. Усиление оснований и фундаментов осуществляется при реконструкции зданий или сооружений или ликвидации их аварийных осадок. При этом может оказаться, что:

- реконструкция существующих зданий сопровождается увеличением постоянных и временных нагрузок при отсутствии резерва несущей способности грунтов основания;
- реконструкция соседних зданий или уплотнительная застройка в городе влияют на активную зону основания рассматриваемого здания;
- освоение подземного пространства при реконструкции центра города захватывает активную зону основания существующего здания;
- естественный физический износ фундамента здания в результате длительной его эксплуатации превышает 60%;
- допущены нарушение технологии ведения работ нулевого цикла, недооценка сложности инженерно-геологических условий при проектировании.

14.2. Особенности строительства в условиях реконструкции и стесненной застройки заключаются в следующем.

До начала работ по усилению фундаментов необходимо проведение подготовительных мероприятий:

- согласование режима работы реконструируемого или аварийного сооружения на период усилительных работ;
- обеспечение максимального фронта усилительных работ 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.

14.3. Техническая эффективность усиления фундаментов реконструируемых и аварийных зданий оценивается по материалам геодезического наблюдения за их осадками и кренами. Уменьшение скорости осадок и полная их стабилизация достигаются после включения в работу усилительных элементов.

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

14.4. Усиление оснований и фундаментов включают 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.).

14.5. 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 грунтовых вод и наличия блуждающих токов. Восстанавливаемый гидроизоляционный слой должен быть непрерывным (без разрывов) на всей изолируемой поверхности, пересекая стену и внутреннюю штукатурку.

14.6. При проведении работ по усилению фундаментов величина захваток не должна превышать 2,0 м.

14.7. Расчет давления на основание существующего здания при его предстоящей надстройке определяется по формуле

$$P_{\text{нов}} = P_{\text{суц}} + P_{\text{доп}} \quad (24)$$

В природном состоянии расчетное сопротивление грунта R определяется согласно СНиП 2.02.01-83*. 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:

$$P_{нов} < R_{нов}, \quad (25)$$

где

$$R_{нов} = Rmk$$

Коэффициент m зависит от соотношения $P_{суц} / R$ и берется из таблицы 7.

Таблица 7

Показатель	Отношение ($P_{суц} / R$)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 величине предельной осадки $S_{пред}$ и берется из таблицы 8.

Для связных грунтов, если срок эксплуатации менее 15 лет и $S_R > 0,7S_{пред}$, увеличение давления на основание допускается только в пределах R . При этом должно соблюдаться требование СНиП $S_R < S_{пред}$ и должны использоваться характеристики уплотненного грунта.

Таблица 8

Грунты оснований независимо от влажности плотные и средней плотности	Значения k при отношении ($S_R / S_{пред}$) 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 $S_R / S_{пред}$ коэффициент k принимается по интерполяции.		

15. ФУНДАМЕНТЫ ЗДАНИЙ ИСТОРИЧЕСКОЙ ЗАСТРОЙКИ

15.1. Фундаменты зданий исторической застройки чаще всего бывают ленточного типа или одиночными и сложены из бута на известковом растворе с тщательной расщепкой или кирпичной кладки из пережженного кирпича. Глубина заложения таких фундаментов, как правило, равна или больше глубины сезонного промерзания. В редких случаях старые фундаменты устроены на небольшой толще уплотнившихся насыпных грунтов.

По обрезу фундаментов устраивался слой гидроизоляции из смеси извести, толченого кирпича и железных опилок. В более старых сооружениях роль горизонтальной гидроизоляции выполняли слои бересты (которые по прошествии многих лет вследствие переменной влажности полностью разложились).

Следует также обратить внимание на широкое применение дерева в фундаментах старых зданий. Под фундаментами ниже уровня грунтовых вод устраивали деревянные основания в виде лежней или ростверков с целью повышения жесткости основания для еще неокрепшей кладки. Понижение уровня грунтовых вод привело к гниению деревянных элементов основания и деформациям сооружения.

При большой глубине залегания несущего грунта устраивали свайный фундамент. По верху забитых деревянных свай делали насадки-коротыши, вдоль фундамента укладывали бревенчатые лежни, а по лежням устраивался настил из трехдюймовых досок.

15.2. В целях капитального ремонта или реконструкции здания исторической застройки необходимо выполнить:

- ознакомление с материалами инженерно-геологических изысканий прошлых лет, а также данными, полученными в период строительства сооружения и его эксплуатации; большую ценность представляют материалы по проектированию и строительству соседних и смежных зданий;
- освидетельствование состояния существующих оснований и фундаментов, фиксация их основных размеров (глубины заложения, размеров подошвы, толщины стен, наличие подвала и т.п.);
- выявление вида и свойств материала фундамента, наличие его коррозии и механических повреждений (сколов, трещин), прокорродированных участков, наличие гниения древесины и т.п.);
- установление конструктивной схемы фундаментов здания, а также состояния дренажных систем, коммуникаций, наличия осадочных швов;
- установление факторов, отрицательно действующих на состояние оснований (утечки, затопление подвалов, нарушение отмостки, замачивание пазух поверхностными водами).

15.3. Конструктивное решение усиления фундаментов и технология работ принимаются на основе:

- установления комплекса причин, вызвавших деформацию фундаментов зданий исторической застройки;
- разработки вопроса о возможных путях усиления фундаментов (виды работ по усилению оснований и фундаментов приведены в п.14.4. настоящих норм).

15.4. Разработка и технико-экономическое сравнение вариантов усиления оснований и фундаментов производится после обсуждения их со строительной организацией-исполнителем.

15.5. Выполнение геодезических наблюдений за возможными деформациями здания в процессе производства работ позволяет судить о технической эффективности усиления фундаментов. Уменьшение скорости развития осадок и полная их стабилизация свидетельствуют о включении в работу усилительных элементов. Геодезические наблюдения за осадками здания целесообразно продолжать в течение 1 года после сдачи его в эксплуатацию.

15.6. Инъекционные способы закрепления грунтов позволяют улучшить их строительные свойства: повысить их модуль деформации, удельное сцепление, уменьшить пористость и влажность.

Выбор способа инъекционного закрепления грунтов (цементация, силикатизация, электросиликатизация и т.п.) производится на основе технико-экономического анализа с учетом конструктивных особенностей восстанавливаемого здания. Технология производства работ зависит от вида грунта основания, его коэффициента фильтрации (м/сут) и изложена в "Пособии по производству работ при устройстве оснований и фундаментов к СНиП 3.02.01-83".

15.7. Буроинъекционные сваи используются при усилении без разработки котлованов и нарушения естественной структуры грунтов. Арматура их может состоять из одиночных стержней, сварных каркасов или жесткой арматуры из проката черных металлов или металлических труб.

Диаметр скважины для сваи бурится размером 80 - 250 мм.

16. КОНТРОЛЬ КАЧЕСТВА СТРОИТЕЛЬСТВА

16.1. Контроль качества строительства фундаментов и подземных конструкций предусматривается в проектной документации и включает в себя:

- 1) технический (в том числе инженерно-геологический, гидрогеологический и инженерно-экологический) контроль за возведением сооружения;
- 2) контроль качества материалов и конструкций.

16.2. В состав технического контроля 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 контроля 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 на местности коммуникаций, наличие утечек из коммуникаций канализации и водоснабжения;
- е) установление контроля за работой водопонижительной и осушительной систем, выявление возможных размывов грунта и химического состава подземных вод;
- ж) проверка системы сброса откачиваемых вод;
- з) контроль пьезометрических уровней у сооружения, (при глубоком дренаже или водопонижении);
- и) проверка наличия трещин, осадок и деформаций зданий и сооружений, наличие просадок грунта вблизи строящегося здания, установление их возможной связи с 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 работ по составлению ТЭО и в рабочей документации на строительство.

16.3. При проектировании и строительстве зданий и сооружений в охранной зоне городской застройки, памятников архитектуры и культуры, культовых сооружений, а также ответственных зданий и сооружений I уровня ответственности следует дополнительно организовать сеть высокоточных геодезических наблюдений за осадками близлежащих зданий и сооружений, мониторинг (ГОСТ 24846-81).

При необходимости на участках с неблагоприятными инженерно-геологическими и гидрогеологическими условиями 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 23061-90.

16.4. Контроль качества материалов и конструкций подразделяется по видам на: входной, операционный и инспекционный.

Входному контролю подлежат бетонные смеси и другие материалы и готовые изделия, поступающие на площадку строительства.

Контроль бетонных смесей на стройплощадке осуществляется путем оценки их подвижности и водо-цементному отношению.

Объем контроля назначается проектом работ, для особо ответственных сооружений контролю по этим параметрам должен подвергаться материал из каждого бетоновоза. Результаты контроля должны оформляться приемо-сдаточным актом.

Кроме этого, должно быть произведено определение кубиковой прочности (предела прочности на сжатие) бетона в 7-ми дневном или 28-ми дневном возрасте в объеме, предусматриваемом проектом работ.

Входной контроль готовых свай и бетонных блоков выполняется в основном визуально, при этом устанавливается оценка соответствия свай заводской документации и проекту работ по их внешнему виду, размерам, наличию повреждений и дефектов.

Для ответственных сооружений должна быть предусмотрена оценка прочности материала свай по результатам определений методами скола, или при помощи молотков Кашкарова, Шмидта, Физделя и т.д., или ультразвуковым методом.

Результаты контроля оформляются приемо-сдаточным актом.

Входной контроль глинистых растворов должен осуществляться в соответствии со СНиП 3.02.01-87 (табл. 20).

16.5. Операционный контроль выполняется в процессе производства работ в соответствии с проектной документацией, разработанной с учетом требований СНиП 3.02.01-87.

Операционный контроль осуществляется службой технического надзора заказчика с участием авторов проекта фундаментов и подземных конструкций и исполнителей работ.

Приемка работ выполняется на основе операционного контроля и оформляется актами приемки-сдачи.

16.6. 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 также 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 особо тщательно контролировать особенности принятой технологии работ, в том числе очистки забоя скважины, и условий площадки строительства, а также напорных подземных вод и их химического состава.

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

16.7. 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 3.02.01-83, схемой оперативного 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. Например, 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 17623-87 и ГОСТ 23462-87. Для реализации данного способа контроля необходимо запроектировать устройство скважин или установку обсадных труб в теле массивной конструкции, например, в несущей "стене в грунте".

16.8. Объем операционного контроля должен быть предусмотрен в проекте работ с учетом требований СНиП 3.02.01-87. Однако при работе в условиях плотной городской застройки, реконструкции зданий, в особенности относимых к памятникам культуры, объем операционного контроля, в особенности выполняемых методами неразрушающего контроля, должен быть увеличен в 2-3 раза в зависимости от вида сооружения и условий работ.

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

Методы и средства инспекционного контроля аналогичны указанным в СНиП 3.02.01-87, а также в п.16.7 настоящих норм.

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

17. ФУНДАМЕНТЫ И ПОДЗЕМНЫЕ СООРУЖЕНИЯ ВБЛИЗИ ИСТОЧНИКОВ ВИБРАЦИЙ

17.1. При проектировании новых и реконструируемых зданий и сооружений необходимо учитывать воздействие вибраций, передающихся через грунт от промышленных, транспортных источников и строительных машин.

Вибрации могут оказывать неблагоприятное воздействие на людей, находящихся в зданиях, изменять в худшую сторону характеристики грунтов и приводить к дополнительным осадкам

зданий, влиять на образование трещин в строительных конструкциях за счет превышения предела их прочности при совместном действии статических и динамических напряжений.

17.2. Источниками вибраций являются:

технологическое оборудование, создающее динамическое воздействие на фундаменты (молоты, копры, формовочные машины, компрессоры, пилорамы, дробилки, грохоты, турбоагрегаты и др.);

технологическое оборудование, применяемое при строительстве (сваебойные копры, вибромолоты, буровые станки и др.);

транспортные магистрали (метрополитен, городская железная дорога, автодороги различного класса).

17.3. Уровень вибрации грунта, как правило, уменьшается при удалении от источника, однако, на отдельных участках уровень вибрации может и возрасти.

17.4. На распространение колебаний оказывают влияние: размер источника, частоты излучаемых колебаний, положение источника в пространстве, инженерно-геологическое и гидрологическое строение площадки, наличие засыпанных или погребенных пойм рек и ручьев, которые могут являться волноводами и др. На уровень вибрации оказывают влияние тип и размеры фундаментов, частоты собственных колебаний конструкций сооружения как целого так и его отдельных элементов.

17.5 В условиях городской застройки в грунте существует вибрационный фон, в котором преобладают колебания частотой 3-5 герц с амплитудой 2-5 микрон. Площадок, на которых отсутствовал бы фон, практически не существует.

17.6. При оценке воздействия вибраций на людей используют санитарные нормы, если санитарные нормы удовлетворены, то как правило, вопрос о прочности сооружений можно не рассматривать; при оценке прочности строительных конструкций используют требования о допустимых относительных перемещениях конструкций и их элементов, при которых заведомо обеспечена их прочность.

17.7. При наличии в основании сооружения водонасыщенных мелких и пылеватых песков, особенно с органикой, возможно появление виброползучести. В этом случае необходимо провести исследования по специальной методике.

17.8. Для метрополитена мелкого заложения установлено допустимое приближение зданий 40 м, вне которого санитарные нормы, как правило, соблюдаются. Для оценки возможности уменьшения этого расстояния необходимы специальные исследования. При строительстве и реконструкции зданий в непосредственной близости от тоннелей метрополитенов целесообразно предусматривать различные мероприятия, снижающие уровень колебаний в источнике (в тоннеле), в проводящей среде (в грунте), в здании - виброизоляция.

Все эти мероприятия должны делаться при специальном обосновании их эффективности и после экспертизы.

17.9. Защитные зоны отчуждения для автодорог, как правило, достаточны для уменьшения колебаний до уровня требований санитарных норм. В случаях прохождения новой магистрали под, над или рядом с существующими строениями необходимо проводить специальные исследования для оценки будущего уровня колебаний и разработки при необходимости защитных мероприятий.

Приложение 1

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 _____
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 кв.м плиты) _____
12. Планировочные отметки (ориентировочно) _____
13. Предельные величины средних осадок фундаментов _____
14. Особые требования к изысканиям _____
15. Геотехническая категория _____
Заказчик _____
" " _____ 199 г.

ТЕХНИЧЕСКОЕ ЗАДАНИЕ
на производство инженерно-геологических изысканий
при реконструкции или надстройке здания (сооружения)

1. Объект и адрес _____
2. Заказчик _____
3. Характеристика здания _____

4. Габарит предполагаемой к обследованию части здания _____
5. Обследованию подлежат (да, нет):
а) Фундаменты и основание _____
б) Стены _____
в) Внутренние отдельно стоящие опоры _____
г) Прочие конструкции (перечислить) _____
6. Временные нормативные нагрузки по этажам:
а) существующие _____
б) будущие _____
7. Дополнительные постоянные нагрузки _____
8. Конечные цели обследования здания _____

- Заказчик _____
" " _____ 199 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 _____
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 _____

 Заказчик _____

 " " _____ 199 г.

Приложение 2

СТРАТИГРАФИЧЕСКАЯ КОЛОНКА г. МОСКВЫ
 (принятая в технических отчетах Мосгоргеотреста)

Q	ЧЕТВЕРТИЧНАЯ СИСТЕМА
$K - Q_4$ $P - Q_4$ $a - Q_4$ $l_1 h - Q_4$	Современные отложения Q_4 Техногенный (насыпной) слой Почвенно-растительный слой Современные аллювиальные отложения Современные озерно-болотные отложения
$a - Q_3$ $l_1 h - Q_3$	Верхнечетвертичные отложения Q_3 Древние аллювиальные отложения Древние озерно-болотные отложения
$Pr - Q_{2-3}$ $d_1 a - Q_{2-3}$ $f - Q_2^{MS}$ $g - Q_2^{MS}$ $g - Q_2^D$ $f - Q_2^{D-M}$	Среднечетвертичные отложения Q_2 Покровные отложения Делювиальные и аллювиально-делювиальные отложения Флювиогляциальные отложения московского оледенения Морена московского оледенения Морена днепровского оледенения Флювиогляциальные отложения между днепровским и московским оледенениями

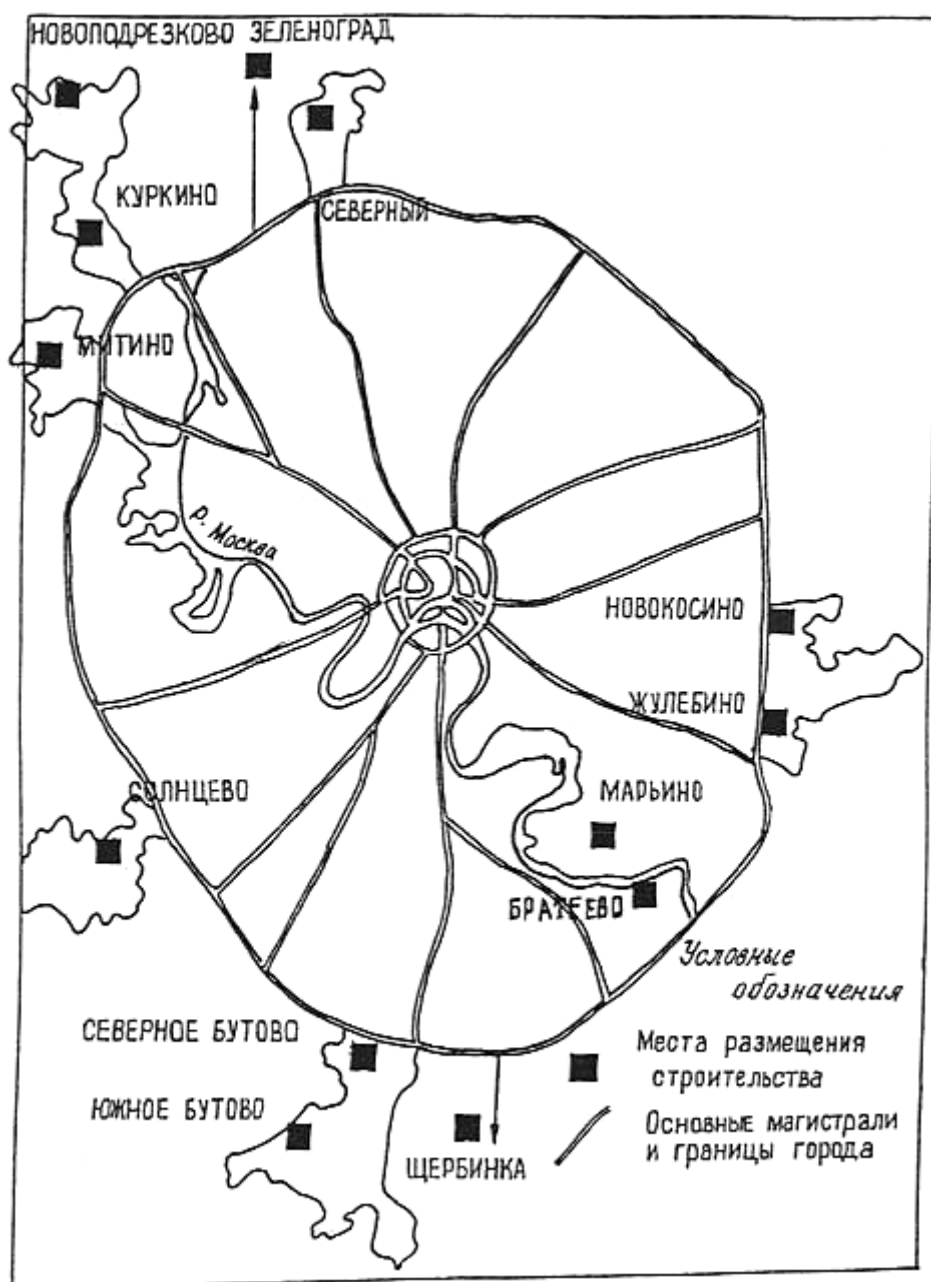
$lg-Q_2^{D-M}$	Озерно-ледниковые отложения между днепровским и московским оледенениями
$lg-Q_2^{O-D}$	Озерно-ледниковые отложения между окским и днепровским оледенениями
$f-Q_2^{O-D}$	Флювиогляциальные отложения между окским и днепровским оледенениями
$g-Q_1^O$	Морена окского оледенения
K_1	МЕЛОВАЯ СИСТЕМА
J_3	ЮРСКАЯ СИСТЕМА
C_3	КАМЕННОУГОЛЬНАЯ СИСТЕМА

СТРАТИГРАФИЧЕСКАЯ КОЛОНКА г. МОСКВЫ
(подготовленная НПО "Центргеология")

Q	ЧЕТВЕРТИЧНАЯ СИСТЕМА
Q_4	Современные голоценовые отложения
tQ_4	Техногенный (насыпной) слой
eQ_4	Почвенно-растительный слой
aQ_4	Аллювиальные отложения речных русел и пойм
lbQ_4	Озерно-болотные отложения
Q_{3-4}	Верхнеплейстоцен-голоценовые отложения
cQ_{3-4}	Коллювиальные образования (оползни)
Q_3	Верхнеплейстоценовые отложения
d, adQ_3	Покровные лессово-почвенные образования, делювиально-солифлюкационные отложения склонов и аллювиально-делювиальные отложения балок
a_1Q_3sb	Мончаловско-осташковский горизонт (аллювиальные отложения 1-й надпойменной серебряноборской террасы)
$a_2Q_3^1mnv$	Калининский горизонт (аллювиальные отложения 2-й надпойменной мневниковской террасы)

$lbQ_3^1mk - v$	Микулинский и микулинско-валдайский горизонты (озерно-болотные отложения)
Q_2 af_3Q_2hd $f \lg Q_2ms$ gQ_2^2ms	Среднеплейстоценовые отложения Аллювиально-водноледниковые отложения 3-й надпойменной (ходынской) террасы Водноледниковые отложения московского горизонта Ледниковые отложения московского горизонта
Q_{2-1} $f \lg Q_1dns - Q_2ms$	Средне-нижнеплейстоценовые отложения Водноледниковые, аллювиальные и озерные отложения доно-московского горизонта
Q_1 gQ_1dns $f \lg Q_1st - dns$ gQ_1st	Нижнеплейстоценовые отложения Ледниковые отложения донского горизонта Водноледниковые, аллювиальные и озерные отложения сетунско-донской свиты Ледниковые отложения сетунской свиты
K	МЕЛОВАЯ СИСТЕМА
J	ЮРСКАЯ СИСТЕМА
C	КАМЕННОУГОЛЬНАЯ СИСТЕМА

Схема размещения в г.Москве нового жилищного строительства в ближайшие годы



ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ КОЛОНКИ И ХАРАКТЕРИСТИКИ ГРУНТОВ **Перечень сокращений, принятых в приложении 4**

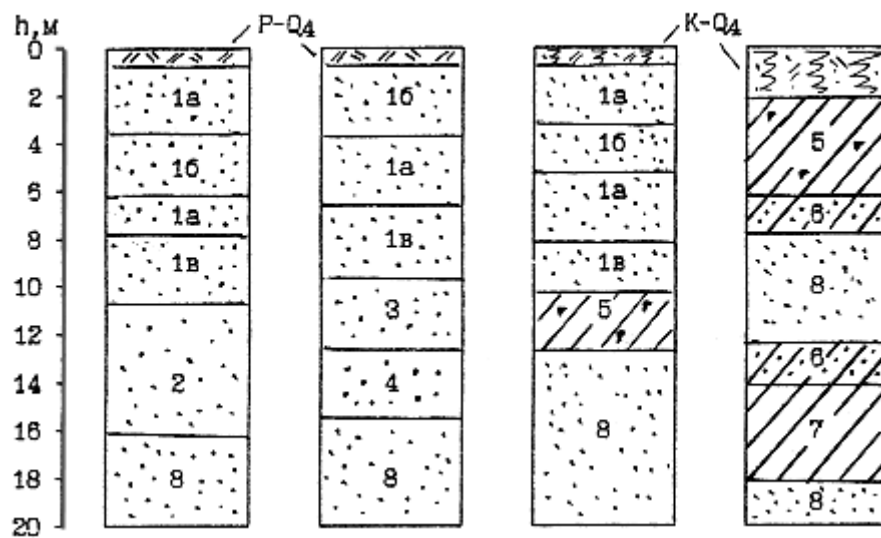
Пески:

грав. - гравелистые
кр. - крупные
ср.кр. - средней крупности
пылеват. - пылеватые
ср.пл - средней плотности
пл - плотные

Консистенция глинистых грунтов:

тв - твердая
п/тв - полутвердая
т/пл - тугопластичная
м/пл - мягкопластичная
пластич. - пластичная

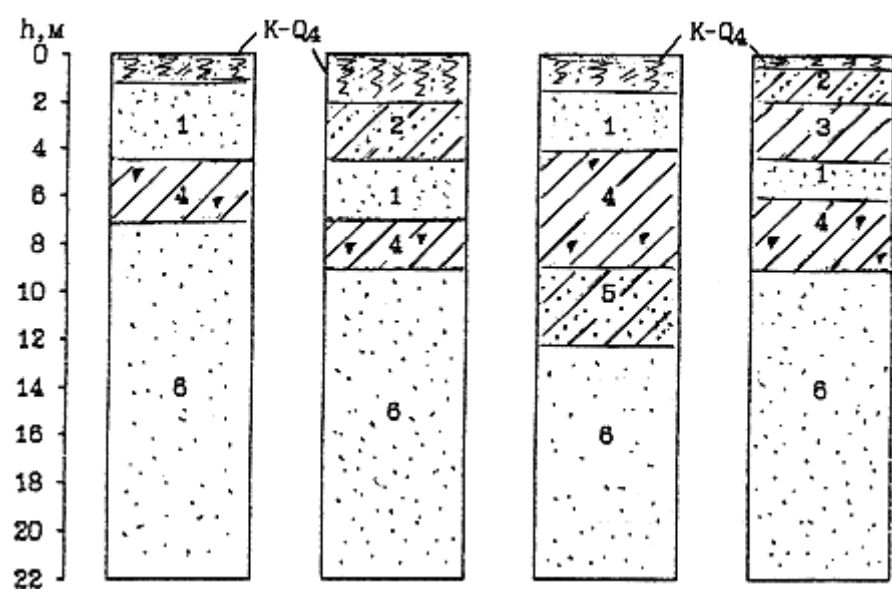
ЖУЛЕБИНО



ХАРАКТЕРИСТИКА ГРУНТОВ

NN ИГЭ	Геологи- ческий индекс	Вид грунта	Консис- тенция, плотность	e	φ^0	C' кПа	E' МПа	q' МПа	f' кПа
1а 1б 1в	$a - Q_3^1$	Пески ср.кр. " "	ср.пл рыхлые пл	0,63 0,75 0,53	34 31 37	0 0 1	30 19 40	7-10 3-4 19-22	95-120 55-75 90-320
2		Пески мелкие	ср.пл пл	0,68 0,55	28 34	1 3	26 32	4-9 15-17	65-165 155-170
3		Пески крупные	ср.пл пл	0,60 0,50	37 39	0 1	30 45	7-15 17-21	60-140 150-220
4		Пески гравел.	ср.пл	0,57	39	0	38	12-14	100-145
5	$g - Q_2^D$	Суглинки	п/тв т/пл м/пл	0,41 0,48 0,54	25 20 17	70 40 23	35 30 17	- 2,4 1,4	- 65-80 55-70
6	$f - Q_2^{O-D}$	Супеси	пластич.	0,65	22	11	17	7	130
7	$lg - Q_2^{O-D}$	Суглинки	т/пл м/пл	0,60 0,67	20 16	48 19	26 13	2,9 1,1	90-100 85-95
8	$f - Q_2^{O-D}$	Пески: пылеват. мелкие	пл пл	0,55 0,53	33 35	5 4	30 40	13-17 14-18	90-185 180-190

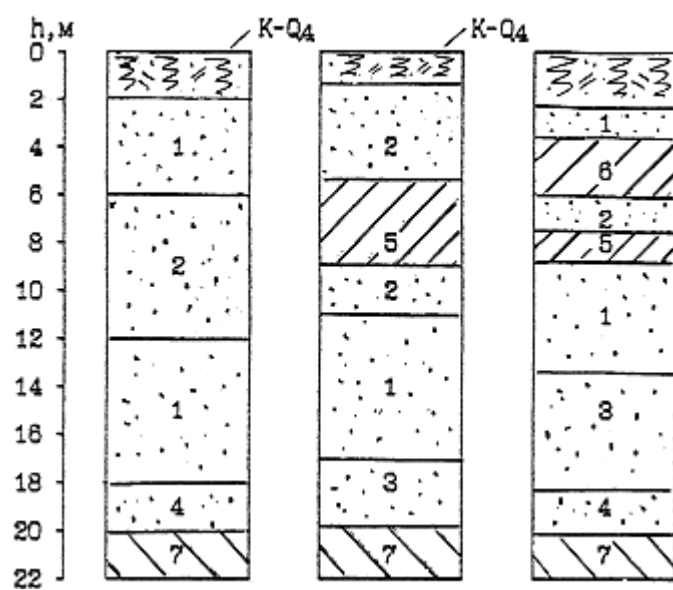
НОВОКОСИНО



ХАРАКТЕРИСТИКА ГРУНТОВ

NN ИГЭ	Геологи- ческий индекс	Вид грунта	Консис- тенция, плотность	e	φ^0	C' кПа	E' МПа	q' МПа	f' кПа
1	$a - Q_3^1$	Пески пылеват.	ср.пл пл	0,73 0,58	26 33	2 5	18 30	6-7 12-14	85-210 120-190
		Пески мелкие	ср.пл пл	0,68 0,55	30 36	1 3	27 40	7-12 13-15	130-195 120-195
		Пески ср.кр.	ср.пл пл	0,63 0,53	36 38	1 2	30 45	6-7 15-23	100-180 165-290
2		Супеси	пластич.	0,68	21	10	14	-	-
3		Суглинки	т/пл	0,58	17	32	26	2,3	100-135
4	$g - Q_2^D$	Суглинки	п/тв т/пл м/пл	0,45 0,50 0,54	23 19 17	69 39 25	35 25 15	5 1,7 1,0	120-130 80-90 40-50
5	$f - Q_2^{0-D}$	Супеси	пластич.	0,60	23	12	20	5	100-110
6		Пески пылеват.	ср.пл пл	0,70 0,55	28 34	3 6	20 32	6-7 13-15	95-120 175-200
		Пески мелкие	ср.пл пл	0,65 0,53	32 36	2 4	28 43	8-9 14-17	130-150 180-250
		Пески ср.кр.	ср.пл пл	0,60 0,50	37 39	2 2	35 45	6-12 18-19	80-150 230-270

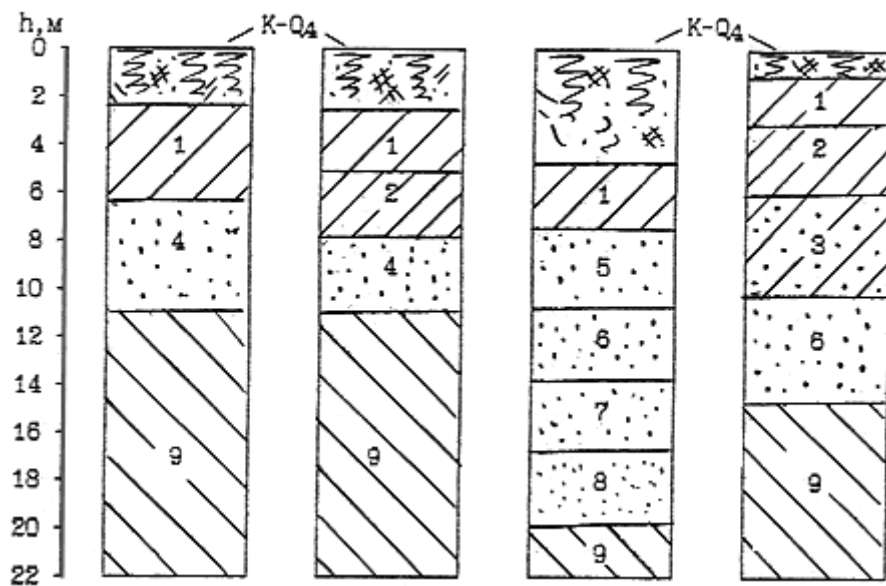
МАРЬИНО



ХАРАКТЕРИСТИКА ГРУНТОВ

NN ИГЭ	Геологи- ческий индекс	Вид грунта	Консис- тенция, плотность	e	φ^o	C' кПа	E' МПа	q' МПа	f' кПа
1	$a - Q_4$	Пески ср.кр.	ср.пл пл	0,65 0,54	33 35	0 1	30 40	8-11 15-24	100-140 130-290
2		Пески мелкие	ср.пл пл	0,70 0,53	26 31	1 1	25 30	6-8 13-14	100-120 180-210
3		Пески крупные	ср.пл	0,63	36	0	34	9-10	90-110
4		Пески гравел.	пл	0,54	40	0	41	24-25	200-220
5		Суглинки	т/пл м/пл	0,74 0,84	18 15	29 18	15 8	2,6 1,5	80-130 65-70
6		Глины	т/пл м/пл	0,80 0,86	16 12	47 30	16 8	2,3 1,0	100-150 50-60
7	J_3	Глины	п/тв	1,11	16	75	22	-	-

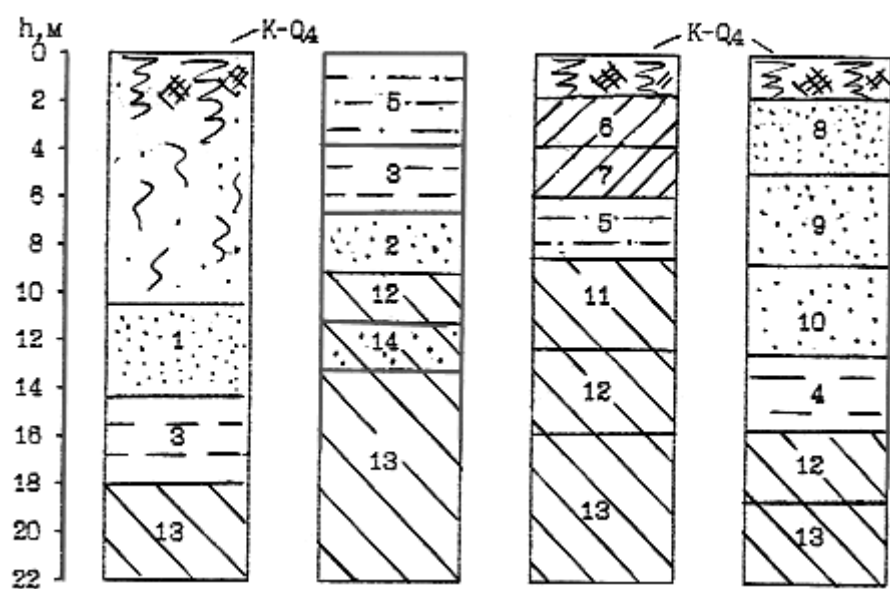
БРАТЕЕВО (пойма р.Москвы)



ХАРАКТЕРИСТИКА ГРУНТОВ

NN ИГЭ	Геологи- ческий индекс	Вид грунта	Консис- тенция, плотность	e	φ^o	C' кПа	E' МПа	q' МПа	f' кПа
1	$a - Q_4$	Глины	м/пл т/пл	0,86 0,72	13 14	40 44	6 12	0,85 1,40	30-35 35-55
2		Сутлинки	м/пл т/пл	0,74 0,68	18 21	38 45	7 13	1,0 1,9	40-45 40-70
3		Супеси	пл	0,76	19	9	10	-	-
4		Пески пылев.	ср.пл пл	0,75 0,59	24 30	1 3	14 25	4-5 12-17	25-70 150-215
5		Пески мелкие	ср.пл пл	0,70 0,58	26 32	1 1	23 35	8-9 16-24	100-130 110-175
6		Пески ср.кр.	ср.пл пл	0,65 0,54	33 35	0 0	30 40	9-13 19-21	100-185 170-230
7	$a - Q_1$	Пески мелкие	пл	0,55	34	3	40	23	150-200
8		Пески пылеват.	пл	0,58	31	4	27	19	200-300
9	J_3	Глины	п/тв	1,20	20	100	22	3,0	115-120

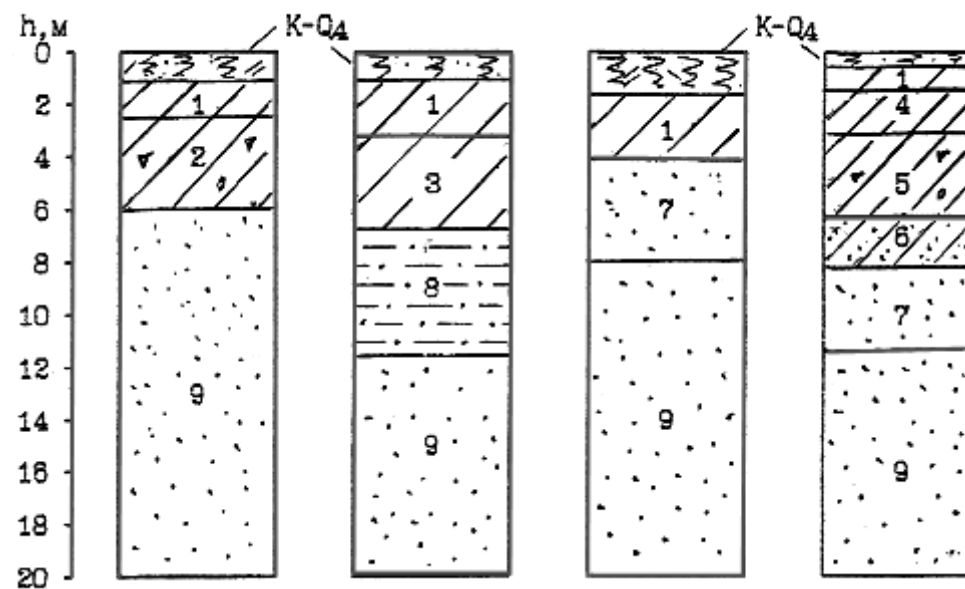
БРАТЕЕВО (терраса р.Москвы)



ХАРАКТЕРИСТИКА ГРУНТОВ

NN ИГЭ	Геологи- ческий индекс	Вид грунта	Консис- тенция, плотность	e	φ^o	C' кПа	E' МПа	q' МПа	f' кПа
1	K_1	Пески пылеват.	ср.пл пл	0,65 0,53	28 34	4 6	22 30	5-6 8-10	230-250 240-280
2		Пески мелкие	ср.пл	0,63	30	2	30	6-10	150-180
3		Суглинки	т/пл	0,70	22	40	22	2	140-200
4		Глины	т/пл	0,77	17	55	17	2,1	200-280
5		Супеси	пластич.	0,68	23	12	38	2,5-4	200-280
6	$a - Q_3^1$	Суглинки	м/пл	0,61	15	26	13	0,9	50-60
7			т/пл	0,58	18	40	20	1,8	60-90
8		Пески: пылеват. мелкие ср.кр.	ср.пл	0,73	26	2	16	6-7	80-150
9			ср.пл	0,68	28	1	25	6-9	90-140
10			ср.пл	0,63	34	0	33	8-12	150-250
11	J_3	Глины	м/пл	1,20	14	40	14	-	-
12			т/пл	1,10	20	70	20	2	80-110
13			п/тв	1,04	21	95	24	3-4	100-230
14		Супеси	пластич.	0,80	20	12	18	-	-

СЕВЕРНОЕ БУТОВО

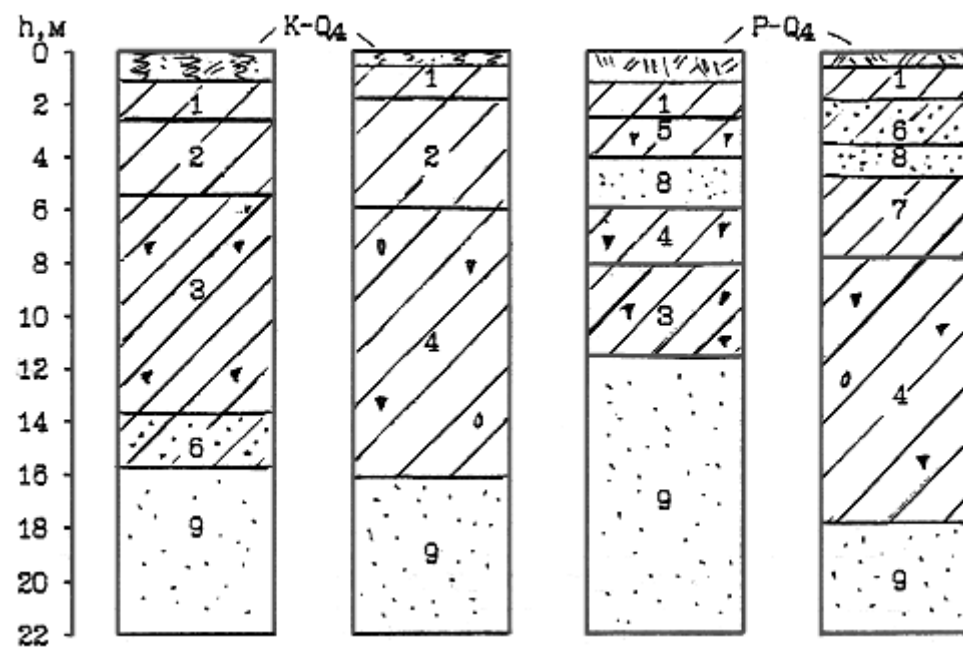


ХАРАКТЕРИСТИКА ГРУНТОВ

NN ИГЭ	Геологи- ческий индекс	Вид грунта	Консис- тенция, плотность	e	φ^o	C' кПа	E' МПа	q' МПа	f' кПа
1	$Pr - Q_{2-3}$	Глины	п/тв т/пл	0,68 0,75	17 16	92 50	22 15	2,6 1,5	120-150 115-130
2	$g - Q_2^D$	Глины	п/тв т/пл	0,52 0,55	20 16	65 48	31 23	2,9 2,0	180-220 105-150
3	$f - Q_2^{MS}$	Глины	т/пл м/пл	0,68 0,72	14 13	39 30	18 12	1,7 1,0	200-250 70-90
4		Суглинки	т/пл	0,63	17	30	20	1,9	145-190

			м/пл	0,68	15	26	12	1,0	130-160
5	$g - Q_2^{MS}$	Суглинки	п/тв т/пл	0,48 0,54	21 18	65 42	32 26	3,0 2,1	200-230 120-140
6	$f - Q_2^{D-M}$	Супеси	пл	0,66	20	10	22	3,0	100-180
7	$f - Q_2^{MS}$, $f - Q_2^{D-M}$	Пески пылеват. Пески мелкие Пески ср.кр.	ср.пл пл ср.пл пл ср.пл пл	0,73 0,58 0,68 0,55 0,63 0,53	26 33 28 34 34 37	2 5 1 3 1 2	18 28 25 40 33 42	5-6 17-23 7-9 16-19 12-13 20-21	170-200 180-190 130-210 280-410 350-400 400-430
8	K_1	Супеси	пл	0,73	21	10	18	-	-
9		Пески пылеват. мелкие	пл пл	0,53 0,50	34 36	6 5	30 42	13-19 15-16	230-380 195-270

ЮЖНОЕ БУТОВО

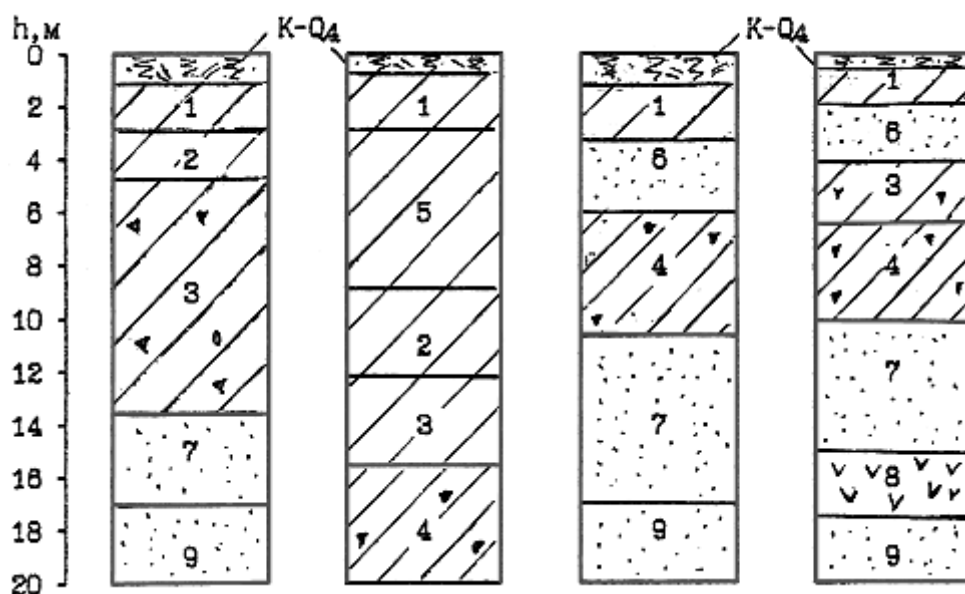


ХАРАКТЕРИСТИКА ГРУНТОВ

NN ИГЭ	Геологи- ческий индекс	Вид грунта	Консис- тенция, плотность	e	φ^o	C' кПа	E' МПа	q' МПа	f' кПа
1	Pr- Q_{2-3}	Глины	п/тв т/пл	0,68 0,72	17 15	75 57	22 16	2,5 1,5	70-130 65-95
2	$f - Q_2^{MS}$	Глины	п/тв т/пл	0,62 0,69	18 14	74 40	26 17	3,2 2,0	125-140 95-110
3	$g - Q_2^D$	Суглинки	п/тв т/пл	0,48 0,50	19 18	65 46	32 24	3,3 2,0	240-270 110-190

4	$g - Q_2^D$	Глины	п/тв т/пл	0,50 0,60	20 14	84 45	32 20	2,7 2,0	230-240 140-200
5	$g - Q_2^{MS}$	Глины	п/тв	0,55	17	74	28	3,0	105-140
6	$f - Q_2^{MS}$ $f - Q_2^{D-M}$	Супеси	пл	0,65	22	11	20	3,0	75-100
7	$f - Q_2^{MS}$	Суглинки	т/пл	0,63	17	29	19	2,1	95-135
8	$f - Q_2^{MS}$ $f - Q_2^{D-M}$	Пески пылеват. Пески мелкие	ср.пл пл ср.пл пл	0,73 0,56 0,68 0,55	26 32 28 34	2 4 1 3	16 26 25 35	5-6 8-15 6-9 14-17	60-140 130-175 115-130 110-190
9	K_1	Пески пылеват. мелкие	пл пл	0,53 0,50	34 36	6 5	30 42	- -	- -

ЩЕРБИНКА

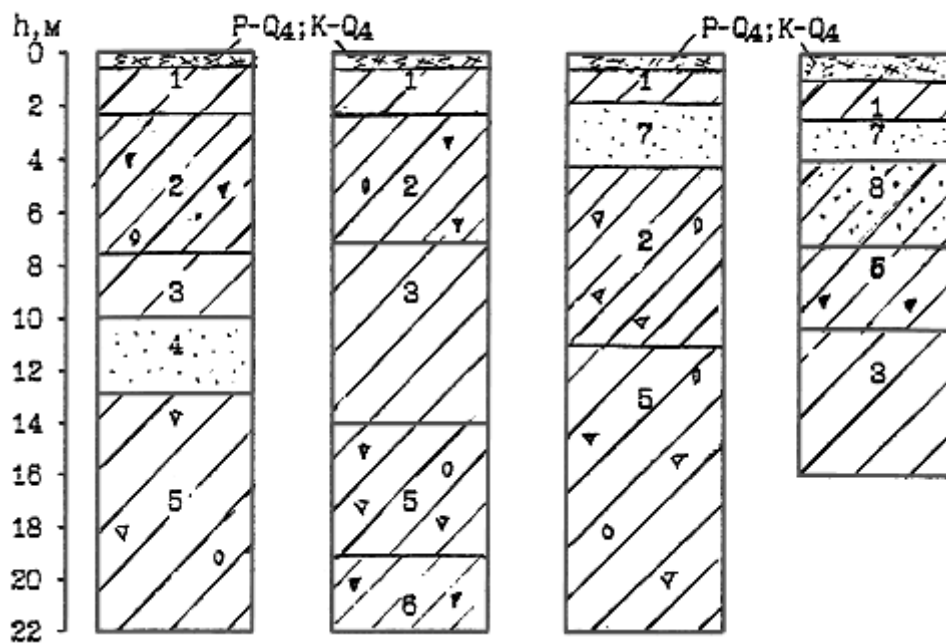


ХАРАКТЕРИСТИКА ГРУНТОВ

NN ИГЭ	Геологи- ческий индекс	Вид грунта	Консис- тенция, плотность	e	φ^o	C' кПа
1	$Pr - Q_{2-3}$	Глины	п/тв т/пл	0,69 0,78	16 14	82 60
2	$f - Q_2^{MS}$ $f - Q_2^{D-M}$	Глины	п/тв т/пл	0,57 0,63	15 13	85 45
3	$g - Q_2^D$	Глины	п/тв т/пл	0,53 0,57	18 14	87 57
4	$g - Q_2^D$	Суглинки	п/тв т/пл	0,45 0,47	21 20	77 58
5	$lg - Q_2^{D-M}$	Глины	п/тв т/пл м/пл	0,70 0,73 0,87	16 13 11	90 52 22
6	$f - Q_2^{MS}$	Пески мелкие ср.кр кр	ср.пл " "	0,68 0,63 0,60	28 34 37	1 0 0
7	$f - Q_2^{O-D}$	Пески мелкие	ср.пл	0,65	30	2

8	$lg-Q_2^{O-D}$	Торф	-	3,50	6	6
9	K_1	Пески пылеват. мелкие	пл "	0,53 0,50	34 36	6 5

СОЛНЦЕВО

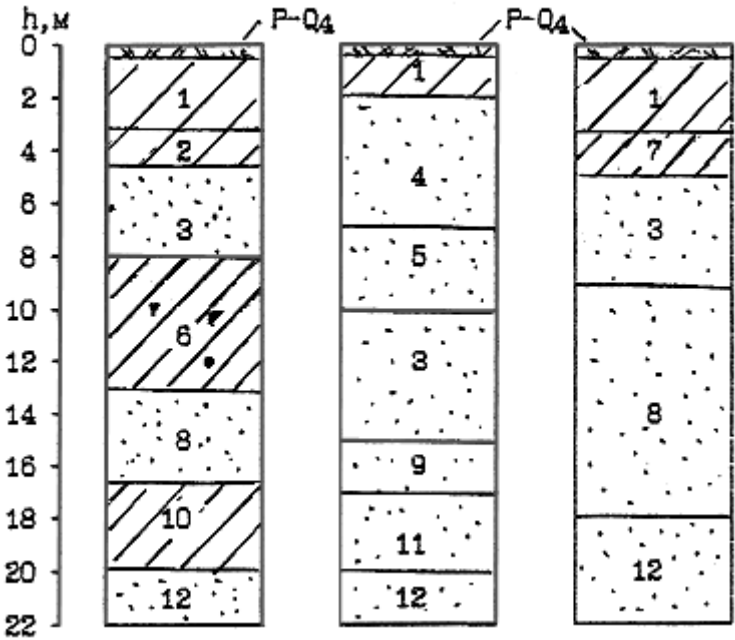


ХАРАКТЕРИСТИКА ГРУНТОВ

NN ИГЭ	Геологи- ческий индекс	Вид грунта	Консис- тенция, плотность	e	φ^o	C' кПа	E' МПа	q' МПа	f' кПа
1	$Pr - Q_{2-3}$	Глины	п/тв т/пл	0,69 0,70	17 16	73 50	22 18	2,5 1,4	110-140 85-100
2	$g - Q_2^{MS}$	Суглинки	п/тв т/пл м/пл	0,47 0,50 0,55	21 18 14	80 45 21	33 23 13	3,0 2,0 1,0	200-250 130-175 75-80
3	$lg - Q_2^{D-M}$ $lg - Q_2^{O-D}$	Глины	п/тв т/пл	0,68 0,79	18 15	84 44	22 17	2,6 1,8	140-175 100-180
4	$f - Q_2^{D-M}$	Пески мелкие	ср/пл пл	0,60 0,55	28 34	2 3	30 35	6-8 17-19	120-200 180-220
		Пески ср.кр.	ср/пл пл	0,60 0,50	36 37	1 2	35 45	13-14 19-20	300-350 380-420
5	$g - Q_2^D$	Глины	п/тв	0,54	21	80	33	3,0	140-200
6	$g - Q_2^D$	Суглинки	п/тв т/пл	0,50 0,53	22 18	60 50	30 27	3,0 2,0	200-260 120-160
7	$f - Q_2^{MS}$	Пески пылеват.	ср/пл	0,72	25	2	18	7	125

8	$f - Q_2^{MS}$	Супеси	пластич.	0,66	19	9	18	3-4	80-110
---	----------------	--------	----------	------	----	---	----	-----	--------

МИТИНО

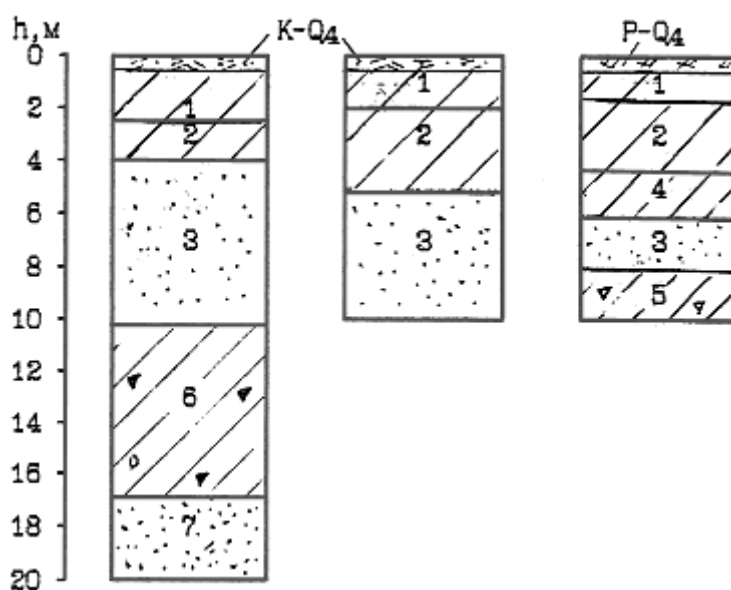


ХАРАКТЕРИСТИКА ГРУНТОВ

NN ИГЭ	Геологи- ческий индекс	Вид грунта	Консис- тенция, плотность	e	φ^o	C' кПа	E' МПа	q' МПа	f' кПа
1	$Pr - Q_3$	Глины	т/пл м/пл	0,75 0,84	14 12	44 31	12 8	1,4 0,8	55-85 30-65
2	$l_1 h - Q_3$	Глины	т/пл м/пл	0,78 0,87	13 12	40 37	12 8	1,3 0,7	70-80 45-60

3,8	$f - Q_2^{MS}$	Пески ср.кр.	ср.пл пл	0,62 0,52	35 38	1 2	32 43	8-11 17-21	70-140 100-245
4,9	$f - Q_2^{O-D}$	Пески мелкие	ср.пл пл	0,67 0,54	31 36	1 4	26 39	7-9 16-19	95-110 120-190
5	$f - Q_2^{MS}$	Пески пылеват.	ср.пл пл	0,73 0,58	26 33	2 5	18 30	6-7 11-19	75-85 140-150
6	$g - Q_2^D$	Суглинки	п/тв т/пл	0,43 0,47	18 15	70 55	35 25	3,0 1,7	130-200 120-140
7,10	$f - Q_2^{MS}$ $f - Q_2^{D-M}$	Суглинки	т/пл	0,57	15	33	20	1,5	80-90
11	$f - Q_2^{O-D}$	Пески крупные	ср.пл пл	0,56 0,48	40 42	1 2	40 48	10 19	90-100 100-120
12	K_1	Пески ср.кр мелкие	ср.пл пл пл	0,58 0,48 0,50	36 38 36	1 2 5	38 47 42	- - -	- - -

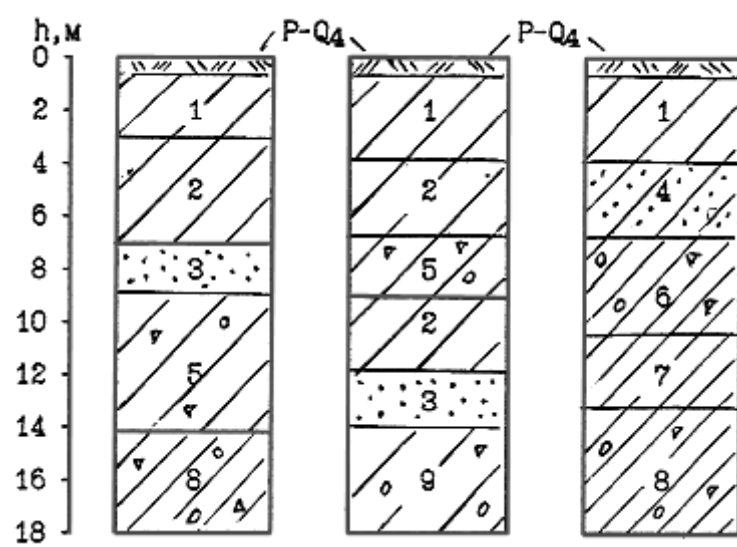
НОВОПОДРЕЗКОВО



ХАРАКТЕРИСТИКА ГРУНТОВ

NN ИГЭ	Геологи- ческий индекс	Вид грунта	Консис- тенция, плотность	e	ϕ^o	$C',$ кПа
1	$Pr-Q_{2-3}$	Глины	п/тв т/пл	0,70 0,80	14 12	49 35
2	$l_1h-Q_2^{mik}$	Глины	т/пл	0,79	13	43
3	$f-Q_2^{MS}$	Пески мелкие ср.кр кр	ср.пл " "	0,68 0,63 0,60	28 34 37	1 0 0
4	$f-Q_2^{MS}$	Суглинки	п/тв т/пл	0,50 0,58	17 16	70 48
5	$g-Q_2^{MS}$	Суглинки	п/тв т/пл	0,45 0,49	21 17	95 40
6	$g-Q_2^D$	Суглинки	п/тв т/пл	0,45 0,52	21 18	72 40
7	$f-Q_2^{O-D}$	Пески пылеват.	пл	0,55	33	5

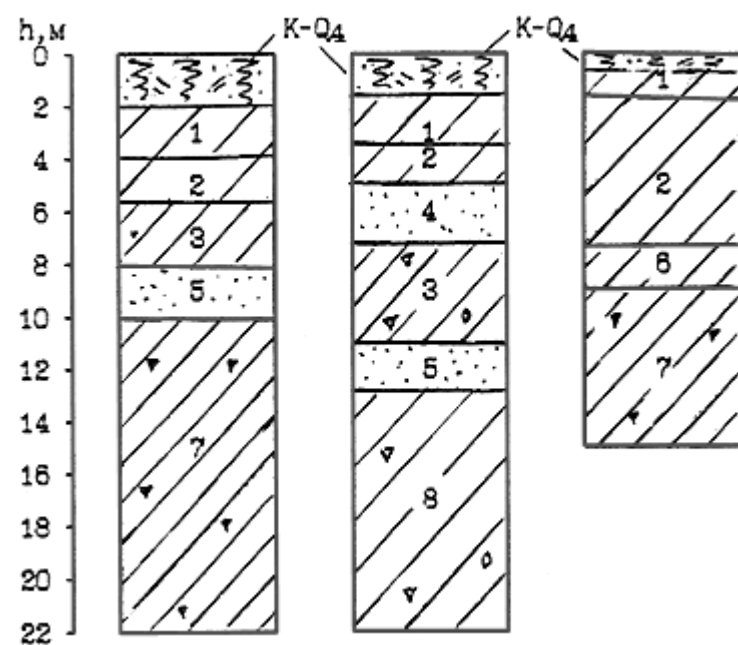
КУРКИНО



ХАРАКТЕРИСТИКА ГРУНТОВ

NN ИГЭ	Геологи- ческий индекс	Вид грунта	Консис- тенция, плотность	e	φ^o	C' кПа	E' МПа	q' МПа	f' кПа
1	$Pr - Q_{2-3}$	Глины	т/пл м/пл	0,80 0,89	12 11	45 29	14 9	1,5 0,9	85 55
2	$f - Q_2^{MS}$	Глины	п/тв т/пл	0,65 0,70	18 13	55 38	24 20	3,0 1,3	85-140 40-120
3		Пески мелкие	ср.пл	0,68	28	1	28	6-9	100-150
4		Супеси	тв	0,60	25	13	20	-	-
5	$g - Q_2^{MS}$	Глины	п/тв т/пл	0,50 0,60	20 18	71 60	39 26	4,0 2,5	150-300 100-190
6		Суглинки	п/тв т/пл	0,46 0,49	19 17	50 40	30 24	2,7 2,2	120-140 90-120
7	$f - Q_2^{D-M}$	Суглинки	т/пл	0,53	15	30	22	1,7	70-90
8	$g - Q_2^D$	Суглинки	п/тв	0,39	23	85	45	-	-
9		Глины	п/тв	0,63	19	98	25	-	-

СЕВЕРНЫЙ



ХАРАКТЕРИСТИКА ГРУНТОВ

NN ИГЭ	Геологи- ческий индекс	Вид грунта	Консис- тенция, плотность	e	φ^o	C' кПа	E' МПа	q' МПа	f' кПа
1	$Pr - Q_{2-3}$	Глины	т/пл м/пл	0,80 0,84	13 12	44 21	14 10	1,0 0,75	30-40 20-40
2	$lh - Q_3^{mik}$	Глины	т/пл м/пл	0,79 0,81	13 11	40 23	13 9	1,0 0,75	55-65 45-55
3	$g - Q_2^{MS}$	Суглинки	т/пл м/пл	0,52 0,58	16 13	43 22	22 14	1,75 1,0	60-70 50-60

4	$f - Q_2^{MS}$	Пески мелкие	ср.пл	0,68	30	1	24	4-5	65-110
5	$f - Q_2^{D-M}$	Пески ср.кр. мелкие	ср.пл "	0,58 0,62	36 33	2 2	34 30	10-11 8-9	100-120 85-115
6	$f - Q_2^{MS}$	Суглинки	м/пл	0,56	13	23	13	1,1	60-65
7	$g - Q_2^D$	Суглинки	п/тв т/пл	0,43 0,54	20 16	70 40	33 25	3,0 2,0	140-150 80-100
8	$g - Q_2^D$	Глины	п/тв т/пл	0,52 0,59	19 15	75 60	32 25	3,0 2,0	160-180 80-90

РАЗНОВИДНОСТИ ГРУНТОВ
Класс скальных грунтов

Таблица 1

Разновидности грунтов по пределу прочности
на одноосное сжатие R_c в водонасыщенном состоянии

Разновидность грунтов	Значения R_c , МПа
Очень прочный	Свыше 120
Прочный	" 50 до 120 включ.
Средней прочности	" 15 " 50 "
Малопрочный	" 5 " 15 "
Пониженной прочности	" 3 " 5 "
Низкой прочности	" 1 " 3 "
Очень низкой прочности	1 и менее

Таблица 2

Разновидности грунтов по плотности сухого грунта ρ_d

Разновидность грунтов	Значения ρ_d , г/см ³
Очень плотный	Свыше 2,50
Плотный	" 2,10 до 2,50 включ.
Рыхлый	" 1,20 " 2,10 "
Очень рыхлый	1,20 и менее

Таблица 3

Разновидности грунтов по коэффициенту
выветрелости K_{wr}

Разновидность грунтов	Значения K_{wr} , д.е.
Невыветрелый	1,0
Слабовыветрелый	Свыше 0,90 до 1,0
Выветрелый	" 0,80 " 0,90 включ.
Сильновыветрелый	0,80 и менее

Таблица 4

Разновидности грунтов по коэффициенту размягчаемости K_{sof}

Разновидность грунтов	Значения K_{sof} , д.е.

Неразмягчаемый Размягчаемый	0,75 и более менее 0,75
--------------------------------	----------------------------

Таблица 5

Разновидности грунтов по степени растворимости в воде

Разновидность грунтов	Количество воднорастворимых солей, г/л q_{sr}
Легкорастворимый Среднерастворимый Труднорастворимый Нерастворимый	Свыше 10 " 1 до 10 включ. " 0,01 " 1 " 0,01 и менее

Класс дисперсных грунтов

Таблица 6

Разновидности крупнообломочных грунтов и песков по гранулометрическому составу

Разновидность грунтов	Размер зерен, частиц d, мм	Содержание зерен, частиц, % по массе
Крупнообломочные: -валунный (при преобладании неокатанных частиц -глыбовый) -галечниковый (при неокатанных гранях -щебенистый) -гравийный (при неокатанных гранях -дресвяный) Пески: -гравелистый -крупный -средней крупности -мелкий -пылеватый	Свыше 200 " 10 " 2 " 2 " 0,50 " 0,25 " 0,10 " 0,10	Свыше 50 " 50 " 50 " 25 " 50 " 50 75 и более менее 75
Примечания: 1. При наличии в крупнообломочных грунтах песчаного заполнителя более 40 % или глинистого заполнителя более 30 % от общей массы воздушно-сухого грунта в наименовании крупнообломочного грунта добавляется наименование вида заполнителя и указывается характеристика его состояния. Вид заполнителя устанавливается после удаления из крупнообломочного грунта частиц крупнее 2 мм. 2. По степени неоднородности гранулометрического состава C_u крупнообломочные грунты и пески подразделяют на однородные $C_u \leq 3$ и неоднородные $C_u > 3$.		

Таблица 7

Разновидности глинистых грунтов по числу пластичности

 I_p

Разновидность глинистых грунтов	Значения I_p , %
Супесь Суглинок Глина	От 1 до 7 включ. св. 7 " 17 " " 17

Примечание - Илы подразделяют по значениям I_p , указанным в таблице, на супесчаные, суглинистые и глинистые.

Таблица 8

Разновидности глинистых грунтов по гранулометрическому составу и числу пластичности

I_p

Разновидность глинистых грунтов	Значения I_p , %	Содержание песчаных частиц (2-0,05), % по массе
Супесь: - песчанистая - пылеватая Суглинок: - легкий песчанистый - легкий пылеватый - тяжелый песчанистый - тяжелый пылеватый Глина: - легкая песчанистая - легкая пылеватая - тяжелая	От 1 до 7 включ. " Св. 7 до 12 включ. " " 12 до 17 включ. " " 17 до 27 включ. " " 27	≥ 50 < 50 ≥ 40 < 40 ≥ 40 ≥ 40 < 40 ≥ 40 ≥ 40 < 40 Не регламентируется

Таблица 9

Разновидности глинистых грунтов по наличию включений

Разновидности глинистых грунтов	Содержание частиц крупнее 2 мм, % по массе
Супесь, суглинок, глина с галькой (щебнем) Супесь, суглинок, глина галечниковые (щебенистые) или гравелистые (дресвяные)	От 15 до 25 включ. св. 25 " 50 "

Таблица 10

Разновидности глинистых грунтов по показателю текучести

I_L

Разновидность глинистых грунтов	Значения I_L
Супесь: - твердая - пластичная - текучая	менее 0 от 0 до 1 включ. св. 1
Суглинки и глины: - твердые - полутвердые	менее 0 от 0 до 0,25 включ.

-тугопластичные	св. 0,25 " 0,50 "
-мягкопластичные	" 0,50 " 0,75 "
-текучепластичные	" 0,75 " 1 "
-текучие	" 1

Таблица 11

Разновидности глинистых грунтов по относительной деформации набухания без нагрузки

$$\epsilon_{sw}$$

Разновидность глинистых грунтов	Значения ϵ_{sw} , д.е.
Ненабухающий Слабонабухающий Средненабухающий Сильнонабухающий	Менее 0,04 от 0,04 до 0,08 включ. св. 0,08 " 0,12 " " 0,12

Таблица 12

Разновидности грунтов по степени водопроницаемости

Разновидность грунтов	Коэффициент фильтрации K_f , м/сут
Неводопроницаемый Слабоводопроницаемый Водопроницаемый Сильноводопроницаемый Очень сильноводопроницаемый	Менее 0,005 от 0,005 до 0,30 включ. св. 0,30 " 3 " " 3 " 30 " " 30
Примечание - применяется также для скальных грунтов	

Таблица 13

Разновидности крупнообломочных грунтов и песков по коэффициенту водонасыщения

$$S_r$$

Разновидность грунтов	Значения S_r , д.е.
Малой степени водонасыщения Средней степени водонасыщения Насыщенные водой	От 0 до 0,50 включ. св. 0,50 " 0,80 " " 0,80 " 1,00 "

Таблица 14

Разновидности песков по коэффициенту пористости

$$e$$

Разновидность песков	Значения e , д.е.		
	Пески гравелистые,	Пески мелкие	Пески

	крупные и средней крупности		пылеватые
Плотные	< 0,55	< 0,60	< 0,60
Средней плотности	0,55 - 0,70	0,60 - 0,75	0,60 - 0,80
Рыхлые	> 0,70	> 0,75	> 0,80

Таблица 15

Разновидности песков по степени плотности

I_D

Разновидность песков	Значения I_D , д.е.
Слабоуплотненные	От 0 до 0,33 включ.
Среднеуплотненные	св. 0,33 " 0,66 "
Сильноуплотненные	" 0,66 " 1,00 "

Таблица 16

Разновидности грунтов по содержанию органического вещества

I_{om}

Разновидность грунтов	Значения I_{om} , д.е.	
	глинистые грунты	пески
С примесью органических веществ	Св. 0,05 до 0,10 включ.	Св. 0,03 до 0,10 включ.
Слабозаторфованный	св. 0,10 " 0,25 "	-
Среднезаторфованный	" 0,25 " 0,40 "	-
Сильнозаторфованный	" 0,40 " 0,50 "	-
Торф	" 0,50	

Таблица 17

Разновидности сапропелей по относительному содержанию органического вещества

I_{om}

Разновидность сапропелей	Значения I_{om} , д.е.
Минеральные	Св. 0,10 до 0,30 включ.
Среднеминеральные	" 0,30 " 0,50 "
Слабоминеральные	" 0,50

Таблица 18

Разновидности торфов по степени разложения

D_{dp}

Разновидность торфов	Значения D_{dp} , %
----------------------	-----------------------

Слаборазложившийся	< 20
Среднеразложившийся	20 - 45
Сильноразложившийся	> 45

Таблица 19

Разновидности торфов по степени зольности

 D_{as}

Разновидность торфов	Значения D_{as} , д.е.
Нормальнозольный	Менее 0,20
Высокозольный	0,20 и более

Таблица 20

Разновидности грунтов по температуре t

Разновидность грунтов	Значения t , °C
Немерзлый (талый)	0 и более
Охлажденный	менее 0

Таблица 21

Разновидности грунтов по относительной деформации пучения

 ϵ_{fn}

Разновидность грунтов	Значения ϵ_{fn} , д.е.	Характеристика грунтов
Практически непучинистый	Менее 0,01	Глинистые твердые Пески гравелистые крупные и средней крупности, пески мелкие и пылеватые при $S_r \leq 0,6$, а также пески мелкие и пылеватые, содержащие менее 15 % по массе частиц мельче 0,05 мм (независимо от значения S_r) Крупнообломочные с заполнителем до 10 %
Слабопучинистый	От 0,01 до 0,035 включ.	Глинистые полутвердые Пески пылеватые и мелкие при $0,6 < S_r \leq 0,8$ Крупнообломочные с заполнителем (глинистым, песком пылеватом и мел-

		ким) от 10 до 30 % по массе
Среднепучинистый	Св. 0,035 до 0,07 включ.	Глинистые тугопластичные Пески пылеватые и мелкие при $0,8 < S_r \leq 0,95$ Крупнообломочные с заполнителем (глинистым, песком пылеватым и мелким) более 30 % по массе
Сильнопучинистый и чрезмерно пучинистый	Св. 0,07	Глинистые при $I_L > 0,50$ Пески пылеватые и мелкие при $S_r > 0,95$

Таблица 22

**Класс техногенных грунтов
Насыпные и намывные**

Природные перемещенные образования	Антропогенные образования
Глинистые грунты Пески Крупнообломочные грунты	Бытовые отходы Промышленные отходы (строительные отходы, шлаки, шламы и др.)
Разновидности выделяются как соответствующие разновидности природных грунтов с учетом специфических особенностей и свойств насыпных и намывных грунтов.	

Приложение 6

ПЕРЕЧЕНЬ ГОСТов НА ИСПЫТАНИЕ ГРУНТОВ

ГОСТ 5180-84 Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик.
ГОСТ 5686-94 Грунты. Методы полевых испытаний сваями.
ГОСТ 12071-84 Грунты. Отбор, упаковка, транспортирование и хранение образцов.
ГОСТ 12248-95 Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости.
ГОСТ 12536-79 Грунты. Методы лабораторного определения гранулометрического (зернового) и микроагрегатного состава.
ГОСТ 19912-81 Грунты. Метод полевого испытания динамическим зондированием.
ГОСТ 20069-81 Грунты. Метод полевого испытания статическим зондированием.
ГОСТ 20276-85 Грунты. Методы полевого определения характеристик деформируемости.
ГОСТ 20522-96 Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний.
ГОСТ 21719-80 Грунты. Методы полевых испытаний на срез в скважинах и массиве.
ГОСТ 22733-77 Грунты. Метод лабораторного определения максимальной плотности.
ГОСТ 23061-90 Грунты. Методы радионуклидных измерений плотности и влажности.
ГОСТ 23161-78 Грунты. Метод лабораторного определения характеристик просадочности.
ГОСТ 23278-78 Грунты. Методы полевых испытаний проницаемости.
ГОСТ 23740-79 Грунты. Методы лабораторного определения содержания органических веществ.
ГОСТ 23741-79 Грунты. Методы полевых испытаний на срез в горных выработках.

ГОСТ 24143-80	Грунты. Методы лабораторного определения характеристик набухания и усадки.
ГОСТ 24846-81	Грунты. Методы измерения деформаций оснований зданий и сооружений.
ГОСТ 24847-81	Грунты. Методы определения глубины сезонного промерзания.
ГОСТ 24942-81	Грунты. Методы полевых испытаний эталонной сваей.
ГОСТ 25100-95	Грунты. Классификация.
ГОСТ 25260-82	Породы горные. Метод полевого испытания пенетрационным каротажем.
ГОСТ 25358-82	Грунты. Метод полевого определения температуры.
ГОСТ 25584-83	Грунты. Метод лабораторного определения коэффициента фильтрации.
ГОСТ 28514-90	Грунты. Строительная геотехника. Определение плотности грунтов методом замещения объема.
ГОСТ 28622-90	Грунты. Метод лабораторного определения степени пучинистости.
ГОСТ 30416-96	Грунты. Лабораторные испытания. Общие положения.

Приложение 7

НОРМАТИВНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ ХАРАКТЕРИСТИК ГРУНТОВ, ОПРЕДЕЛЯЕМЫЕ МЕТОДОМ СТАТИЧЕСКОГО ЗОНДИРОВАНИЯ

1. При определении характеристик грунтов по табл. 1-6 в зависимости от удельного сопротивления грунта под конусом зонда q необходимо использовать нормативное значение q для инженерно-геологического элемента.
2. Для промежуточных величин q значения характеристик в табл. 2, 4, 5 и 6 определяются интерполяцией.

Таблица 1

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

Глубина зон- дирования, м	Значения q , 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 определяются интерполяцией.			

Таблица 2

Нормативные значения угла внутреннего трения φ песков

Глубина зон- дирования, м	Значения φ^o при q 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

Консистенция глинистых грунтов (для предварительной оценки)

Значения q , МПа	Консистенция
	Суглинки и глины
0,7 - 1,0 1,0 - 2,5 2,5 - 5,0 > 5,0	Мягкопластичная Тугопластичная Полутвердая Твердая

Таблица 4

Нормативные значения угла внутреннего трения φ и удельного сцепления C суглинков и глин ледникового комплекса

Значения q , 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 5

Нормативные значения угла внутреннего трения φ и удельного сцепления C четвертичных суглинков и глин (кроме грунтов ледникового комплекса)

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

Таблица 6

Формулы для определения нормативных значений модуля деформации E в зависимости от q

Происхождение и возраст грунтов	Зависимость E , МПа, от q , МПа
---------------------------------	-------------------------------------

Пески: 1. Современные аллювиальные (а-Q_4) и озерно-болотные ($l_1h - Q_4$) 2. Древнеаллювиальные (а-Q_3), флювиогляциальные (f-Q_2) и внутриморенные	$E = 3 q$ $E = 2,5 q^{+10}$
Суглинки и глины 1. Современные аллювиальные ($a - Q_4$) и озерно-болотные ($l_1h - Q_4$) 2. Покровные ($Pr - Q_{2-3}$), озерно-болотные ($l_1h - Q_3$) и озерно-ледниковые ($lg - Q_2$) 3. Моренные ($g - Q_2$) 4. Флювиогляциальные ($f - Q_2$)	$E = 7 q$ $E = 7,8 q^{+2}$ $E = 8 q^{+7,5}$ $E = 5,4 q^{+7,4}$

3. Для характеристики глинистых грунтов строительной площадки рекомендуется оценивать состояние их уплотненности по показателю КПУ, определяемому по результатам испытаний грунтов крыльчаткой (метод вращательного среза) в полевых условиях по ГОСТ 21719-80.

В зависимости от КПУ грунты подразделяются на:

- нормально уплотненные $1 < КПУ \leq 4$;

- переуплотненные $КПУ > 4$.

Показатель КПУ вычисляется по формуле

$$КПУ = \sigma_p^1 / \sigma_{zg} \quad (1)$$

где σ_p^1 - давление переуплотнения, определяемое по формуле (2), МПа;

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

$$\sigma_p^1 = 23,5 C_u / \sqrt{I_p}, \quad (2)$$

где C_u - недренированная прочность грунта, определяемая по испытаниям крыльчаткой и принимаемая равной максимальному сопротивлению грунта срезу ($\tau_{\max}$), МПа.

I_p - число пластичности грунта, %.

Для пределов $I_p = 10 - 30$ % удобно принять

$$\sigma_p^1 = k C_u, \quad (3)$$

где коэффициент k зависит от

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

Давление переуплотнения σ_p^1 может быть также определено по формуле (4) по результатам

статического зондирования, учитывая тесную экспериментальную связь между C_u и q в виде

$$C_u = q / 15.$$

С учетом вышеприведенных значений k и C_u давление σ_p^1 , МПа, выражается формулой

$$\sigma_p^1 = \lambda q, \quad (4)$$

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

q - удельное сопротивление грунта под конусом зонда, МПа.

4. Выявление при изысканиях степени уплотненности грунтов (КПУ) важно для прогноза осадки проектируемого сооружения, так как на переуплотненных грунтах осадка может быть в четыре и более раз меньше, чем на нормально уплотненных грунтах.

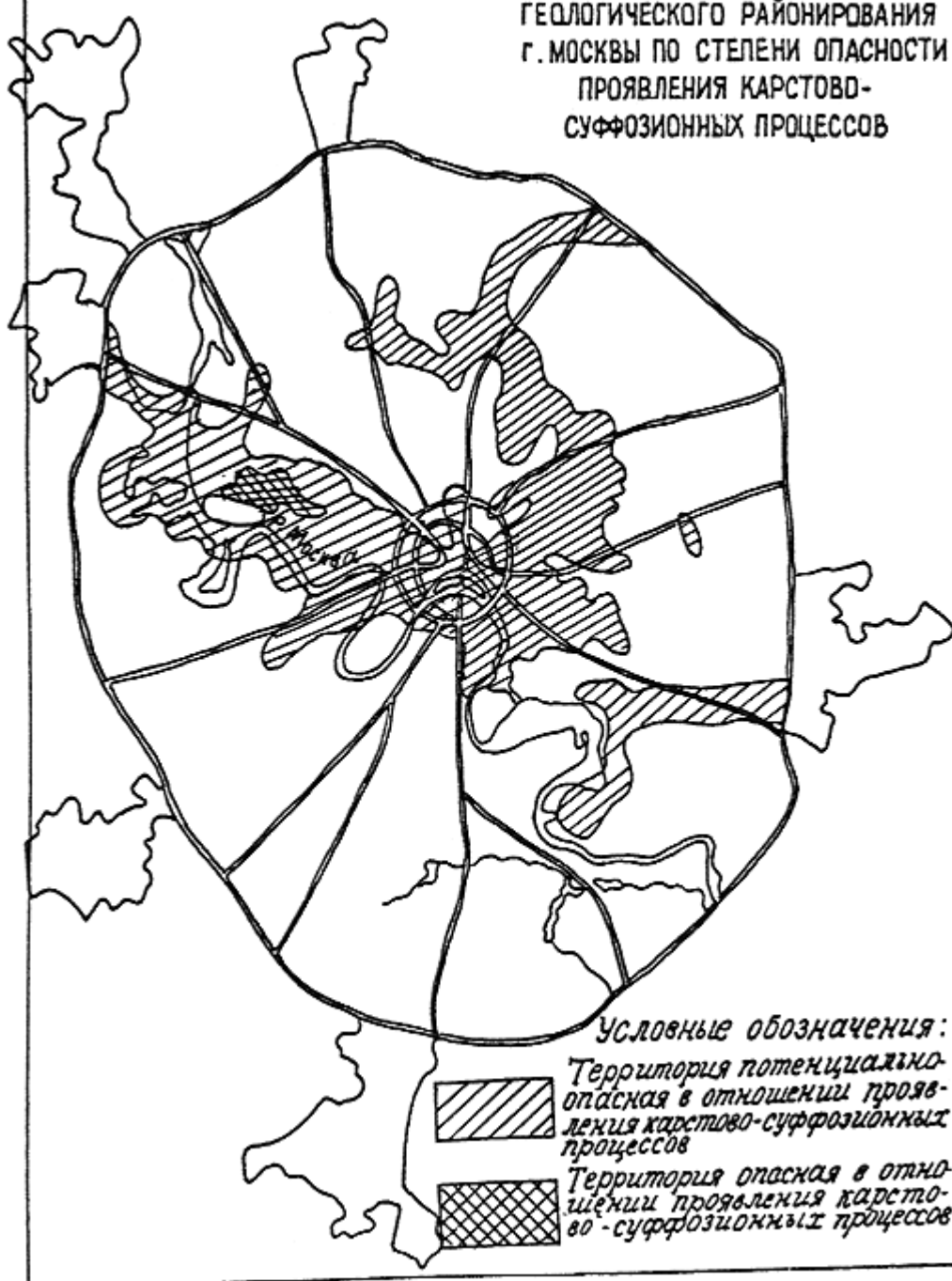
При значениях $K_0 > 6$ коэффициент бокового давления грунта в покое K_0 может превышать

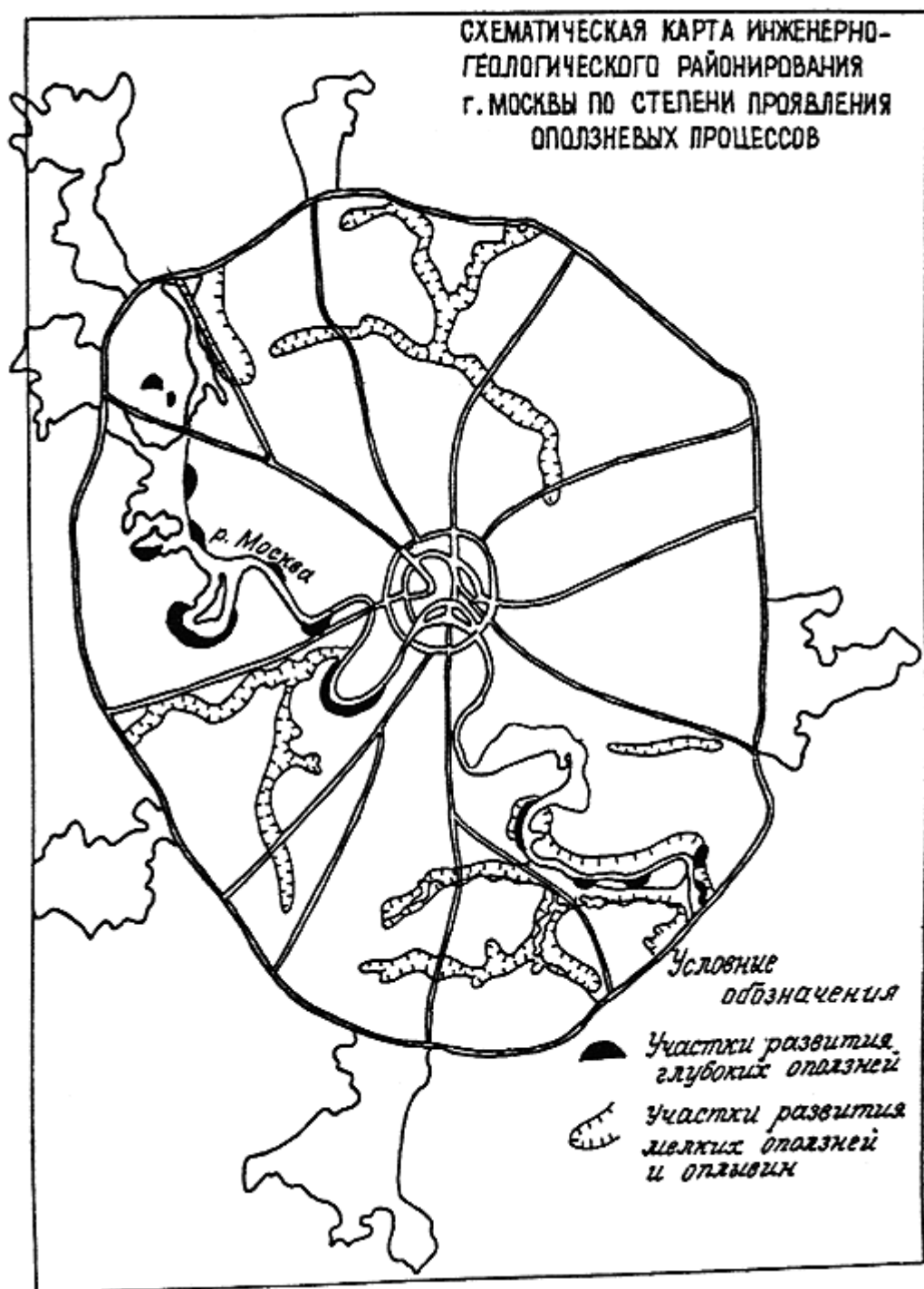
2, что необходимо учитывать при расчете подземных сооружений.

Для условий Москвы переуплотненными в первую очередь могут оказаться грунты ледникового комплекса, а также полутвердые и твердые глинистые грунты другого происхождения.

Приложение 8

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





Приложение 9

РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ ГРУНТОВ

R_0

Глинистые грунты

Грунты	Коэффициент пористости e	Значения R_0 , кПа, при показателе текучести	
		$I_L = 0$	$I_L = 1$

Супеси	0,5 0,7	350 250	200 150
Суглинки	0,5 0,7 1,0	400 250 200	250 180 100
Глины	0,5 0,6 0,7 1,1	600 500 300 250	400 350 200 100

Песчаные грунты

Пески	Значения R_0 , кПа, при	
	плотности	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 10

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, обратных засыпок	0,95-0,92
Незаstraиваемые 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 средней крупности мелкие	30 25 15	40 30 20
Супеси Суглинки и глины	20 / 15 25 / 20	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 Суглинки Глины	0,2 0,25 0,3	0,25 0,3 0,35	0,28 0,32 0,4
Пески: крупные средней крупности мелкие	0,3 0,25 0,2	0,4 0,3 0,25	0,5 0,4 0,3

Таблица 4

Способы химического закрепления грунтов
и область их применения

Способ	Область применения	Коэффициент фильтрации, м/сут	Прочность закрепленного грунта, МПа
Двухрастворная силикатизация на основе силиката натрия и хлористого кальция	Пески гравелистые, крупные и средней крупности	5 - 80	2,0 - 8,0
Однорастворная силикатизация на основе силиката натрия и кремнефтористоводородной кислоты	Пески средней крупности, мелкие и пылеватые, включая карбонатные	0,5 - 20	1,0 - 5,0
Газовая силикатизация на основе силиката натрия и углекислого газа	"	"	"
Однорастворная силикатизация на основе силиката натрия и формамида с добавкой кремнефтористоводородной кислоты	"	"	1,0 - 3,0
То же, и аллюмината натрия	"	0,5 - 10	0,2 - 0,3
	Пески средней	"	0,2 - 0,5

То же, и ортофосфорной кислоты	крупности, мелкие и пылеватые	0,5 -50	2,0 - 8,0
Однорастворная смолизация на основе карбамидных смол и соляной кислоты То же, и щавелевой кислоты	Пески всех видов, кроме карбонатных Пески всех видов	"	"

Приложение 11

НОМЕНКЛАТУРА ЗАБИВНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СВАЙ

NN	Виды свай	Сечение, диаметр см	Длина м	Исходная документация
1.	Сплошного сечения с ненапрягаемой арматурой	25 x 25 30 x 30	4,5-6 3-12	ГОСТ 19804.1-79*
2.	Сплошного сечения с ненапрягаемой арматурой	35 x 35	8-12	Серия 1.011.10 вып.1
3.	Сплошного сечения с напрягаемой арматурой	35 x 35	8-12	Серия 1.011.10 вып.1
4.	Составные сплошного сечения с поперечным армированием	30 x 30 35 x 35	14-20 14-24	Серия 1.011.1-7
5.	Цельные полые круглые	40,50,60	4-12	ГОСТ 19804.5-83
6.	Составные полые круглые	40	14-28	ГОСТ 19804.6-83
7.	Сваи - оболочки	100,120	12	ГОСТ 19804.5-83

Приложение 12

НОМЕНКЛАТУРА БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ

Марка свай	Способ устройства	Основные размеры		Класс бетона
		Диаметр мм	Длина м	
БСС	Бурение без закрепления стенок скважины	800-1200	10-30	B22,5
БСВг	Бурение с глинистым раствором	600	10-20	B15
БСВо	Бурение с обсадными трубами, оставляемыми в грунте	800	10-30	B22,5
БСИ	Бурение с извлекаемыми	880	10-50	B15

	обсадными трубами	980-1080		
--	-------------------	----------	--	--

Приложение 13

РАСЧЕТ ОСАДКИ КОМБИНИРОВАННЫХ СВАЙНО-ПЛИТНЫХ ФУНДАМЕНТОВ (КСП)

Расчет осадки КСП фундамента производится на основе определения частных значений жесткости группы свай и ростверка и коэффициента их взаимодействия, используемого для определения коэффициента жесткости всего фундамента.

1. Жесткость группы свай определяется по формуле

$$K_p = \eta_w K_1 n \quad (1)$$

где K_1 - жесткость одиночной сваи, определяемая в соответствии с формулой

$$K_1 = P/S = E_{sL} d / I_s \quad (2)$$

где η_w - коэффициент эффективности работы свай в свайном поле, равный обратной величине коэффициента осадки R_s ;

n - число свай, принятое для расчета КСП фундамента.

2. Определение числа свай n производится на основе анализа двух факторов:

а) на основе непосредственного учета несущей способности выбранной для фундамента сваи по формуле

$$n = \sum P / F_k \quad (3)$$

где $\sum P$ - сумма нагрузок, действующих на фундамент;

F_k - допускаемая нагрузка на сваю, которую при проектировании КСП фундаментов рекомендуется принимать равной $F_d / 2$ (F_d - несущая способность сваи, выбранной для проектирования).

б) на основе выбора технически и экономически оправданного расстояния между сваями в группе, которое на основе имеющегося опыта рекомендуется принимать равным

$$a = (5 - 7) d$$

В этом случае число свай определяется по формуле

$$n = BL / a^2 \quad (4)$$

где B и L - ширина и длина фундамента.

3. Коэффициенты η_w были определены английскими специалистами расчетом свайных кустов до групп в 289 свай (17x17). Было установлено, что зависимость между η_w и n , нанесенная в логарифмических координатах, является линейной. Установлено также, что группы свай прямоугольной формы имеют одинаковую эффективность с квадратными группами при одинаковом расстоянии между сваями.

4. Имеющиеся данные позволяют принять, что при $\lambda = E_p / E_{sL} = 1000$ (где E_p - модуль деформации материала сваи, а E_{sL} - модуль деформации грунта на уровне подошвы сваи) и

$$L / d = 10 - 25$$

$$\lambda = 10000 \quad L / d = 25$$

$L/d = 10 - 25$, а также при $\lambda = 10000$ и $L/d = 25$ с расстоянием между сваями в обоих случаях коэффициент с высокой степенью точности может быть принят при значениях $a/d = 5 - 7$ до 100 равным:

$$\eta_w = 1,1 / \sqrt{n} \quad (5)$$

Этой же формулой можно воспользоваться при указанных выше значениях λ и L/d для определения при $a/d = 3$ и $a/d = 10$, вводя в формулу (5) дополнительный коэффициент, равный: при $a/d = 3$ - коэффициент 1,3 в знаменателе, а при $a/d = 10$ - 1,3 в числителе.

Для значений $n = 200 - 1000$ коэффициент η_w следует определять по таблице 1.

Таблица 1

n	$\lambda = 1000$ $L/d = 10$			$\lambda = 1000$ $L/d = 25$				$\lambda = 10000$ $L/d = 25$			
	a/d			a/d				a/d			
	5	7	10	3	5	7	10	3	5	7	10
200	0,08	0,10	0,15	0,05	0,08	0,10	0,13	0,04	0,06	0,08	0,09
400	0,06	0,07	0,11	0,04	0,06	0,08	0,09	0,03	0,05	0,06	0,08
800	0,04	0,05	0,08	0,03	0,04	0,06	0,07	0,02	0,03	0,04	0,05
1000	0,04	0,05	0,08	0,02	0,04	0,05	0,06	0,02	0,03	0,04	0,05

5. Жесткость плиты K_c определяется по обычной формуле теории упругости:

$$K_c = E_s \sqrt{F} / (1 - \nu^2) m_0 \quad (6)$$

где F - площадь плиты;

E_s - модуль деформации грунта под плитой;

m_0 - коэффициент, зависящий от отношения L/B , равный:

L/B	1	1,5	2	3	5	7	10
m_0	0,88	0,87	0,86	0,83	0,77	0,73	0,67

6. Общая жесткость фундамента K_f равна:

$$K_f = K_p + K_c \quad (7)$$

7. Осадка комбинированного свайно-плитного фундамента равна:

$$S_f = \sum P / K_f \quad (8)$$

где $\sum P$ - общая нагрузка на фундамент.

Часть нагрузки, воспринимаемой сваями, равна

$$P_p = (K_p / K_f) \sum P', \quad (9)$$

Часть нагрузки, воспринимаемой плитой, равна

$$P_c = (K_c / K_f) \sum P', \quad (10)$$

8. При вертикальных сваях осадка фундамента не зависит от системы связи свай с ростверками - жесткой или шарнирной, которая принимается в проекте по конструктивным соображениям. Возможно комбинированное сопряжение свай с плитным ростверком: в центральной части - без выпусков арматуры, по периметру - с выпусками.

Приложение 14

**УРОВЕНЬ ОТВЕТСТВЕННОСТИ ПОДЗЕМНЫХ И
ЗАГЛУБЛЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ В Г. МОСКВЕ,
А ТАКЖЕ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ, НА КОТОРЫЕ МОЖЕТ
ОКАЗЫВАТЬ ВЛИЯНИЕ ПОДЗЕМНОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО**

Уровень ответственности зданий и сооружений	Характеристики зданий и сооружений
Повышенный I	-Резервуары для нефти и нефтепродуктов емкостью более 1000 м³ 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; -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.); -Магистральные трубопроводы общегосударственного значения; -Головные сооружения теплоснабжения, энергоснабжения, водоснабжения и канализации, их подводящие и отводящие трубопроводы; -Канализационные коллекторы, водопроводные магистрали, общие коллекторы подземных коммуникаций и др. коммуникации жизнеобеспечения города, проходящие под транспортными магистралями, в жилой застройке или в зоне влияния на них; -Крупные подземные и пр. 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; -Искусственные сооружения на транспортных магис-

	тралях (тоннели, эстакады, мостовые переходы и пр.) -Сооружения гражданской обороны; -Уникальные здания и сооружения, в т.ч. крупные мосты через р. Москву ; -Отдельно стоящие подземные сооружения различного назначения (в т.ч. гаражи-автостоянки), размещаемые внутри кварталов жилой застройки, с количеством этажей более 3-х .
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.); -Одноэтажные жилые дома 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 15

**РАСЧЕТНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА
ПОПЕРЕЧНОЙ ДЕФОРМАЦИИ
 ν**

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

Приложение 16

**ОСНОВНЫЕ НЕЛИНЕЙНЫЕ МОДЕЛИ, ИСПОЛЬЗУЕМЫЕ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ
КОНТАКТНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ**

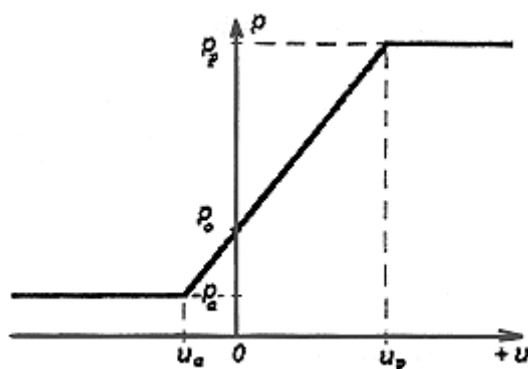
Класс моделей	Основные модели
Контактные модели	Модели Винклеровского типа с одним коэффициентом отпора, величина которого зависит от перемещений конструкции, в т.ч. идеально упруго-пластическая модель; Модели типа модели Пастернака с двумя коэффициентами отпора, величины которых зависят от перемещений 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 17

**ЗАВИСИМОСТЬ ВЕЛИЧИН БОКОВОГО
ДАВЛЕНИЯ ГРУНТА ОТ ВЕЛИЧИН
ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ КОНСТРУКЦИЙ**

Зависимость величин бокового давления грунта p на конструкции подземных, заглубленных сооружений и подпорных стен от величин горизонтальных перемещений конструкций u

допускается принимать в соответствии с кусочно-линейной диаграммой:



где p_a - величина активного давления грунта,

p_0

- величина бокового давления грунта в состоянии покоя,

p_p

- величина пассивного давления грунта.

p

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

Величину бокового давления грунта допускается принимать равной p_0 , если выполняется

условие $|u| < 0,0005H$, где H - высота конструкции.

Величину бокового давления грунта допускается принимать равной p_a , если выполняется

условие

$$u < u_a = 0,001H$$

1. ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

2. ЗАКОНОДАТЕЛЬНЫЕ ОСНОВЫ И НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ

2. ЗАКОНОДАТЕЛЬНЫЕ ОСНОВЫ И НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ

4. ИНЖЕНЕРНЫЕ ИЗЫСКАНИЯ

5. ЭКОЛОГИЧЕСКИЕ ТРЕБОВАНИЯ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ОСНОВАНИЙ, ФУНДАМЕНТОВ И ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ

6. ОБЩИЕ ПРИНЦИПЫ ВЫБОРА ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

7. ФУНДАМЕНТЫ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

Определение расчетного сопротивления и осадки фундаментов по результатам статического зондирования

Проектирование искусственных оснований

8. СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

Буровая свая

Забивная свая

Расчет свай и групп свай по деформациям

Расчет осадки куста свай.

Проектирование комбинированных свайно-плитных фундаментов (КСП)

Расчет кренов свайных фундаментов

Проектирование свайных фундаментов, сооружаемых вблизи зданий.

9. ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ В СЛОЖНЫХ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ

10. ОСНОВНЫЕ ПРИНЦИПЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ПОДЗЕМНЫХ И ЗАГЛУБЛЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ

11. КОНТАКТНЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ И ДАВЛЕНИЕ ГРУНТА НА ПОДЗЕМНЫЕ И ЗАГЛУБЛЕННЫЕ СООРУЖЕНИЯ

12. ПОДПОРНЫЕ СТЕНЫ И ОГРАЖДЕНИЯ КОТЛОВАНОВ

13. СТРОИТЕЛЬНОЕ ВОДОПОНИЖЕНИЕ, ГИДРОИЗОЛЯЦИЯ, ДРЕНАЖ
Гидроизоляция фундаментов и частей подземных сооружений
Дренаж
Противофильтрационные завесы и экраны
Противофильтрационные завесы и экраны
15. ФУНДАМЕНТЫ ЗДАНИЙ ИСТОРИЧЕСКОЙ ЗАСТРОЙКИ
16. КОНТРОЛЬ КАЧЕСТВА СТРОИТЕЛЬСТВА
17. ФУНДАМЕНТЫ И ПОДЗЕМНЫЕ СООРУЖЕНИЯ ВБЛИЗИ ИСТОЧНИКОВ ВИБРАЦИЙ
Приложение 1 ТЕХНИЧЕСКОЕ ЗАДАНИЕ на производство инженерно-геологических изысканий для строительства зданий и сооружений
ТЕХНИЧЕСКОЕ ЗАДАНИЕ на производство инженерно-геологических изысканий при реконструкции или надстройке здания (сооружения)
ТЕХНИЧЕСКОЕ ЗАДАНИЕ на производство инженерно-геологических изысканий для строительства подземных и заглубленных сооружений
Приложение 2 СТРАТИГРАФИЧЕСКАЯ КОЛОНКА г. МОСКВЫ (принятая в технических отчетах Мосгоргеотреста)
СТРАТИГРАФИЧЕСКАЯ КОЛОНКА г. МОСКВЫ (подготовленная НПО "Центргеология")
Приложение 3 Схема размещения в г.Москве нового жилищного строительства в ближайшие годы
Приложение 4 ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ КОЛОНКИ И ХАРАКТЕРИСТИКИ ГРУНТОВ
Перечень сокращений, принятых в приложении 4
ЖУЛЕБИНО
НОВОКОСИНО
МАРЬИНО
БРАТЕЕВО (пойма р.Москвы)
БРАТЕЕВО (терраса р.Москвы)
СЕВЕРНОЕ БУТОВО
ЮЖНОЕ БУТОВО
ЩЕРБИНКА
СОЛНЦЕВО
МИТИНО
НОВОПОДРЕЗКОВО
КУРКИНО
СЕВЕРНЫЙ
Приложение 5 РАЗНОВИДНОСТИ ГРУНТОВ
Класс скальных грунтов
Класс дисперсных грунтов
Приложение 6 ПЕРЕЧЕНЬ ГОСТов НА ИСПЫТАНИЕ ГРУНТОВ
Приложение 7 НОРМАТИВНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ ХАРАКТЕРИСТИК ГРУНТОВ, ОПРЕДЕЛЯЕМЫЕ МЕТОДОМ СТАТИЧЕСКОГО ЗОНДИРОВАНИЯ
Приложение 8
Чертеж
Чертеж
Приложение 9 РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ ГРУНТОВ
Глинистые грунты
Песчаные грунты
Приложение 10 УПЛОТНЕНИЕ И ЗАКРЕПЛЕНИЕ ГРУНТОВ
Приложение 11 НОМЕНКЛАТУРА ЗАБИВНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СВАЙ
Приложение 12 НОМЕНКЛАТУРА БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ
Приложение 13 РАСЧЕТ ОСАДКИ КОМБИНИРОВАННЫХ СВАЙНО-ПЛИТНЫХ ФУНДАМЕНТОВ (КСП)
Приложение 14 УРОВЕНЬ ОТВЕТСТВЕННОСТИ ПОДЗЕМНЫХ И ЗАГЛУБЛЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ В Г. МОСКВЕ, А ТАКЖЕ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ, НА КОТОРЫЕ МОЖЕТ ОКАЗЫВАТЬ ВЛИЯНИЕ ПОДЗЕМНОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО
Приложение 15 РАСЧЕТНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА ПОПЕРЕЧНОЙ ДЕФОРМАЦИИ
Приложение 16 ОСНОВНЫЕ НЕЛИНЕЙНЫЕ МОДЕЛИ, ИСПОЛЬЗУЕМЫЕ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ КОНТАКТНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ
Приложение 17 ЗАВИСИМОСТЬ ВЕЛИЧИН БОКОВОГО ДАВЛЕНИЯ ГРУНТА ОТ ВЕЛИЧИН ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ КОНСТРУКЦИЙ
Кусочно-линейная диаграмма