ОРДЕНА ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ
НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ ОСНОВАНИЙ
И ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ ИМ. Н. М. ГЕРСЕВАНОВА
ГОССТРОЯ СССР

РУКОВОДСТВО
ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ОСНОВАНИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

2-е издание исправленное и дополненное

МОСКВА СТРОЙИЗДАТ 1978

УДК 624.15.04

Рекомендовано к изданию решением совета НИИОСП.

Руководство по проектированию оснований зданий и сооружений. М., Стройиздат, 1978. 375 с. (Ордена Трудового Красного Знамени науч.-исслед. ин-т оснований и подземных сооружений им. Н. М. Герсеванова НИИОСП Госстроя СССР).

Руководство по проектированию оснований зданий и сооружений составлено в развитие главы СНиП II-15-74 «Основания зданий и сооружений» и приводит рекомендации, детализирующие эти нормы проектирования по вопросам номенклатуры грунтов и методов определения расчетных значений их характеристик; принципов проектирования оснований и прогнозирования изменения уровня грунтовых вод; вопросов глубины заложения фундаментов; методов расчета оснований по деформациям и по несущей способности; особенностей проектирования оснований зданий и сооружений, возводимых на региональных видах грунтов, а также расположенных в сейсмических районах и на подрабатываемых территориях.

Руководство предназначено для использования в проектных и изыскательских организациях, обслуживающих строительство промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений.

Табл. 75, рис. 91.

Р $\frac{30213-626}{047(01)-78}$ Инструкт.-нормат.—II вып.—15—78

© Стройиздат, 1978

ПРЕДИСЛОВИЕ

Руководство по проектированию оснований зданий и сооружений развивает требования главы СНиП II-15-74 и приводит рекомендации и примеры расчета оснований по вопросам, изложенным в этой главе норм, за исключением вопросов, касающихся особенностей проектирования оснований опор линий электропередачи, а также мостов и водопропускных труб.

Руководство составлено НИИ оснований и подземных сооружений Госстроя СССР при участии института «Фундаментпроект» Минмонтажспецстроя СССР, представившего материалы по расчету несущей способности оснований и осадок фундаментов, а также характеристикам грунтов, ПНИИИС Госстроя СССР — по прогнозированию уровня грунтовых вод и Днепропетровского инженерно-строительного института (ДИСИ) Минвуза УССР — по особенностям проектирования оснований, сложенных элювиальными грунтами.

Руководство разрабатывалось лабораториями НИИОСП: естественных оснований и конструкций фундаментов, методов исследования грунтов, механики грунтов, строительства на просадочных грунтах, строительства на слабых грунтах, динамики грунтов, физико-химии мерзлых грунтов.

Руководство составляли: раздел 1 «Общие положения»— канд. техн. наук М. Г. Ефремов; раздел 2 «Номенклатура грунтов»— канд. техн. наук О. И. Игнатова; раздел 3 «Проектирование оснований»: подразделы «Общие указания» и «Нагрузки»— канд. техн. наук А. В. Вронский; подраздел «Нормативные и расчетные значения характеристик грунтов»— кандидаты техн. наук О. И. Игнатова и В. В. Михеев; подразделы «Глубина заложения фундаментов» и «Расчет устойчивости фундаментов при морозном пучении»— д-р техн. наук М. Ф. Киселев; подраздел «Грунтовые воды»— канд. техн. наук. М. Г. Ефремов, инж. З. П. Гавшина и канд. техн. наук Е. С. Дзекцер (ПНИИИС); подраздел «Расчетные давления на грунты основания»— канд. техн. наук М. Г. Ефремов; «Принципы расчета» и «Расчет деформаций»— кандидаты техн. наук А. В. Вронский и Т. А. Маликова, д-р техн. наук, проф. К. Е. Егоров; «Расчет оснований по несущей способности»— канд. техн. наук А. С. Снарский и инж. М. Л. Моргулис (Фундаментпроект); «Мероприятия по снижению влияния деформаций оснований»— канд. техн. наук А. В. Вронский; указания по прерывистым фундаментам — д-р техн. наук, проф. Е. А. Сорочан; указания по рыхлым пескам — кандидаты техн. наук Д. Е. Польшин и С. В. Довнарович; указания по натурным измерениям деформаций — инж. Е. М. Перепонова; разделы 4—12 «Особенности проектирования оснований зданий и сооружений, возводимых: 4... на просадочных грунтах»— д-р техн. наук В. И. Крутов; 5... на набухающих грунтах»— д-р техн. наук, проф. Е. А. Сорочан; 6... на заторфованных грунтах»— канд. техн. наук П. А. Коновалов; 7... на илах»— канд. техн. наук Д. Е. Польшин; 8... на элювиальных грунтах»— д-р техн. наук, проф. В. Б. Швец,

кандидаты техн. наук Н. С. Швец и В. В. Павлов (ДИСИ); 9... на засоленных грунтах»— канд. техн. наук В. П. Петрухин; 10... на насыпных грунтах» — д-р техн. наук В. И. Крутов; 11... на подрабатываемых территориях»— канд. техн. наук А. И. Юшин; 12...- в сейсмических районах» — д-р техн. наук В. А. Ильичев и канд. техн. наук Л. Р. Ставницер.

Руководство разработано под общей редакцией: д-ра техн. наук, проф. Е. А. Сорочана, кандидатов техн. наук В. В. Михеева, М. Г. Ефремова, А. В. Вронского.

Использованный в Руководстве текст главы СНиП II-15-74 выделен полужирным шрифтом и его пункты, формулы, таблицы и рисунки имеют двойную нумерацию: вначале по Руководству и затем в скобках по главе СНиП. В случае использования текста приложений к главе СНиП к номеру в скобках приписывается номер приложения.

Если внутри цитированного текста главы СНиП есть ссылка на какие-либо ее пункты, то их нумерация в этом тексте сохранена по главе СНиП, а для удобства пользования в скобках приведена нумерация по Руководству.

Раздел 1

ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1. Настоящее Руководство, составленное в развитие главы СНиП II-15-74 «Основания зданий и сооружений», рекомендуется использовать при проектировании оснований промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений всех областей строительства, в том числе городского и сельскохозяйственного, промышленного и транспортного.

В Руководстве не рассматриваются вопросы проектирования оснований опор воздушных линий электропередачи и оснований мостов и водопропускных труб.

1.2(1.1). Нормы настоящей главы должны соблюдаться при проектировании оснований зданий и сооружений.

Примечание. Нормы настоящей главы, кроме разд. 2 «Номенклатура грунтов оснований», не распространяются на проектирование оснований гидротехнических сооружений, дорог, аэродромных покрытий, зданий и сооружений, возводимых на вечномерзлых грунтах, а также оснований свайных фундаментов, глубоких опор и фундаментов под машины с динамическими нагрузками.

1.3(1.2). Основания зданий и сооружений должны проектироваться на основе:

а) результатов инженерно-геологических и гидрогеологических изысканий и данных о климатических условиях района строительства;

б) учета опыта возведения зданий и сооружений в аналогичных инженерно-геологических условиях строительства;

в) данных, характеризующих возводимое здание или сооружение, его конструкции и действующие на фундаменты нагрузки, воздействия и условия последующей эксплуатации;

г) учета местных условий строительства;

д) технико-экономического сравнения возможных вариантов проектного решения, имея в виду необходимость принятия оптимального решения, обеспечивающего наиболее полное использование прочностных и деформационных характеристик грунтов и физико-механических свойств материалов фундаментов (или других подземных частей конструкций) с оценкой решений по приведенным затратам.

1.4(1.3). Инженерно-геологические исследования грунтов оснований зданий и сооружений должны проводиться в соответствии с требованиями главы СНиП, государственных стандартов и других нормативных документов по инженерным изысканиям и исследованиям грунтов для строительства, а также с учетом конструктивных и эксплуатационных особенностей зданий и сооружений.

1.5. Инженерно-геологические и гидрогеологические изыскания должны выполняться согласно требованиям:

а) главы СНиП по инженерным изысканиям для строительства;

б) «Инструкции по инженерным изысканиям для городского и поселкового строительства» СН 211-62 и «Инструкции по инженерным изысканиям для промышленного строительства» СН 225-62*;

в) ГОСТов на испытание грунтов:

5181—78 — Грунты. Метод лабораторного определения удельного веса

5182—78 — Грунты. Метод лабораторного определения объемного веса

5180—75— Грунты. Метод лабораторного определения влажности

12536—67— Грунты. Метод лабораторного определения зернового (гранулометрического) состава

5183—77 — Грунты. Методы лабораторного определения границ раскатывания и текучести

10650—72— Торф. Метод определения степени разложения

12248—66— Грунты. Метод лабораторного определения сопротивления срезу песчаных и глинистых грунтов на срезных приборах в условиях завершенной консолидации

12374—77 — Грунты. Метод полевого испытания статическими нагрузками

17245—71— Грунты. Метод лабораторного определения временного сопротивления при одноосном сжатии

19912—74— Грунты. Метод полевого испытания динамическим зондированием

20069—74— Грунты. Метод полевого испытания статическим зондированием

20276—74— Грунты. Метод полевого определения модуля деформации прессиометрами

23161—78 — Грунты. Метод лабораторного определения характеристик просадочности

20522—75 — Грунты. Метод статистической обработки результатов определений характеристик

1.6. Данные о климатических условиях района строительства должны применяться по указаниям главы СНиП по строительной климатологии и геофизике.

1.7. Для возможности учета при проектировании оснований опыта строительства необходимо иметь данные об инженерно-геологических условиях этого района, о конструкциях возводимых зданий и сооружений, нагрузках, типах и размерах фундаментов, давлениях на грунты основания и о наблюдавшихся деформациях оснований и сооружений.

Наличие указанных данных позволит в лучшей степени оценить инженерно-геологические условия проектируемого объекта, в том числе и характеристики грунтов, выбрать наиболее рациональные типы и размеры фундаментов, их глубину заложения и т. д.

1.8. Для возможности учета местных условий строительства должны быть выявлены данные о производственных возможностях строительной организации, ее парке оборудования, ожидаемых климатических условиях на весь период устройства оснований и фундаментов, а также всего нулевого цикла.

Эти данные могут оказаться решающими в вопросах выбора типа фундаментов (например, на естественном основании или свайного), глубины их заложения, метода подготовки основания и пр.

1.9. Конструктивное решение проектируемого здания или сооружения и условий последующей эксплуатации необходимо для выбора типа фундамента, учета влияния верхних конструкций на работу оснований, для уточнения требований к допустимой величине деформаций и пр.

1.10. Технико-экономическое сравнение возможных вариантов проектных решений по основаниям и фундаментам необходимо для выбора наиболее экономичного и надежного проектного решения, с исключением необходимости в его последующей корректировке в процессе строительства с неизбежными при этом дополнительными затратами материальных средств и времени.

1.11(1.4). Результаты инженерно-геологических исследований грунтов должны содержать данные, необходимые для решения вопросов:

выбора типа оснований и фундаментов, определения глубины заложения и размеров фундаментов с учетом прогноза возможных изменений в процессе строительства и эксплуатации инженерно-геологических и гидрогеологических условий, в том числе свойств грунтов;

выбора в случае необходимости методов улучшения свойств грунтов основания;

установления вида и объема инженерных мероприятий по освоению площадки строительства.

1.12(1.5). Проектирование оснований зданий и сооружений без соответствующего инженерно-геологического обоснования или при его недостаточности для решения вопросов, предусмотренных в п. 1.4 настоящей главы (п. 1.11 Рук.), не допускается.

1.13. Результаты инженерно-геологических и гидрогеологических исследований, излагаемые в отчете об изысканиях, должны содержать:

а) сведения о местоположении территории предполагаемого строительства, о ее климатических и сейсмических условиях и о ранее выполненных исследованиях грунтов и грунтовых вод;

б) сведения об инженерно-геологическом строении и литологическом составе толщи грунтов и о наблюдаемых неблагоприятных физико- и инженерно-геологических и других явлениях (карст, оползни, просадки и набухание грунтов, горные подработки и т. п.);

в) сведения о гидрогеологических условиях с указанием высотных отметок появившихся и установившихся уровней грунтовых вод, амплитуды их колебаний и величин расходов воды; сведения о наличии гидравлических связей горизонтов вод между собой и ближайшими открытыми водоемами, а также сведения об агрессивности вод в отношении материалов конструкций фундаментов;

г) сведения о грунтах строительной площадки, в которых приводится описание в стратиграфической последовательности напластований грунтов сжимаемой толщи основания. Должны быть отмечены форма залегания грунтовых образований, их размеры в плане и по глубине, возраст, происхождение и номенклатурные виды, состав и состояние грунтов, относящихся к различным номенклатурным видам; приведены для выделенных слоев грунта величины физико-механических характеристик.

К числу этих характеристик относятся:

удельный вес, объемный вес и влажность для всех видов грунтов;

коэффициент пористости для нескальных грунтов;

гранулометрический состав для крупнообломочных и песчаных грунтов;

число пластичности, консистенция и удельное сопротивление пенетрации для глинистых грунтов;

угол внутреннего трения, удельное сцепление и модуль деформации для всех видов нескальных грунтов;

коэффициент фильтрации;

коэффициент консолидации для водонасыщенных глинистых грунтов при консистенции $I_L > 0{,}5$, заторфованных грунтов, торфов и илов;

временное сопротивление при одноосном сжатии, коэффициент размягчаемости и степень выветрелости для скальных грунтов;

относительная просадочность, а также величины начального давления и начальной критической влажности для просадочных грунтов;

относительное набухание, давление набухания и линейная усадка для набухающих грунтов;

коэффициент выветрелости для элювиальных крупнообломочных грунтов;

количественный и качественный состав засоления для засоленных грунтов и торфов;

содержание растительных остатков для нескальных грунтов (степень заторфованности) и степень разложения заторфованных грунтов.

В отчете обязательно указываются применяемые методы лабораторных и полевых определений характеристик грунтов.

К отчету прилагаются таблицы и ведомости показателей физико-механических характеристик грунтов, схемы установок, примененных при полевых испытаниях, а также колонки грунтовых выработок и инженерно-геологические разрезы. На последних должны быть отмечены все места отбора проб грунтов и пункты полевых испытаний грунтов;

д) прогноз изменения инженерно-геологических и гидрогеологических условий территории (площадки) строительства при возведении и эксплуатации зданий и сооружений.

Характеристики грунтов должны быть представлены их нормативными значениями, а удельное сцепление, угол внутреннего трения, объемный вес и временное сопротивление одноосному сжатию скальных грунтов — также и расчетными значениями. Правила вычисления нормативных и расчетных значений приведены в пп. 3.49—3.65 (3.10—3.16).

1.14. Прогноз возможных изменений гидрогеологических условий площадки в процессе строительства и эксплуатации сооружений выполняется по указаниям пп. 3.105—3.112 (3.17—3.20), а учет возможных при этом изменений строительных свойств грунтов производится по указаниям пп. 3.98—3.103.

Раздел 2
НОМЕНКЛАТУРА ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ

2.1(2.1). Грунты оснований зданий и сооружений должны именоваться в описаниях результатов изысканий, проектах оснований, фундаментов и других подземных частей зданий и сооружений согласно номенклатуре грунтов, установленной настоящим разделом норм.

Наименования грунтов должны сопровождаться сведениями об их геологическом возрасте и происхождении.

В необходимых случаях к наименованиям грунтов и их характеристикам, предусмотренным номенклатурой грунтов, допускается

вводить дополнительные наименования и характеристики (зерновой состав глинистых грунтов, степень и качественный характер засоления грунтов, вид скальных пород, из которых образовались элювиальные грунты, подверженность атмосферному выветриванию при обнажении поверхности, крепость при разработке и т. п.), учитывающие вид и особенности строительства, а также местные геологические условия. Эти дополнительные наименования и характеристики не должны противоречить номенклатуре грунтов настоящих норм.

2.2. При описании результатов изысканий, используемых для составления проектов оснований и фундаментов всех видов зданий и сооружений, следует использовать единую систему наименований грунтов.

Правильное наименование видов грунтов и определение всех характеристик их состояния необходимо для решения таких вопросов, как выбор наиболее экономичного типа фундамента, методов улучшения свойств грунтов основания, способов производства работ по устройству оснований и фундаментов и т. д.

Единая система наименований видов грунтов и единая терминология для описания их состояния дает возможность более полно использовать архивные материалы ранее выполненных изысканий и тем самым уменьшить объемы изыскательских работ, а также проводить статистические обобщения для составления таблиц характеристик грунтов.

2.3. В номенклатуре отражены лишь важнейшие подразделения грунтов и характеристики, наиболее определяющие поведение грунтов под нагрузкой.

В необходимых случаях разрешается вводить дополнительные подразделения грунтов и характеристики, которые, однако, не должны противоречить номенклатуре настоящего раздела. Эти дополнительные подразделения и характеристики, учитывающие вид и особенности строительства, приводятся в нормах проектирования соответствующих видов зданий и сооружений.

Примеры. При разделении глинистых грунтов на виды в настоящей номенклатуре используется число пластичности и выделяются три вида глинистых грунтов: супеси, суглинки и глины. В соответствии с «Указаниями по проектированию земляного полотна железных и автомобильных дорог» (СН 449-72), глинистые грунты дополнительно подразделяются на разновидности и при этом наряду с числом пластичности используются данные зернового анализа (табл. 2.1). При этом в Указаниях подчеркивается, что в случаях расхождения вида грунта, устанавливаемого по содержанию песчаных частиц и по числу пластичности, следует принимать наименование грунта, соответствующее числу пластичности.

В этих же нормах содержится классификация засоленных грунтов по степени засоления (с учетом его качественного характера), разработанная применительно к дорожному строительству и учитывающая особенности этого вида строительства.

Дополнительные наименования и характеристики вечномерзлых грунтов, учитывающие особенности этих грунтов, приводятся в нормах проектирования оснований и фундаментов зданий и сооружений на вечномерзлых грунтах и т. д.

2.4. При описании грунтов в инженерно-геологическом отчете должны приводиться сведения о их геологическом возрасте и проис-

Таблица 2.1

Вид грунтов		Содержание песчаных частиц размером от 2 до 0,05 мм, % веса	Число пластичности I_P
Супесь	легкая крупная	$\geqslant 50$	$0{,}01 \leqslant I_P \leqslant 0{,}07$
	легкая	>50	
	пылеватая	20—50	
	тяжелая пылеватая	<20	
Суглинок	легкий	$\geqslant 40$	$0{,}07 < I_P \leqslant 0{,}12$
	легкий пылеватый	<40	
	тяжелый	$\geqslant 40$	$0{,}12 < I_P \leqslant 0{,}17$
	тяжелый пылеватый	<40	
Глина	песчанистая	>40	$0{,}17 < I_P \leqslant 0{,}27$
	пылеватая	Меньше, чем пылеватых размером 0,05—0,005 мм	
	жирная	Не нормируется	$I_P > 0{,}27$

Примечание. Для супесей легких крупных учитывается содержание частиц размером 2—0,25 мм.

хождении. Эти сведения необходимы для пользования таблицами прочностных и деформационных характеристик [табл. 3.12 (1 прил. 2)—3.14 (3 прил. 2)].

2.5(2.2). Грунты подразделяются на скальные и нескальные:

а) к скальным грунтам относятся:

изверженные, метаморфические и осадочные породы с жесткими связями между зернами (спаянные и сцементированные), залегающие в виде сплошного или трещиноватого массива;

б) к нескальным грунтам относятся:

крупнообломочные — несцементированные грунты, содержащие более 50% по весу обломков кристаллических или осадочных пород с размерами частиц более 2 мм;

песчаные — сыпучие в сухом состоянии грунты, содержащие менее 50% по весу частиц крупнее 2 мм и не обладающие свойством пластичности (грунт не раскатывается в шнур диаметром 3 мм или число пластичности его $I_P < 0{,}01$);

глинистые — связные грунты, для которых число пластичности $I_P \geqslant 0{,}01$.

Примечание. Числом пластичности грунта I_P называется разность влажностей, выраженных в долях единицы, соответствующих двум состояниям грунта: на границе текучести W_L и на границе раскатывания (пластичности) W_P.

2.6. Скальные грунты в большинстве своем резко отличаются по своим свойствам от нескальных грунтов. Скальные грунты практически несжимаемы при тех величинах нагрузок, которые обычно имеют место в гражданских и промышленных зданиях и сооружениях. Поэтому при строительстве на этих грунтах расчет ведется только по первому предельному состоянию — по несущей способности (прочности) основания.

Для нескальных грунтов, как более слабых и сжимаемых, основным расчетом является расчет по второму предельному состоянию — *по деформациям, а в ряде случаев, оговоренных нормами,* делается также проверка несущей способности основания.

2.7(2.3). Скальные грунты подразделяются на разновидности согласно табл. 2.2(1) в зависимости от:

временного сопротивления одноосному сжатию в водонасыщенном состоянии R_c;

коэффициента размягчаемости $K_{рз}$ (отношение временных сопротивлений *одноосному* сжатию в водонасыщенном и в воздушно-сухом состоянии);

Таблица 2.2(1)

Разновидность скальных грунтов	Показатель
А. По временному сопротивлению одноосному сжатию R_c, кгс/см²	
Очень прочные	$R_c > 1200$
Прочные	$1200 \geqslant R_c > 500$
Средней прочности	$500 \geqslant R_c > 150$
Малопрочные	$150 \geqslant R_c \geqslant 50$
Полускальные	$R_c < 50$
Б. По коэффициенту размягчаемости в воде $K_{рз}$	
Неразмягчаемые	$K_{рз} \geqslant 0{,}75$
Размягчаемые	$K_{рз} < 0{,}75$
В. По степени выветрелости $K_{вс}$	
Невыветрелые (монолитные)	**Породы залегают в виде сплошного массива $K_{вс} = 1$**
Слабовыветрелые (трещиноватые)	**Породы залегают в виде несмещенных отдельностей (глыб) $1 > K_{вс} \geqslant 0{,}9$**
Выветрелые	**Породы залегают в виде скопления кусков, переходящего в трещиноватую скалу $0{,}9 > K_{вс} \geqslant 0{,}8$**
Сильновыветрелые (рухляки)	**Породы залегают *во* всем массиве в виде отдельных кусков $K_{вс} < 0{,}8$**

степени выветрелости $K_{вс}$ (отношение объемного веса образца выветрелого грунта к объемному весу невыветрелого образца того же грунта).

Для скальных грунтов, способных к растворению в воде (каменная соль, гипс, известняк и т. п.), следует устанавливать степень их растворимости.

2.8. Скальные грунты по происхождению подразделяются на изверженные (магматические), метаморфические и осадочные (табл. 2.3).

Таблица 2.3

Происхождение скальных грунтов	Наименование скальных грунтов
Магматические (изверженные)	Граниты, диориты, сиениты, габбро, липариты, трахиты, андезиты, порфиры, порфириты, диабазы, базальты, туфы, туфобрекчии и др.
Метаморфические	Гнейсы, кварциты, кристаллические сланцы, филлиты, глинистые сланцы, роговики, мраморы, яшмы и др.
Осадочные	**А. Сцементированные** Конгломераты, брекчии, песчаники, туфиты, алевролиты, аргиллиты **Б. Химические и биохимические** Опоки, трепелы, диатомиты, известняки, доломиты, мелы, мергели, гипс, ангидрит, каменная соль и др.

2.9. Прочность скальных грунтов, характеризуемая временным сопротивлением одноосному сжатию R_c, изменяется в широких пределах и зависит от условий образования скальных пород, их минерального состава и состава цемента, а также степени выветрелости. По значениям R_c, определяемым на водонасыщенных образцах, скальные грунты подразделяются согласно табл. 2.2(1).

2.10. Для характеристики степени снижения прочности скальных грунтов при водонасыщении необходимо определять коэффициент размягчаемости в воде $K_{рз}$ путем испытания образцов скальных пород в воздушно-сухом и водонасыщенном состоянии.

К скальным грунтам, значительно снижающим (до 2—3 раз) прочность при водонасыщении, следует отнести: глинистые сланцы, песчаники с глинистым цементом, алевролиты, аргиллиты, мергели, мелы. Перечисленные грунты относятся к полускальным.

2.11. Для скальных грунтов, растворяющихся в воде, необходимо указывать степень их растворимости, которая зависит от состава минеральных зерен и состава цемента. Магматические и метаморфические скальные породы, а также осадочные сцементиро-

ванные породы с кремнистым цементом (кремнистые конгломераты, брекчии, песчаники, известняки, опоки) не растворяются в воде. К растворимым относятся следующие скальные грунты, перечисленные в порядке возрастания степени их растворимости:

труднорастворимые — известняки, доломиты, известковистые конгломераты и песчаники, растворимость которых в воде составляет от нескольких десятков до нескольких сотен миллиграммов на литр;

среднерастворимые — гипс, ангидрит, гипсоносные конгломераты, растворимость которых в воде составляет несколько граммов на литр;

легкорастворимые — каменная соль, имеющая растворимость более 100 г/л.

В результате фильтрации воды через трещины в растворимых скальных породах возможно образование карстовых полостей.

2.12. Скальные грунты, подвергаясь природным процессам выветривания, теряют свою сплошность в залегании, становятся трещиноватыми, а затем разрушаются до кусков различной крупности, промежутки между которыми заполняются мелкозернистым материалом. В результате выветривания свойства скального грунта ухудшаются.

Оценка скальных грунтов по степени выветрелости $K_{вс}$ производится путем сопоставления объемного веса образца выветрелой породы в условиях природного залегания γ с объемным весом невыветрелой (монолитной) породы $\gamma_м$. Для магматических пород величина $\gamma_м$ может быть принята равной удельному весу породы, взятому из справочных данных.

Пример. При изысканиях на одной из площадок на глубине 8 м под толщей четвертичных отложений были обнаружены известняки каменноугольной системы. При этом в верхней части известняки были выветрены в наибольшей степени, затем они сменялись трещиноватой скалой, которая переходила в невыветрелую (монолитную) породу. Из всех трех указанных зон были отобраны образцы для определения временного сопротивления одноосному сжатию, для которых был определен также объемный вес. Для верхнего наиболее выветрелого слоя известняков были получены по 9 образцам следующие значения объемного веса γ_1, гс/см^3: 2,02; 2,09; 1,81; 1,96; 2,12; 2,34; 2,21; 2,00; 1,92. Среднее значение составило $\overline{\gamma_1}=2{,}05$ гс/см^3.

Для невыветрелого монолитного известняка по семи образцам были получены следующие значения объемного веса $\gamma_м$, гс/м^3: 2,58; 2,68; 2,54; 2,65; 2,84; 2,78; 2,98. Среднее значение составило $\overline{\gamma_м}=2{,}72$ гс/см^3. Отношение объемных весов $\overline{\gamma_1}$ и $\overline{\gamma_м}$ составляет 0,75, что менее 0,8. Следовательно, верхняя толща известняка относится к сильновыветрелому скальному грунту.

2.13. Для грунтов, находящихся на границе раздела скальных и нескальных грунтов (например, полускальные грунты и твердые прочные глины), допускается решать вопрос об отнесении их к одной из указанных групп на основе местного опыта исследований и строительства на этих грунтах.

2.14(2.4). Крупнообломочные и песчаные грунты в зависимости от зернового состава подразделяются на виды согласно табл. 2.4(2).

Таблица 2.4(2)

Вид крупнообломочных и песчаных грунтов	Распределение частиц по крупности, % от веса воздушно-сухого грунта
А. Крупнообломочные	
Валунный грунт (при преобладании неокатанных частиц — глыбовый)	Вес частиц крупнее 200 мм составляет более 50%
Галечниковый грунт (при преобладании неокатанных частиц — щебенистый)	Вес частиц крупнее 10 мм составляет более 50%
Гравийный грунт (при преобладании неокатанных частиц — дресвяный)	Вес частиц крупнее 2 мм составляет более 50%
Б. Песчаные	
Песок гравелистый	Вес частиц крупнее 2 мм составляет более 25%
Песок крупный	Вес частиц крупнее 0,5 мм составляет более 50%
Песок средней крупности	Вес частиц крупнее 0,25 мм составляет более 50%
Песок мелкий	Вес частиц крупнее 0,1 мм составляет 75% и более
Песок пылеватый	Вес частиц крупнее 0,1 мм составляет менее 75%

Примечание. Для установления наименования грунта по табл. 2.4(2) последовательно суммируются проценты частиц исследуемого грунта: сначала — крупнее 200 мм, затем — крупнее 10 мм, далее — крупнее 2 мм и т. д. Наименование грунта принимается по первому удовлетворяющему показателю в порядке расположения наименований в табл. 2.4(2).

Наименования крупнообломочных и песчаных грунтов, установленные по табл. 2.4(2), должны дополняться указанием о степени неоднородности их зернового состава U, определяемой по формуле

$$U = \frac{d_{60}}{d_{10}}, \qquad (2.1)(1)$$

где d_{60} — диаметр частиц, меньше которого в данном грунте содержится (по весу) 60% частиц;

d_{10} — диаметр частиц, меньше которого в данном грунте содержится (по весу) 10% частиц.

При наличии в крупнообломочных грунтах песчаного заполнителя более 40% или глинистого заполнителя более 30% общего веса воздушно-сухого грунта в наименовании крупнообломочного грунта должно приводиться также наименование вида заполнителя и указываться характеристики его состояния. Вид заполнителя устанавливается по табл. 2.4(2) или 2.12(6) после удаления из образцов крупнообломочного грунта частиц крупнее 2 мм.

Таблица 2.5

Наименование частиц	Размеры частиц d, мм
Валунные (при неокатанных гранях — глыбовые)	$d>200$
Галечниковые (при неокатанных гранях — щебенистые)	$200\geqslant d>10$
Гравийные (при неокатанных гранях — дресвяные)	$10\geqslant d>2$
Песчаные	$2\geqslant d>0{,}05$
Пылеватые	$0{,}05\geqslant d>0{,}005$
Глинистые	$d\leqslant 0{,}005$

2.15. Для определения зернового (гранулометрического) состава производят ситовой анализ пробы грунта. Для песков гранулометрический состав определяют в соответствии с действующим ГОСТом. Для крупнообломочных грунтов применяется аналогичная методика, однако проба грунта увеличивается до 2—4 кгс и используются сита с большим диаметром отверстий.

В инженерно-геологической практике наиболее часто применяют наименования частиц грунта в зависимости от их крупности согласно табл. 2.5.

Для установления наименования грунта после рассева пробы последовательно суммируются проценты содержания частиц различной крупности.

Пример. Для песчаного грунта были получены результаты гранулометрического анализа, приведенные в табл. 2.6.

Таблица 2.6

Размер частиц, мм	>10	10—5	5—2	2—1	1—0,5	0,5—0,25	0,25—0,10	0,10—0,05	0,05—0,01	0,01—0,005	<0,005
Зерновой состав, %	0	0	0	1,7	13,2	40,2	33,9	5,9	1,5	0,7	2,9

Суммарный состав частиц крупнее 2 мм составляет 0%, значит песок не гравелистый;

суммарный состав частиц крупнее 0,5 мм составляет 14,9%, значит песок не крупный;

суммарный состав частиц крупнее 0,25 мм составляет 55,1%, что более 50%, значит грунт является песком средней крупности.

2.16. Для определения степени неоднородности крупнообломочных и песчаных грунтов строят интегральную кривую гранулометрического состава (рис. 2.1). На оси абсцисс откладывают диаметры частиц в мм (*для сокращения размеров графика по горизонтали* рекомендуется логарифмический масштаб), а по оси ординат — процентное содержание частиц нарастающим итогом. При этом суммирование начинают с самой мелкой фракции.

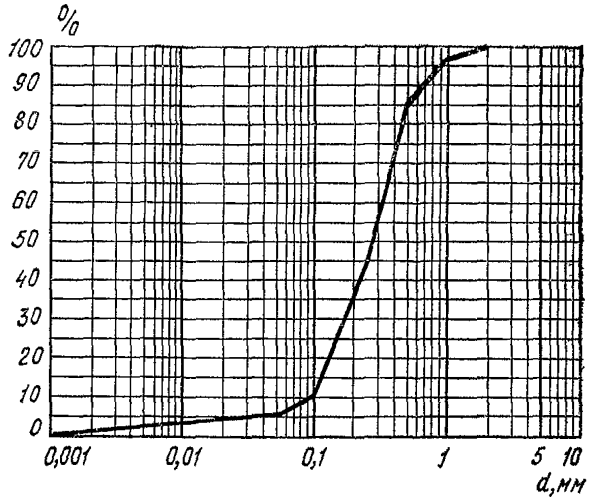


Рис. 2.1. Интегральная кривая гранулометрического состава песка в полулогарифмическом масштабе

Определение величины U в обязательном порядке требуется для проектирования гидротехнических сооружений и дорог.

Пример. На рис. 2.1 приведена интегральная кривая, построенная по данным табл. 2.6. Проведя горизонтальные прямые, соответствующие 10 и 60%, до пересечения с кривой, получим, что $d_{10}=0{,}09$ и $d_{60}=0{,}3$ мм. Таким образом, $U=3{,}3$. Пески считают неоднородными при $U>3$.

2.17. Крупнообломочные грунты содержат заполнитель, к которому относят частицы мельче 2 мм. Свойства крупнообломочного грунта в значительной степени зависят от вида заполнителя (песчаный или глинистый), его процентного содержания и характеристик его состояния.

Вид заполнителя и характеристики его состояния необходимо указывать, если песчаного заполнителя содержится более 40%, а глинистого — более 30%. При установлении расчетного давления на основания, сложенные крупнообломочными грунтами, допускается прочностные характеристики (с и φ) определять по заполнителю, если его содержание превышает указанные выше величины [п. 3.187(3.54)]. При меньшем содержании заполнителя свойства крупнообломочного грунта должны устанавливаться испытаниями грунта в целом. Для установления вида заполнителя из крупнообломочного грунта удаляют частицы крупнее 2 мм. Определяют следующие характеристики заполнителя: влажность, объемный вес и коэффициент пористости, а для глинистого заполнителя — дополнительно число пластичности и показатель консистенции.

Для определения объемного веса, коэффициента пористости и характеристик c и φ грунта-заполнителя отбирают пробы ненарушенного сложения из одного заполнителя. При этом для определения c и φ песчаного заполнителя в случае невозможности отбора

проб ненарушенного сложения допускается формировать искусственные образцы той же плотности и влажности.

2.18(2.5). Крупнообломочные грунты, подвергшиеся природным процессам выветривания и содержащие более 10% частиц размером менее 2 мм, подразделяются по значениям коэффициента выветрелости $K_{вк}$ согласно табл. 2.7(3).

Таблица 2.7(3)

Наименование крупнообломочных грунтов по степени выветрелости	Коэффициент выветрелости $K_{вк}$
Невыветрелые	$0 < K_{вк} \leqslant 0{,}5$
Слабовыветрелые	$0{,}5 < K_{вк} \leqslant 0{,}75$
Сильновыветрелые	$0{,}75 < K_{вк} < 1$

Коэффициент выветрелости обломков крупнообломочных грунтов $K_{вк}$ определяется испытанием грунта на истирание во вращающемся полочном барабане и вычисляется по формуле

$$K_{вк} = \frac{K_1 - K_0}{K_1}, \qquad (2.2)(2)$$

где K_1 — отношение веса частиц размером менее 2 мм к весу частиц размером более 2 мм после испытания на истирание;

K_0 — то же, до испытания на истирание.

Примечание. Величина K_0 характеризует собой природную степень распада крупнообломочного грунта.

2.19. Коэффициент выветрелости $K_{вк}$ следует определять для элювиальных крупнообломочных грунтов, содержащих не менее 10% по весу заполнителя (частиц размером менее 2 мм). Для этого берется проба крупнообломочного грунта нарушенного сложения весом 2—2,5 кгс. Пробу испытывают на истирание во вращающемся полочном барабане (рис. 2 2) с числом оборотов в интервале 50—70 в 1 мин.

Испытания проводят циклами вращения барабана по 2 мин, устанавливая каждый раз просеиванием на сите с диаметром отверстий 2 мм вес частиц размером менее 2 мм — g_1 и более 2 мм — g_2.

В тех случаях когда выход частиц менее 2 мм за первые два цикла вращения составляет не более 10% веса всей испытываемой пробы, обломки оценивают как весьма прочные и дальнейшее испытание на истирание не производят. В этом случае грунт относят к невыветрелому ($K_{вк} \leqslant 0{,}5$). Если выход частиц менее 2 мм за первые два цикла находится в пределах 11—25%, за природную степень разрушения K_0 принимается отношение весов g_1 и g_2 после четырехминутного испытания грунта в барабане. При выходе частиц менее 2 мм за первые два цикла свыше 25% за природную степень разрушения принимается значение K_0, установленное до начала испытания в барабане.

Испытания на истирание грунта во втором и третьем случаях продолжают до тех пор, пока выход частиц менее 2 мм после очередного двухминутного цикла не станет менее или равным 1% начального веса испытываемой пробы. Указанное соответствует отказу в истирании, достижение которого в зависимости от

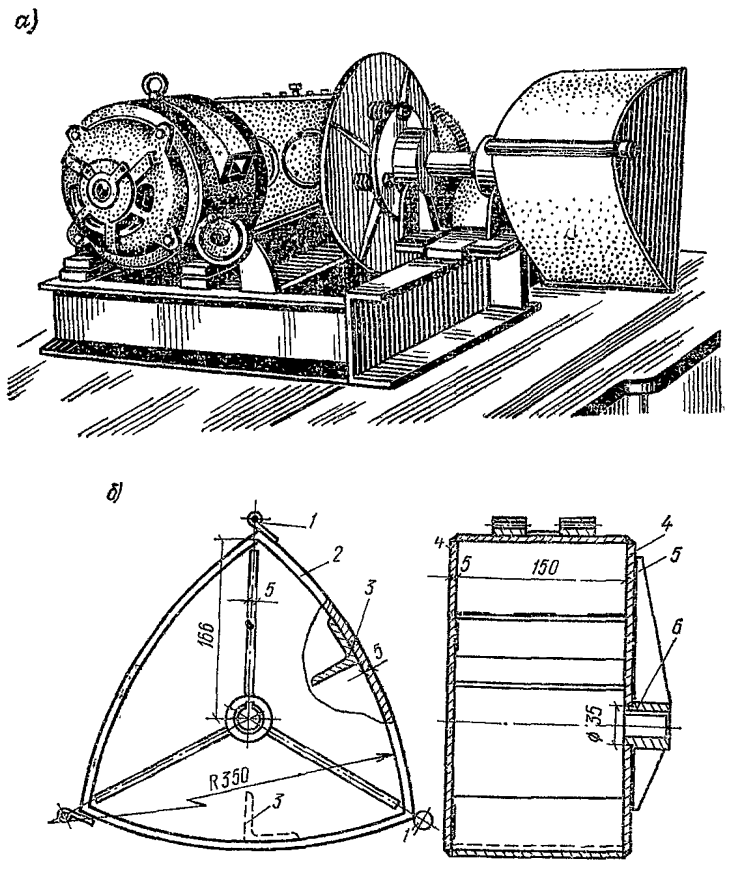


Рис. 2. 2. Полочный барабан для определения коэффициента выветрелости крупнообломочных грунтов

а — общий вид прибора; *б* — разрез барабана; *1* — шарниры; *2* — обечайки; *3* — уголок 50×50×5; *4* — боковые стенки; *5* — ребро жесткости; *6* — втулка

минералогического и зернового состава происходит обычно после 8—12 циклов вращения (с учетом начальных двух циклов).

2.20. Коэффициент выветрелости крупнообломочных грунтов, образовавшихся в результате выветривания осадочных пород: аргиллита, алевролита и мергеля, а также глинистых сланцев — допускается устанавливать путем выявления изменения зернового состава грунта при кратковременном дополнительном выветривании (в полевых или лабораторных условиях), состоящем из 3—4 циклов

попеременного увлажнения и высушивания грунта. Значения коэффициентов K_1 и K_0 в формуле (2.2) (2) устанавливают при ситовом анализе соответственно после указанных циклов увлажнения и высушивания K_1 и до начала кратковременного выветривания K_0.

2.21. Предварительную оценку степени выветрелости элювиального крупнообломочного грунта, сформировавшегося как из магматических, так и осадочных пород, допускается делать приближенно на основе их зернового состава.

Таблица 2.8(4)

Наименование крупнообломочных и песчаных грунтов по степени влажности	Степень влажности G
Маловлажные	$0<G\leqslant 0{,}5$
Влажные	$0{,}5<G\leqslant 0{,}8$
Насыщенные водой	$0{,}8<G\leqslant 1$

Невыветрелому состоянию соответствуют глыбовые и щебенистые грунты, в составе которых вес частиц крупнее 10 мм составляет более 50%, а размером до 0,1 мм — менее 5% по весу, при этом обломки не размягчаются в воде и не разламываются руками. Для слабовыветрелых грунтов вес частиц крупнее 10 мм составляет менее 50%, а размером до 0,1 мм — от 5 до 10%; обломки частично размягчаются в воде, но не растираются руками. Для сильновыветрелых грунтов вес частиц крупнее 2 мм составляет более 50%, а размером до 0,1 мм — более 10%; обломки размягчаются в воде, легко разламываются и растираются руками.

2.22(2.6). Крупнообломочные и песчаные грунты подразделяются по степени влажности G (доле заполнения объема пор грунта водой) согласно табл. 2.8 (4).

Степень влажности G определяется по формуле

$$G = \frac{W\gamma_s}{e\gamma_W}, \qquad (2.3)(3)$$

где W — **природная влажность грунта в долях единицы;**

γ_s — **удельный вес грунта;**

γ_W — **удельный вес воды, принимаемый равным 1;**

e — **коэффициент пористости грунта природного сложения и влажности.**

Природную влажность крупнообломочного грунта W определяют испытанием его пробы без отделения обломков пород от заполнителя или раздельным испытанием как обломков, так и заполнителя.

В последнем случае влажность крупнообломочного грунта определяется по формуле

$$W = W_1 - \eta\,(1 - K_{вк})\,(W_1 - W_2), \qquad (2.4)(4)$$

где W_1 и W_2 — **соответственно влажности заполнителя и крупнообломочных включений (частиц крупнее 2 мм);**

η — **содержание крупнообломочных включений в долях единицы;**

$K_{вк}$ — **коэффициент выветрелости, определяемый по указаниям п. 2.5 настоящей главы (п. 2.18 Рук.).**

Таблица 29

Вид грунтов	Среднее значение удельного веса, гс/см³	Наиболее вероятный интервал удельных весов, гс/см³
Пески	2,66	2,65—2,67
Супеси	2,70	2,68—2,72
Суглинки	2,71	2,69—2,73
Глины	2,74	2,71—2,76

2.23. По формуле (2.3) (3) вычисляется степень влажности крупнообломочных, песчаных и глинистых грунтов.

Величину удельного веса песчаных и глинистых грунтов определяют в соответствии с действующим ГОСТом. Ориентировочные значения удельных весов песчаных и глинистых грунтов, не содержащих водорастворимых солей и растительных остатков, приведены в табл. 2.9.

Удельный вес крупнообломочных грунтов в целом определяют опытным путем, используя большие пикнометры, или рассчитывают в зависимости от удельных весов отдельно крупнообломочных включений и заполнителя и их процентного содержания в пробе грунта. Удельные веса крупнообломочных включений и заполнителя находят при этом опытным путем.

Формулы для определения некоторых физических характеристик грунтов приведены в табл. 2.10.

Таблица 2.10

Характеристика	Формула	
Объемный вес скелета $\gamma_{ск}$, гс/см³	$\gamma_{ск}=\dfrac{\gamma}{1+W}$	(а)
Пористость n	$n=1-\dfrac{\gamma_{ск}}{\gamma_s}=\dfrac{e}{1+e}$	(б)
Коэффициент пористости e	$e=\dfrac{n}{1-n}$ или $e=(1+W)\dfrac{\gamma_s}{\gamma}-1$	(в)
Объемный вес взвешенного в воде грунта $\gamma_{взв}$, гс/см³	$\gamma_{взв}=\dfrac{\gamma_s-\gamma_W}{1+e}$	(г)
Полная влагоемкость W_0	$W_0=\dfrac{e\gamma_W}{\gamma_s}$	(д)

2.24. Объемный вес песчаных и глинистых грунтов определяют в соответствии с действующим ГОСТом. Аналогично может быть определен объемный вес крупнообломочного грунта с глинистым заполнителем, для которого возможен отбор образца без нарушения его природного сложения. Для несвязных крупнообломочных

грунтов (а также и связных) объемный вес определяют в полевых условиях методом «шурфа-лунки» или радиоизотопным методом.

2.25. Влажность песчаных и глинистых грунтов определяют в соответствии с действующим ГОСТом. Влажность крупнообломочного грунта в целом можно определить методом высушивания с использованием пробы грунта весом до 2—3 кгс. Допускается определять влажность крупнообломочного грунта в целом по формуле (2.4) (4), предварительно определив влажность крупнообломочных включений и заполнителя. Влажность обломков определяют высушиванием пробы из одних обломков. Влажность заполнителя определяют следующим образом. Отбирают пробу крупнообломочного грунта, состоящую преимущественно из заполнителя, откидывая наиболее крупные обломки. Влажность этой пробы находят высушиванием. Затем этот грунт просеивают через сито с диаметром отверстий 2 мм и определяют содержание частиц размером более 2 мм. Влажность заполнителя W_1 рассчитывают по формуле

$$W_1 = \frac{W - \eta W_2}{1 - \eta}, \qquad (2.5)$$

где W — влажность пробы в целом в долях единицы;
W_2 — влажность крупнообломочных включений в долях единицы;
η — содержание крупнообломочных включений в пробе в долях единицы.

Влажность заполнителя используется для характеристики его состояния, а в случае глинистого заполнителя — для вычисления показателя консистенции.

В формуле (2.4) (4) учитывается степень выветрелости крупнообломочных включений, определяющая их водопоглощающую способность. При наличии невыветрелых обломков $K_{вк}=0$.

2.26(2.7). Пески по плотности их сложения подразделяются согласно табл. 2.11 (5) в зависимости от величины коэффициента пористости *e*, определенного в лабораторных условиях по образцам, отобранным без нарушения природного сложения грунта, или в зависимости от результатов зондирования грунтов.

2.27. При соответствующем обосновании в качестве дополнительной характеристики плотности песчаных грунтов допускается использовать степень плотности, получаемую путем сравнения коэффициента пористости грунта природного сложения с коэффициентами пористости того же грунта в предельно плотном и предельно рыхлом состояниях. Однако во всех случаях необходимо указывать наименование песка по плотности на основе коэффициента пористости по табл. 2.11 (5).

Отбор образцов грунта ненарушенного сложения производят в соответствии с действующим ГОСТом.

Пример. Из слоя песка средней крупности было отобрано 12 образцов ненарушенного сложения и определены коэффициенты пористости: 0,52; 0,53; 0,54; 0,55; 0,57; 0,57; 0,58; 0,58; 0,60; 0,60; 0,61 и 0,61. В этом ряду часть значений относит песок к плотному сложению, а другая часть — к средней плотности. Если этот факт не связан с наличием в рассматриваемом слое песка линз, то необходимо вычислить среднее значение *e*. Это значение составляет $e \approx 0{,}57$. Следовательно, песок необходимо отнести к грунту средней плотности.

2.28. Статическое и динамическое зондирование песчаных грун-

Таблица 2.11(5)

Вид песков	Плотность сложения песков		
	плотные	средней плотности	рыхлые
А. По коэффициенту пористости e			
Пески гравелистые, крупные и средней крупности	$e<0,55$	$0,55\leqslant e\leqslant 0,70$	$e>0,70$
Пески мелкие	$e<0,60$	$0,60\leqslant e\leqslant 0,75$	$e>0,75$
Пески пылеватые	$e<0,60$	$0,60\leqslant e\leqslant 0,80$	$e>0,80$
Б. По сопротивлению погружению конуса p_q, кгс/см^2, при статическом зондировании			
Пески крупные и средней крупности независимо от влажности	$p_q>150$	$150\geqslant p_q\geqslant 50$	$p_q<50$
Пески мелкие независимо от влажности	$p_q>120$	$120\geqslant p_q\geqslant 40$	$p_q<40$
Пески пылеватые:			
а) маловлажные и влажные	$p_q>100$	$100\geqslant p_q\geqslant 30$	$p_q<30$
б) водонасыщенные	$p_q>70$	$70\geqslant p_q\geqslant 20$	$p_q<20$
В. По условному динамическому сопротивлению погружению конуса $p_д$, кгс/см^2, при динамическом зондировании			
Пески крупные и средней крупности независимо от влажности	$p_д>125$	$125\geqslant p_д\geqslant 35$	$p_д<35$
Пески мелкие:			
а) маловлажные и влажные	$p_д>110$	$110\geqslant p_д\geqslant 30$	$p_д<30$
б) водонасыщенные	$p_д>85$	$85\geqslant p_д\geqslant 20$	$p_д<20$
Пески пылеватые маловлажные и влажные	$p_д>85$	$85\geqslant p_д\geqslant 20$	$p_д<20$

Примечания: 1. Для определения плотности пылеватых водонасыщенных песков динамическое зондирование не допускается.

2. При зондировании грунтов используется конус с углом при вершине 60° и диаметром 36 мм при статическом и 74 мм при динамическом зондировании.

тов с целью определения плотности их сложения производят в соответствии с действующим ГОСТом.

При одновременном определении плотности сложения песков методами зондирования и отбором проб ненарушенного сложения значения $p_д$ и $p_д$, приведенные в табл. 2.11 (5), могут быть уточнены для грунтов данной площадки.

2.29(2.8). Глинистые грунты подразделяются на виды в зависимости от числа пластичности согласно табл. 2.12 (6).

2.30. Число пластичности I_P глинистых грунтов вычисляют по формуле

$$I_P = W_L - W_P, \quad (2.6)$$

где W_L — влажность на границе текучести в долях единицы;

W_P — влажность на границе раскатывания в долях единицы.

Влажность глинистых грунтов на границах текучести и раскатывания определяют в соответствии с действующими ГОСТами.

Таблица 2.12(6)

Вид глинистых грунтов	Число пластичности I_P
Супесь	$0{,}01 \leqslant I_P \leqslant 0{,}07$
Суглинок	$0{,}07 < I_P \leqslant 0{,}17$
Глина	$I_P > 0{,}17$

Примечания: 1. При наличии в глинистых грунтах частиц крупнее 2 мм к наименованию грунта по табл. 2.12(6) должны прибавляться термины «с галькой» («со щебнем») или «с гравием» («с дресвой»), если содержание соответствующих частиц составляет 15—25% по весу, и «галечниковый» («щебенистый») или «гравелистый» («дресвянистый»), если этих частиц содержится в грунте 25—50% по весу.

2. При наличии частиц крупнее 2 мм более 50% по весу грунты должны быть отнесены к крупнообломочным [п. 2.2 настоящей главы (п. 2.5 Рук.)].

Вид глинистого грунта необходимо устанавливать по нормативному, т. е. среднеарифметическому значению числа пластичности.

Пример. Для слоя глинистого грунта было получено 10 определений числа пластичности: 0,10; 0,12; 0,12; 0,14; 0,15; 0,15; 0,17; 0,17; 0,18; 0,20.

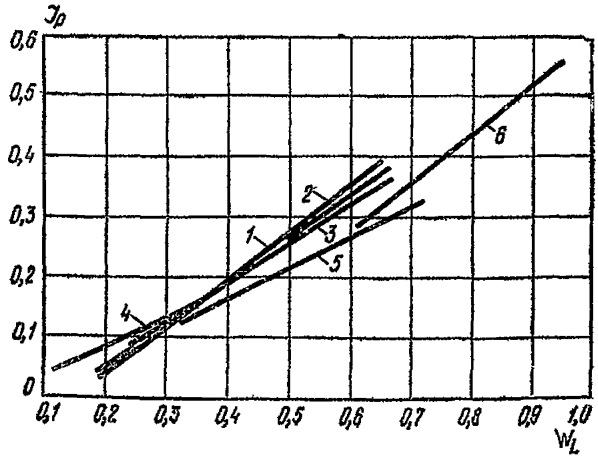


Рис. 2.3. Графики корреляционных зависимостей между числом пластичности I_P и границей текучести W_L глинистых грунтов

1 — аллювиальных; *2* — делювиальных; *3* — озерно-аллювиальных; *4* — моренных; *5* — элювиальных; *6* — юрских

Таблица 2.13(7)

Наименование глинистых грунтов по показателю консистенции	Показатель консистенции I_L
Супеси:	
твердые	$I_L<0$
пластичные	$0\leqslant I_L\leqslant 1$
текучие	$I_L>1$
Суглинки и глины:	
твердые	$I_L<0$
полутвердые	$0\leqslant I_L\leqslant 0{,}25$
тугопластичные	$0{,}25<I_L\leqslant 0{,}50$
мягкопластичные	$0{,}50<I_L\leqslant 0{,}75$
текучепластичные	$0{,}75<I_L\leqslant 1$
текучие	$I_L>1$

В этом ряду два значения I_P (0,18 и 0,20) относятся к глинам, остальные — к суглинкам. Если указанные два значения I_P не связаны с наличием в слое суглинка линзы глины, то необходимо по всем опытным данным вычислить среднее значение I_P. Оно равно 0,15, следовательно, глинистый грунт следует отнести к суглинку.

2.31. Характеристики пластичности W_L и W_P и число пластичности I_P изменяются в довольно широких пределах, однако между всеми тремя характеристиками наблюдается тесная взаимосвязь, показывающая, что с возрастанием одной из характеристик возрастают соответственно две другие. Особенно тесная взаимосвязь наблюдается между числом пластичности и границей текучести. На рис. 2.3 приведены корреляционные зависимости $I_P=f(W_L)$ для некоторых генетических групп глинистых грунтов, которые могут быть использованы как справочные данные. При этом средняя квадратичная ошибка числа пластичности по этим зависимостям составляет 0,02—0,03.

Число пластичности обнаруживает также связь с коэффициентом пористости глинистых грунтов. В целом с увеличением числа пластичности наблюдается тенденция увеличения коэффициента пористости глинистых грунтов. Наиболее типичны следующие диапазоны изменения коэффициента пористости по видам глинистого грунта: для супесей — 0,30—0,85; для суглинков — 0,45—1,15; для глин — 0,60—1,80.

2.32. Для глинистых грунтов, содержащих более 15% крупнообломочных включений (частиц размером более 2 мм), необходимо это указывать в их наименовании.

Значительное содержание крупнообломочных включений влияет на свойства глинистого грунта. Наличие включений необходимо учитывать при выборе методов исследования этих грунтов, а также способов разработки их при устройстве фундаментов.

2.33(2.9). Глинистые грунты различаются по показателю консистенции I_L согласно табл. 2.13(7).

Показатель консистенции определяется по формуле

$$I_L=\frac{W-W_P}{W_L-W_P}, \qquad (2.7)(5)$$

где W, W_P, W_L — **те же обозначения, что и в пп. 2.2 и 2.6 настоящей главы (пп. 2.5 и 2.22 Рук.).**

2.34(2.10). Глинистые грунты по удельному сопротивлению пенетрации $p_п$, кгс/см², подразделяются согласно табл. 2.14 (8).

Удельное сопротивление пенетрации $p_п$ определяется при погружении в образец грунта конуса с углом при вершине 30° и вычисляется по формуле

$$p_п = \frac{P}{h^2}, \qquad (2.8)(6)$$

где P — **вертикальное усилие, передаваемое на конус, кгс;**

h — **глубина погружения конуса, см.**

2.35. Глинистые грунты в зависимости от их плотности и влажности могут находиться в различном состоянии, которое характеризуется показателем консистенции I_L, установленным на образцах грунта с нарушенной структурой.

Таблица 2.14(8)

Наименование глинистых грунтов по удельному сопротивлению пенетрации	Сопротивление пенетрации $p_п$, кгс/см²
Очень прочные	$p_п \geqslant 2$
Прочные	$2 > p_п \geqslant 1$
Средней прочности	$1 > p_п \geqslant 0{,}5$
Слабые	$p_п < 0{,}5$

В качестве лабораторной характеристики, отражающей прочность грунта ненарушенного сложения, в номенклатуру грунтов включено удельное сопротивление пенетрации. Пенетрацией называется внедрение в грунт конического наконечника на глубину, не превышающую высоту конуса. Метод пенетрации следует рассматривать как простейший лабораторный метод, результаты которого позволяют получать сравнительную оценку свойств глинистых грунтов.

Метод пенетрации может быть также использован:

для оценки структурной прочности («чувствительности») глинистых грунтов, определяемой как отношение величин $p_п$, полученных испытанием образца ненарушенного сложения и образца с нарушенной структурой при той же влажности и плотности;

для оценки степени снижения прочности неводонасыщенных глинистых грунтов после их водонасыщения;

для оценки способности к тиксотропному упрочнению глинистых грунтов во времени после механического нарушения структуры грунта.

Перечисленные испытания проводятся в необходимых случаях по специальному заданию.

В качестве наконечника при пенетрации используется конус с углом при вершине 30°. Рекомендуется пользоваться конусом весом 300 г. Высота образца грунта должна быть не менее 3 см. Нагрузку прикладывают ступенями, величины которых выбирают в зависимости от консистенции грунта. Каждую ступень нагрузки выдерживают до условной стабилизации деформации (неизменность отсчета или его приращение не более 0,1 мм за 30 с). Глубину погружения конического наконечника определяют с точностью до 0,1 мм. Величину удельного сопротивления пенетрации для данного образца вычисляют как среднее из полученных значений $p_п$ на каждой ступени нагрузки.

2.36(2.11). Среди глинистых грунтов должны выделяться илы [пп. 2.37(2.12)—2.39], просадочные грунты [пп. 2.40(2.13)—2.44] и набухающие грунты [пп. 2.15 и 2.16 настоящей главы (пп. 2.45—2.49 Рук.)].

2.37(2.12). К илам относятся глинистые грунты в начальной стадии своего формирования, образовавшиеся как структурный осадок в воде при наличии микробиологических процессов и имеющие в природном сложении влажность, превышающую влажность на границе текучести, и коэффициент пористости, превышающий значения, указанные в табл. 2.15(9), в зависимости от вида ила, установленного по его числу пластичности согласно указаниям п. 2.8 настоящей главы (п. 2.29 Рук.).

Таблица 2.15(9)

Вид илов	Коэффициент пористости e
Супесчаный	$e \geqslant 0{,}9$
Суглинистый	$e \geqslant 1{,}0$
Глинистый	$e \geqslant 1{,}5$

2.38. Илы выделяют среди глинистых грунтов в особую группу, так как они в строительном отношении являются неблагоприятными грунтами.

Виды илов, как и глинистых грунтов, устанавливают по числу пластичности в соответствии с табл. 2.12(6). Дополнительно указывается коэффициент пористости в соответствии с табл. 2.15(9). Таким образом, к илам следует отнести глинистый грунт в том случае, если он имеет показатель консистенции $I_L > 1$ и его коэффициент пористости превышает значение, указанное в табл. 2.15(9). Отличительным признаком илов является также наличие органического вещества в виде гумуса (полностью разложившиеся остатки растительных и животных организмов), содержание которого в илах, как правило, не превышает 10%.

Таблица 2.16

Вид сапропелей (органических илов)	Относительное содержание органического вещества
Минерализованные	0,10—0,3
Органо-минеральные	0,31—0,5
Минерально-органические	0,51—0,7
Органические	0,71—0,9

2.39. В отличие от минеральных илов в особую группу следует выделять пресноводные илы — сапропели, характеризующиеся значительным содержанием органического вещества в виде гумуса и растительных остатков (органические илы). В зависимости от содержания органического вещества органические илы (сапропели) подразделяются согласно табл. 2.16. Коэффициент пористости сапропелей возрастает с увеличением содержания органического вещества и изменяется от 3 до 30 единиц, показатель консистенции $I_L > 1$.

2.40(2.13). К просадочным грунтам относятся глинистые грунты, которые под действием внешней нагрузки или собственного веса при замачивании водой дают дополнительную осадку (просадку).

При предварительной оценке к просадочным обычно относятся лессы и лессовидные грунты (а также некоторые виды покровных

глинистых грунтов) со степенью влажности $G<0{,}8$, для которых величина показателя $П$, определяемого по формуле (2.9)(7), меньше значений, приведенных в табл. 2.17(10):

$$П = \frac{e_L - e}{1 + e}, \qquad (2.9)(7)$$

где e — коэффициент пористости грунта природного сложения и влажности;

e_L — коэффициент пористости, соответствующий влажности на границе текучести W_L и определяемый по формуле

$$e_L = W_L \frac{\gamma_s}{\gamma_W}, \qquad (2.10)(8)$$

где γ_s и γ_W — значения те же, что и в формуле (2.3) (3).

Таблица 2.17(10)

Число пластичности грунта I_P . .	$0{,}01 \leqslant I_P < 0{,}10$	$0{,}10 \leqslant I_P < 0{,}14$	$0{,}14 \leqslant I_P < 0{,}22$
Показатель $П$ . .	0,10	0,17	0,24

Показатель $П$, определяемый по формуле (2.9) (7), используется только для предварительного отнесения грунтов к просадочным. Деформации просадки учитываются при величине относительной просадочности $\delta_{пр} \geqslant 0{,}01$.

Значения $П$, приведенные в табл. 2.17(10), для отдельных регионов могут быть уточнены на основе статистической обработки массовых данных.

2.41. Выделение просадочных грунтов может быть произведено в полевых условиях по результатам статического зондирования, если предварительно установлена взаимосвязь данных зондирования и прямых испытаний грунтов на просадочность в компрессионных приборах.

Для оценки просадочных грунтов по результатам статического зондирования определяют коэффициент снижения прочности грунта при замачивании $K_з$, вычисляемый по формуле

$$K_з = \frac{p_q}{p_{qв}}, \qquad (2.11)$$

где p_q — сопротивление грунта конусу зонда при статическом зондировании грунта природной влажности;

$p_{qв}$ — то же, для водонасыщенного в результате замачивания грунта.

По данным статического зондирования, к просадочным относятся лессовидные грунты, для которых величина $K_з$ больше значений, приведенных в табл. 2.18.

Значения $K_з$ лессовидных грунтов, приведенные в табл. 2 18, для отдельных регионов могут быть уточнены, а для лессов и по-

Таблица 2.18

Давление p, кгс/см^2, при котором определяется относительная просадочность	1	2	3
Коэффициент снижения прочности грунта при замачивании $K_з$	2	1,5	1,3

кровных глинистых грунтов [п. 2.40(2 13)] должны устанавливаться на основе статистической обработки результатов параллельных испытаний грунтов статическим зондированием и в компрессионных приборах при различных величинах давлений.

При одновременном определении показателей $П$ и $K_з$ грунты следует относить к просадочным, если они хотя бы по одному из этих показателей являются просадочными.

2.42(2.14). Просадочные грунты характеризуются относительной просадочностью и начальным просадочным давлением.

Относительная просадочность грунта $\delta_{пр}$ определяется по формуле

$$\delta_{пр} = \frac{h' - h_{пр}}{h_0}, \qquad (2.12)(9)$$

где h' — высота образца грунта природной влажности, обжатого без возможности бокового расширения давлением p, равным давлению, действующему на рассматриваемой глубине, от собственного веса грунта и нагрузки от фундамента или только от веса грунта в зависимости от вида рассчитываемых деформаций $S_{пр}$ или $S_{пр\,гр}$, указанных в п. 4.2 настоящей главы (п. 4.2 Рук.);

$h_{пр}$ — высота того же образца после замачивания его до полного водонасыщения при сохранении давления p;

h_0 — высота того же образца грунта природной влажности, обжатого без возможности бокового расширения давлением, равным давлению от собственного веса грунта на рассматриваемой глубине.

2.43(2.14). Начальное просадочное давление $p_{пр}$ представляет собой минимальное давление, при котором проявляются просадочные свойства грунта в условиях его полного водонасыщения.

За начальное просадочное давление $p_{пр}$ принимается давление, соответствующее:

при лабораторных испытаниях грунтов в компрессионных приборах — давлению, при котором относительная просадочность $\delta_{пр} = 0{,}01$;

при полевых испытаниях штампами предварительно замоченных грунтов — давлению, равному пределу пропорциональной зависимости на графике осадка штампа — нагрузка;

при замачивании грунтов в опытных котлованах — природному давлению на глубине, начиная с которой происходит просадка грунта от его собственного веса.

На рис. 2.4—2.6 приведены примеры определения начального просадочного давления в лабораторных и полевых условиях.

2.44. Начальная просадочная влажность $W_{пр}$ представляет собой влажность, при которой грунты, находящиеся в напряженном

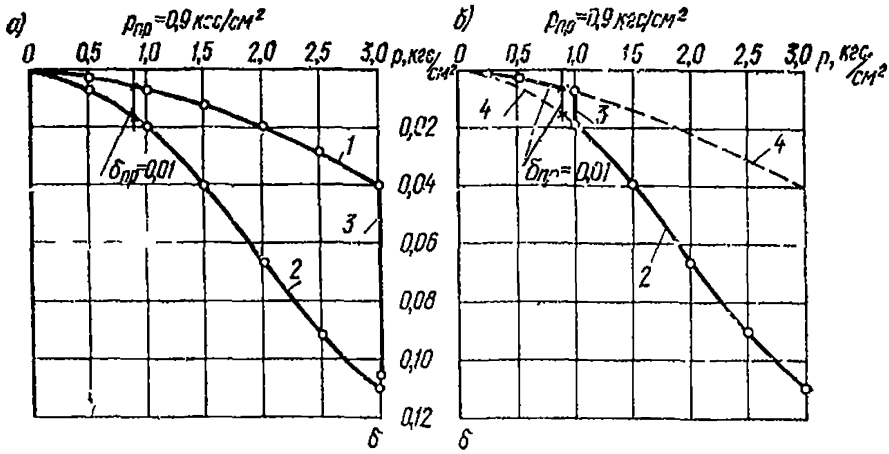


Рис. 2.4. Определение начального просадочного давления по результатам компрессионных испытаний

а — по методу двух кривых; *б* — по упрощенному методу; *1* — сжатие грунта природной влажности; *2* — то же, в водонасыщенном состоянии; *3* — просадка грунта; *4* — экстраполируемая величина сжатия грунта

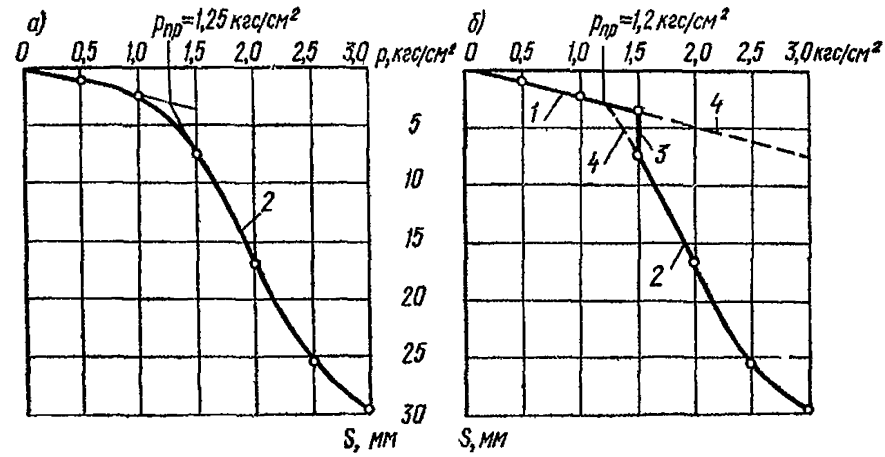


Рис. 2.5. Определение начального просадочного давления по испытаниям грунтов штампами

а — предварительно замоченных грунтов; *б* — по упрощенному методу; *1* — осадка грунта природной влажности; *2* — то же, в водонасыщенном состоянии; *3* — просадка грунта; *4* — экстраполируемая величина осадки

состоянии от внешней нагрузки или собственного веса, начинают проявлять просадочные свойства.

За критерий начальной просадочной влажности принимается:

при компрессионных испытаниях — относительная просадочность $\delta_{пр}=0{,}01$ (рис. 2.7);

при испытаниях штампом — давление, равное пределу пропорциональности, при котором фаза нормального уплотнения переходит в фазу просадки (рис. 2.8).

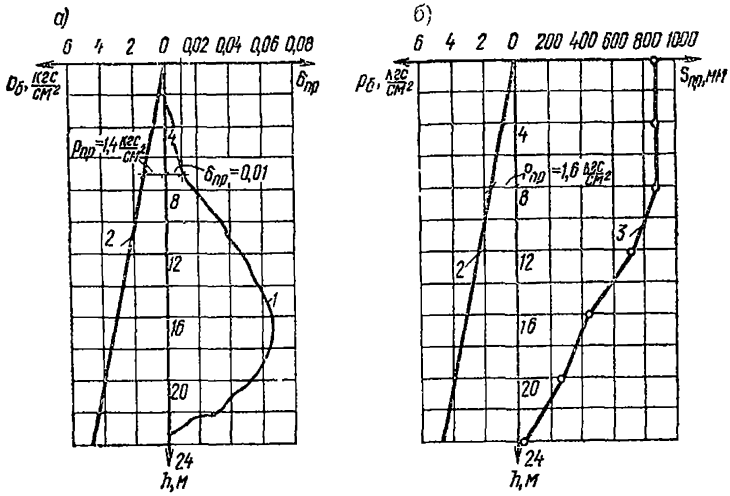


Рис. 2.6. Определение начального просадочного давления в толще просадочного грунта по изменению с глубиной

а — относительной просадочности (*1*) и природного давления (*2*); *б* — просадок глубинных марок (*3*)

Начальная просадочная влажность для заданного давления на грунт определяется по графику $W_{пр}=f(p)$ (рис. 2.7, *б* и 2.8, *б*), полученному по результатам лабораторных или полевых испытаний грунтов.

Методика определения характеристик просадочных грунтов изложена в «Рекомендациях по испытаниям просадочных грунтов статическими нагрузками» (М., Стройиздат, 1974) и «Руководстве по лабораторному определению деформационных и прочностных характеристик просадочных грунтов» (М., Стройиздат, 1975).

2.45(2.15). К набухающим грунтам относятся глинистые грунты, которые при замачивании водой или химическими растворами увеличиваются в объеме и при этом величина относительного набухания в условиях свободного набухания (без нагрузки) $\delta_н \geqslant 0{,}04$.

Относительное набухание грунта $\delta_н$ в условиях свободного набухания определяется по формуле

$$\delta_н = \frac{h_{нс} - h}{h}, \qquad (2.13)(10)$$

где $h_{нс}$ — высота образца после его свободного набухания в условиях невозможности бокового расширения в результате замачивания до полного водонасыщения;

h — начальная высота образца природной влажности.

При предварительной оценке к набухающим от замачивания водой относятся глинистые грунты, для которых значение определяемого по формуле (2.9)(7) показателя $П \geqslant 0{,}3$.

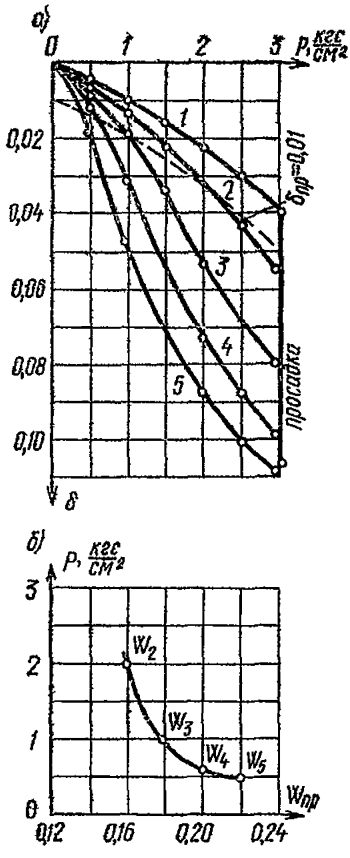


Рис. 2.7. Определение начальной просадочной влажности $W_{пр}$ при компрессионных испытаниях грунта

а — зависимость относительного сжатия δ от давления *p* при различных значениях влажности *W*: *1* — W_1=0,12; *2* — W_2=0,16; *3* — W_3=0,18; *4* — W_4=0,20; *5* — W_5=0,22; *б* — зависимость $W_{пр}$ от *p*

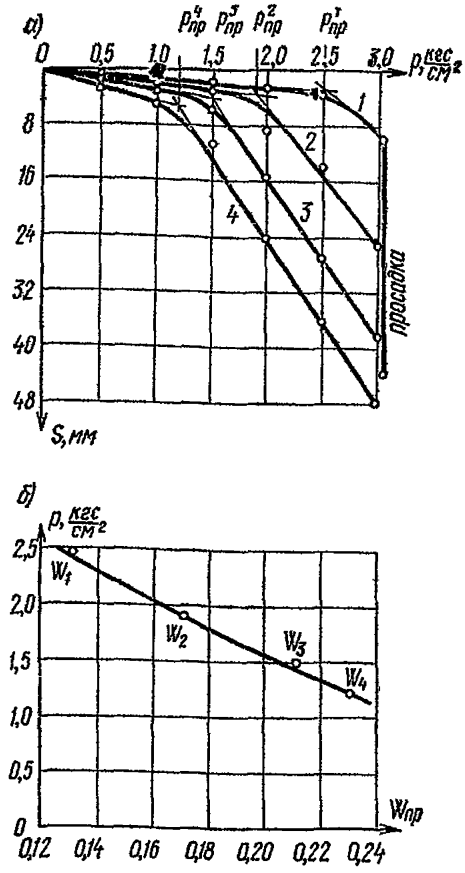


Рис. 2.8. Определение начальной просадочной влажности $W_{пр}$ при испытаниях грунта штампами

а — зависимость осадки штампов *S* от давления *p* при различных значениях влажности *W*: *1* — W_1=0,13; *2* — W_2=0,17; *3* — W_3=0,21; *4* — W_4=0,23; *б* — зависимость $W_{пр}$ от *p*

Показатель *П* не может служить обоснованием для назначения дополнительных строительных мероприятий для сооружений, возводимых на набухающих грунтах.

2.46. Набухающие грунты в зависимости от величины относительного набухания без нагрузки в компрессионном приборе подразделяются на:

слабонабухающие, если $0,04 \leqslant \delta_н \leqslant 0,08$;

средненабухающие, если $0,08 < \delta_н \leqslant 0,12$;

сильнонабухающие, если $\delta_н > 0,12$.

В зависимости от величины относительного набухания грунта в условиях свободного набухания назначается комплекс лабораторных и полевых исследований с целью определения характеристик набухающих грунтов (см. раздел 5).

Для расчетов деформаций набухания основания определяют относительное набухание $\delta_н$ при различных давлениях: $\delta_н = f(p)$.

2.47(2.16). Набухающие грунты, характеризуются величинами давления набухания $p_н$, влажности набухания $W_н$ и относительной усадки при высыхании $\delta_у$.

За давление набухания $p_н$ принимается давление на образец грунта, замачиваемого и обжимаемого без возможности бокового расширения, при котором деформации набухания равны нулю.

За влажность набухания грунта $W_н$ принимается влажность, полученная после завершения набухания образца грунта, обжимаемого без возможности бокового расширения заданным давлением.

Относительная усадка при высыхании грунта определяется по формуле

$$\delta_у = \frac{h_н - h_у}{h_н}, \qquad (2.14)(11)$$

где $h_н$ — **высота грунта при обжатии его давлением p без возможности бокового расширения;**

$h_у$ — **высота образца при том же давлении после уменьшения влажности в результате высыхания.**

2.48. Характеристики набухающих грунтов ($\delta_н$, $p_н$, $W_н$ и $\delta_у$) в лабораторных условиях следует определять методом одной кривой. В отдельных случаях для предварительных расчетов возможно применять метод двух кривых.

Методика определения характеристик набухающих грунтов ($\delta_н$, $p_н$ и $W_н$) в лабораторных условиях изложена в «Рекомендациях по лабораторным методам определения характеристик набухающих грунтов» (М., Стройиздат, 1974).

Относительная величина усадки для набухающих грунтов определяется следующим образом.

1. Образец грунта ненарушенной структуры помещают в компрессионный прибор и определяют величину относительного набухания при заданном давлении.

2. Усадку грунта определяют на этом же образце при том же давлении. Для этого после достижения образцом максимального набухания прекращают подачу воды Записывают показания индикатора и принимают их за начальные

3. Когда образец немного подсохнет (через 1—2 суток), в компрессионном приборе следует заменить стандартные днище и поршень на детали с бо́льшим размером отверстий (1,5 мм) для ускорения дальнейшего подсыхания образца грунта. Чертеж сменного днища приведен в «Инженерно-строительных изысканиях» № 3 (М., Стройиздат, 1975).

Для ускорения процесса усадки допускается образец (под нагрузкой) подсушивать при температуре 40—50° С равномерно со всех сторон.

4. Усадка образца считается законченной, когда показания индикаторов перестанут изменяться. Размеры образца (диаметр и высоту) измеряют штангенциркулем или микрометром и вычисляют линейную (вертикальную) и объемную усадку, зная начальные высоту и объем образца.

5. Для определения усадки грунта при температуре 50—100° С (без нагрузки) применяют приборы набухания грунта (ПНГ). Для этого после определения в приборе ПНГ величины свободного набухания образца прекращают подачу воды, помещают прибор в термостат и высушивают образец при заданной температуре. После прекращения изменений показаний индикатора определяют линейную и объемную усадку образца. Для перехода к показаниям компрессионного прибора величину усадки, полученную в приборе ПНГ, умножают на 0,5.

2.49. В полевых условиях относительное набухание грунтов определяют путем замачивания их в опытном котловане или в основании опытного фундамента.

При замачивании грунта в опытном котловане (размером не менее 10×10 м) определяют подъем поверхности дна котлована и слоев грунта с помощью марок, устанавливаемых по глубине через 1—1,5 м. Для ускорения процесса набухания грунта устраивают дренажные скважины диаметром 100—200 мм, заполненные щебнем или гравием, расположенные на расстоянии 2—3 м друг от друга.

Для определения относительного набухания в пределах сжимаемой зоны под опытными фундаментами размером не менее 1×1 м устанавливаются глубинные марки через 0,6—1 м. Давление по подошве опытных фундаментов составляет от 1 до 2 кгс/см^2.

2.50(2.17). Среди полускальных и всех видов нескальных грунтов должны выделяться засоленные грунты.

К засоленным относятся грунты, в которых суммарное содержание легкорастворимых

Таблица 2.19(11)

Наименование засоленных грунтов	Минимальное суммарное содержание легко- и среднерастворимых солей, % от веса абсолютно сухого грунта
Засоленный полускальный	2
Засоленный крупнообломочный:	
при содержании песчаного заполнителя менее 40% или глинистого менее 30%	2
при содержании песчаного заполнителя более 40%	0,5
при содержании глинистого заполнителя более 30%	5
Засоленный песчаный	0,5
Засоленный глинистый:	
супеси и суглинки просадочные (лессы и лессовидные грунты)	1 (или 0,3, если имеются только легкорастворимые соли)
супеси и суглинки непросадочные	5

Примечание. К легкорастворимым солям относятся: хлориды NaCl, KCl, $CaCl_2$, $MgCl_2$; бикарбонаты $NaHCO_3$, $Ca(HCO_3)_2$, $Mg(HCO_3)_2$; карбонат натрия Na_2CO_3; сульфаты магния и натрия $MgSO_4$, Na_2SO_4. К среднерастворимым солям относится гипс $CaSO_4 \cdot 2H_2O$.

и среднерастворимых солей не менее величин, указанных в табл. 2.19(11).

Засоленные грунты следует выделять в особую группу, так как они при длительном замачивании способны давать суффозионную осадку вследствие выщелачивания солей. Засоленные глины в случае замачивания набухают и должны исследоваться как набухающие грунты.

2.51. Содержание легкорастворимых солей определяют с помощью водной вытяжки, содержание среднерастворимых солей — солянокислой вытяжки.

Указанные вытяжки выполняются на образцах грунта, доведенного до абсолютно сухого состояния, поэтому для определения засоленности не требуется сохранения природной влажности образцов.

Ниже приводятся основные положения методик получения водной и солянокислой вытяжек.

Водная вытяжка. Отбирают среднюю пробу грунта (300—500 гс), растирают его и просеивают через сито 1 мм. Определяют гигроскопическую влажность грунта. Отбирают «среднюю аналитическую пробу» — 50 или 100 гс (в зависимости от качественно-количественной пробы на Cl^- и SO_4^{2-}). К навеске прибавляют пятикратное (1 : 5) количество дистиллированной воды, лишенной CO_2 (если в грунте содержится большое количество сульфата натрия, то лучше приготовить вытяжку 1:10). Смесь взбалтывают в течение 5 мин, после чего вытяжку полностью отфильтровывают через фильтр из плотной бумаги.

Солянокислая вытяжка. Из воздушно-сухого грунта, просеянного через сито 0,25 мм, берут навеску 2,5 гс из расчета на абсолютно сухой вес. Разрушают карбонаты крепкой соляной кислотой (1:1). Замачивают навеску 125 $см^3$ соляной кислоты 0,2 н. концентрации (соотношение грунта к кислоте 1:50), тщательно перемешивают и оставляют стоять в течение 12 ч. Затем раствор отфильтровывают в мерную колбу (250 мл). Остаток на фильтре промывают соляной кислотой (0,2 н.) до отрицательной реакции на Ca^{2+} и SO_4^{2-}. Фильтр с осадком прокаливают в тигле и определяют силикатную часть грунта. Фильтрат в колбе доливают до отметки дистиллированной водой и используют для дальнейших определений.

Анализ водной вытяжки производят по общепринятым методикам с определением величины сухого остатка, pH и содержания ионов CO_3^{2-}, HCO_3^-, Cl^-, SO_4^{2-}, Ca^{2+}, Mg^{2+}, Na^+, K^+ в мг-экв на 100 гс породы или в процентах к весу породы. С целью получения ориентировочного представления о качественном и количественном составе легкорастворимых солей результаты анализа ионного состава вытяжки могут быть пересчитаны на гипотетические соли.

По результатам анализа солянокислой вытяжки определяют содержание сульфат-, кальций- и магний-ионов в процентах к весу абсолютно сухого грунта, что дает возможность определить количество среднерастворимых солей (гипса, ангидрита)

2.52. Определение физических свойств засоленных грунтов следует выполнять по методикам, учитывающим особенности их свойств. Удельный вес засоленных грунтов определяют с использованием инертной жидкости (керосина вместо дистиллированной воды) и вакуумирования (вместо кипячения).

При определении зернового (гранулометрического) состава необходимо производить предварительную отмывку засоленного грунта водой до полного удаления воднорастворимых солей, вызывающих коагуляцию, или применять пирофосфорнокислый натрий (5%-ный водный раствор $Na_2P_2O_7$).

Определение влажности загипсованных грунтов (содержащих кристаллизационную воду) должно производиться в соответствии с действующим ГОСТом.

2.53(2.18). Все виды грунтов, имеющие отрицательную температуру и содержащие в своем составе лед, относятся к мерзлым грунтам, а если они находятся в мерзлом состоянии в течение многих лет (от трех и более), то — к вечномерзлым.

Наименование видов мерзлых и вечномерзлых грунтов определяют после их оттаивания по номенклатуре настоящей главы.

Дополнительные характеристики мерзлых и вечномерзлых грунтов определяют в соответствии с главой СНиП по проектированию оснований и фундаментов на вечномерзлых грунтах.

2.54(2.19). Данные исследования песчаных и глинистых грунтов должны содержать сведения о наличии растительных остатков, если относительное их содержание по весу в песчаном грунте $q>0{,}03$, а в глинистом — $q>0{,}05$.

Относительное содержание q растительных остатков в грунте (степень заторфованности) определяется как отношение их веса в образце грунта, высушенного при температуре 100—105° С, к его весу.

Таблица 2.20(12)

Наименование песчаных и глинистых грунтов, содержащих растительные остатки	Относительное содержание растительных остатков q (степень заторфованности)
А. Грунты с примесью растительных остатков	
Песчаные с примесью растительных остатков	$0{,}03<q\leqslant 0{,}1$
Глинистые с примесью растительных остатков	$0{,}05<q\leqslant 0{,}1$
Б. Заторфованные грунты	
Слабозаторфованные	$0{,}1<q\leqslant 0{,}25$
Среднезаторфованные	$0{,}25<q\leqslant 0{,}4$
Сильнозаторфованные	$0{,}4<q\leqslant 0{,}6$
В. Торфы	$q>0{,}6$

Примечание. Наименование вида песчаного и глинистого грунта, содержащего растительные остатки, устанавливается по указаниям пп. 2.4 и 2.8 настоящей главы (пп. 2.14 и 2.29 Рук.) по минеральной части грунта после удаления растительных остатков.

В зависимости от величины q грунтам присваиваются дополнительные наименования согласно табл. 2.20(12).

Заторфованные грунты характеризуются также степенью разложения, которая показывает содержание в общем объеме пробы заторфованного грунта продуктов распада растительных тканей.

2.55. Содержание растительных остатков в грунте определяют в зависимости от их количества путем отбора пинцетом или с помощью наэлектризованной эбонитовой палочки и отмучиванием в цилиндре с дистиллированной водой.

Допускается применять прокаливание в муфельной печи при температуре 440—450° С.

2.56. Заторфованные грунты подразделяются по степени разложения $R_{раз}$ растительных остатков на следующие категории: I — $R_{раз} \leqslant 30\%$; II — $R_{раз} > 30\%$.

Степень разложения характеризует соотношение между полностью разложившимся органическим веществом (гумусом) и неразложившимся (растительные остатки) и определяется в соответствии с действующим ГОСТом.

Торфы по условиям залегания подразделяются на открытые (низинные, верховые), погребенные и искусственно погребенные.

2.57(2.20). Среди нескальных грунтов должны выделяться грунты искусственного происхождения или сложения.

К грунтам искусственного происхождения или сложения относятся насыпные грунты, а также закрепленные и уплотненные различными методами грунты естественного происхождения.

2.58.(2.21). Насыпные грунты подразделяются согласно табл. 2.21(13).

2.59. К планомерно возведенным относятся насыпи, возводимые по заранее разработанному проекту из однородных естественных грунтов путем отсыпки их сухим способом или гидромеханизацией в целях планировки территорий и использования ее под застройку с уплотнением грунтов до заданной по проекту плотности.

Планомерно возведенные насыпи возводятся с соответствующей подготовкой поверхности для ее отсыпки, включающей: полную или частичную планировку, срезку растительного слоя, уборку мусора, отходов органического происхождения и т. п.

2.60. Отвалы грунтов представляют собой отсыпки различных видов грунтов, полученных при отрывке котлованов, срезке и планировке площадей, проходке подземных выработок и т. п.

Отвалы отходов различных производств включают: шлаки, золы, формовочную землю, отходы обогащения полезных ископаемых и т. п., содержащие органические включения не более 5%.

2.61. Свалки грунтов, отходов производств и бытовых отбросов представляют собой отсыпки, образовавшиеся в результате неорганизованного накопления различных материалов и обычно характеризующиеся содержанием органических включений более 5%.

2.62. Ориентировочные периоды времени, необходимые для самоуплотнения насыпных грунтов от их собственного веса, по истечении которых они могут быть отнесены к слежавшимся, приведены в табл. 2.22.

2.63(2.22). Закрепленные грунты подразделяются по методу закрепления, выполняемого для повышения прочности, снижения сжимаемости и фильтрационной способности грунтов (силикатизация, смолизация, цементация, битумизация, глинизация, термическое закрепление и т. п.).

Таблица 2.21(13)

Критерии для подразделения насыпных грунтов	Подразделение насыпных грунтов и их характеристика
А. По способу укладки	1. Отсыпанные сухим способом (автомобильным или железнодорожным транспортом, скреперами, бульдозерами и т. п.) 2. Намытые (образованные с помощью гидромеханизации)
Б. По однородности состава и сложения	1. Планомерно возведенные насыпи (обратные засыпки) и подсыпки (подушки). Характеризуются практически однородным составом, сложением и равномерной сжимаемостью 2. Отвалы грунтов и отходов производств. Характеризуются практически однородным составом и сложением, но имеют неравномерную плотность и сжимаемость 3. Свалки грунтов, отходов производств и бытовых отбросов. Характеризуются неоднородным составом и сложением, неравномерной плотностью и сжимаемостью, а также содержанием органических включений
В. По виду исходного материала, составляющего основную часть насыпи	1. Естественные грунты: крупнообломочные, песчаные, глинистые 2. Отходы производств: шлаки, золы, формовочная земля, хвосты обогатительных фабрик и т. п. 3. Бытовые отходы
Г. По степени уплотнения от собственного веса	1. Слежавшиеся — процесс уплотнения от собственного веса закончился 2. Неслежавшиеся — процесс уплотнения от собственного веса продолжается

Закрепленные грунты в зависимости от целей закрепления характеризуются прочностью, сжимаемостью и фильтрационной способностью после их закрепления.

Уплотненные грунты подразделяются по методу уплотнения (укатка, трамбование, взрыв и т. п.) и характеризуются плотностью сложения после уплотнения.

Наименования закрепленного и уплотненного грунта должны включать наименование вида грунта в природном сложении в соответствии с табл. 2.4(2) или 2.12(6) и указание о методе закрепления или уплотнения.

Таблица 2.22

Наименование насыпных грунтов	Период времени, необходимый для самоуплотнения грунта, год
Планомерно возведенные насыпи (при их недостаточном уплотнении) из:	
песчаных грунтов	0,5—2
глинистых грунтов	2—5
Отвалы грунтов и отходов производств из:	
песчаных грунтов	2—5
глинистых грунтов	10—15
шлаков, формовочной земли	2—5
золы, колошниковой пыли	5—10
Свалки грунтов и отходов производств из:	
песчаных грунтов, шлаков	5—10
глинистых грунтов	10—30

2.64. Закрепление грунтов применяют с целью повышения несущей способности основания, снижения сжимаемости, ликвидации просадочных свойств, усиления оснований фундаментов существующих зданий и сооружений, создания противофильтрационных завес.

Для установления возможности закрепления грунта и выбора способа закрепления помимо установления наименования грунта в соответствии с настоящей номенклатурой определяют следующие показатели: гранулометрический состав; коэффициент пористости; коэффициент фильтрации (с использованием трубки Каменского); степень карбонатности; химический состав водной вытяжки; химический состав грунтовых вод.

Для получения необходимых для проектирования данных проводят испытания закрепленного грунта. При этом определяют: предел прочности на сжатие, водостойкость, а в необходимых случаях также фильтрационные свойства.

Справочные данные о прочности закрепленных грунтов в зависимости от их вида и коэффициента фильтрации приведены в табл. 2.23.

2.65. Уплотнение грунтов применяют с целью увеличения их несущей способности, снижения сжимаемости, ликвидации просадочных свойств, ускорения процесса, консолидации водонасыщенных слабых глинистых грунтов.

Уплотненные грунты подразделяются по методам уплотнения, в качестве которых применяют: укатку, трамбование, вибрирование, взрыв, огрузку (в том числе с использованием песчаных дрен).

Вид грунта и характеристики его состояния до уплотнения определяют в соответствии с настоящей номенклатурой. Эти данные используют для выбора метода уплотнения грунта и типа грунтоуплотняющих машин и механизмов.

Уплотненные грунты характеризуются плотностью сложения после уплотнения, а в необходимых случаях также прочностными и деформационными характеристиками.

Плотность сложения уплотненных грунтов устанавливают путем отбора проб из уплотненного грунта без нарушения его структуры, а также зондированием и радиоизотопными методами.

Таблица 2.23

Способ закрепления	Вид грунтов	Коэффициент фильтрации, м/сут.	Предел прочности на сжатие, кгс/см²
Двухрастворная силикатизация	Пески средней крупности и крупные	5—10 10—20 20—80	35—30 30—20 20—15
Однорастворная силикатизация	Пески пылеватые и мелкие	0,5—5	30—15
	Пески средней крупности	5—20	15—10
	Просадочные грунты (лессы)	0,1—2	15—10
Газовая силикатизация	Пески пылеватые и мелкие	0,5—5	15—12
	Пески средней крупности	5—20	12—8
Смолизация	Пески пылеватые и мелкие	0,5—5	25—20
	Пески средней крупности	5—25	20—15
Закрепление бентонитосиликатными растворами	Пески средней крупности и крупные	5—50	$\tau^* > 5$
Закрепление глиноцементными растворами	Пески крупные и гравелистые	80	1—0,5

* τ — предельное сопротивление сдвигу, кгс/см².

Раздел 3

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ

ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ

3.1(3.1). При проектировании оснований зданий и сооружений необходимо учитывать, что деформации основании не должны превышать предельно допустимых размеров для нормальной эксплуатации, а несущая способность должна быть достаточной, чтобы не происходили потеря устойчивости или разрушение основания.

3.2(3.2). Проектирование оснований (в соответствии с требованиями п. 1.2) (п. 1.2 Рук.) должно производиться по результатам обоснованного расчетом выбора:

типа основания (естественное, искусственно уплотненное, химически или термически закрепленное и др.);

типа, конструкции, размеров и материала фундаментов (ленточные, плитные, столбчатые, железобетонные, бетонные, бутобетонные и др., мелкого или глубокого заложения, свайные фундаменты, глубокие опоры и др.);

мероприятий, указанных в пп. 3.83—3.89 настоящей главы (пп. 3.332—3.339 Рук.), применяемых при необходимости уменьшения влияния деформаций оснований на эксплуатационную пригодность зданий и сооружений.

3.3. Проектирование оснований является неотъемлемой составной частью проектирования зданий и сооружений в целом.

Статическая схема здания (сооружения), его конструктивное и объемно-планировочное решение, плановая и высотная привязка должны приниматься с учетом инженерно-геологических условий площадки строительства и технически возможных решений фундаментов.

3.4.(3.3). Основания должны рассчитываться по двум группам предельных состоянии:

по первой группе — по несущей способности;

по второй группе — по деформациям (осадкам, прогибам и пр.), создающим препятствия для нормальной эксплуатации зданий и сооружений.

По несущей способности основания рассчитываются в случаях, указанных в п. 3.4 настоящей главы (п. 3.289 Рук.), и по деформациям, когда основания сложены нескальными грунтами.

При расчете по предельным состояниям ожидаемые деформации и несущая способность основания сопоставляются с предельно допустимыми деформациями и минимально необходимой несущей способностью, определяемыми с учетом особенностей конструкций зданий и сооружений, методов их возведения и других факторов.

3.5 К первой группе предельных состояний основания относятся:

потеря устойчивости формы и положения;

хрупкое, вязкое или иного характера разрушение;

разрушение под совместным воздействием силовых факторов и неблагоприятных факторов внешней среды;

резонансные колебания;

чрезмерные пластические деформации или деформации ползучести.

Ко второй группе предельных состояний основания относятся состояния, затрудняющие нормальную эксплуатацию конструкций или снижающие их долговечность вследствие появления недопустимых перемещений (прогибов, осадок, углов поворота), колебаний, трещин и т. п.

3.6. Целью расчета по первому предельному состоянию является обеспечение несущей способности и ограничение развития чрезмерных пластических деформаций оснований с учетом возможных неблагоприятных условий их работы в период строительства и эксплуатации зданий и сооружений.

Целью расчета по второму предельному состоянию является ограничение деформаций или перемещений (в том числе колебаний) конструкций и оснований в целях обеспечения нормальной эксплуатации зданий и сооружений.

3.7. Сооружение и его основание должны рассматриваться в единстве и, поскольку основание лишь косвенно влияет на условия эксплуатации сооружения через посредство возведенных на нем конструкций, состояние основания можно считать предельным лишь в случае, если оно влечет за собой переход конструкций сооружения в одно из предельных состояний.

3.8. При проектировании необходимо учитывать, что потеря несущей способности основания, как правило, приводит конструкции сооружения в предельное состояние первой группы. При этом предельные состояния основания и конструкций сооружения совпадают. Деформации же основания могут привести конструкции сооружения в предельное состояние как второй, так и первой группы. Поэтому деформации основания должны лимитироваться как прочностью, устойчивостью и трещиностойкостью конструкций, так и архитектурными и технологическими требованиями, предъявляемыми к сооружению или размещенному в нем оборудованию.

3.9.(3.3.). В расчетах оснований в необходимых случаях следует учитывать совместное действие силовых факторов и неблагоприятных влияний внешней среды (например, влияние атмосферных или грунтовых вод на физико-механические характеристики грунтов и др.).

Необходимо, кроме того, учитывать влияние на свойства грунтов изменения температурного режима грунтов за счет климатических воздействий, влияния тепловых источников и т. п. К изменению влажностного режима особо чувствительны просадочные, набухающие и засоленные грунты, к изменению температурного режима — набухающие и пучинистые грунты.

3.10(3.5). Расчетная схема системы сооружение — основание или фундамент — основание должна выбираться с учетом наиболее существенных факторов, определяющих напряженное состояние и деформации основания и конструкции сооружения (статической схемы сооружения, характера напластований и свойств грунтов основания, особенностей возведения и т. д.). В необходимых случаях должны учитываться пространственная работа конструкций, геометрическая и физическая нелинейность, анизотропность, пластические и реологические свойства материалов и грунтов, а также возможность их изменения в процессе строительства и эксплуатации сооружений.

3.11. При выборе расчетной схемы системы сооружение — основание или фундамент — основание, т. е. совокупности упрощающих предположений относительно геометрической схемы конструкции,

свойств материалов и грунтов, характера взаимодействия конструкции с основанием, включая схематизацию возможных предельных состояний, должны учитываться наиболее существенные факторы, оказывающие влияние на совместную работу сооружения, фундамента и основания.

Для одного и того же сооружения расчетная схема может меняться в зависимости от вида предельного состояния, цели расчета, вида учитываемых воздействий, разработанности методов расчета и т. д.

Примеры выбора расчетной схемы сооружение — основание.

Для каркасно-панельного здания повышенной этажности, проектируемого для строительства в геологических условиях, где в верхней зоне основания залегают пылеватые пески и суглинки с модулем деформации $E=150—200$ кгс/см^2, подстилаемые известняками с модулем деформации $E=1200$ кгс/см^2, фундамент принят в виде коробчатой железобетонной плиты (рис. 3.1, *а*).

При расчете несущих конструкций здания на ветровые нагрузки в качестве расчетной схемы в данном случае обычно принимается многоэтажная рама, стойки которой имеют жесткую заделку в уровне верха фундаментной плиты (рекомендуется при этом учитывать податливость основания на поворот). При определении усилий в конструкции расчетная схема принимается в виде плиты конечной жесткости на линейно-деформируемом слое конечной толщины. При определении крена плиты жесткость можно принять бесконечно большой. При определении средней осадки плиты, осадок отдельных ее точек, а также при расчете несущей способности основания допускается пренебречь жесткостью плиты и считать нагрузку на основание распределенной по линейному закону.

Для расчета конструкций протяженного крупнопанельного жилого дома, имеющего в основании напластования грунтов с ярко выраженной неравномерной сжимаемостью (рис. 3.1, *б*), целесообразно принять расчетную схему в виде равномерно загруженной балки конечной жесткости на основании с переменным коэффициентом жесткости (см. «Указания по проектированию конструкций крупнопанельных жилых домов» СН 321-65. М., Стройиздат, 1966).

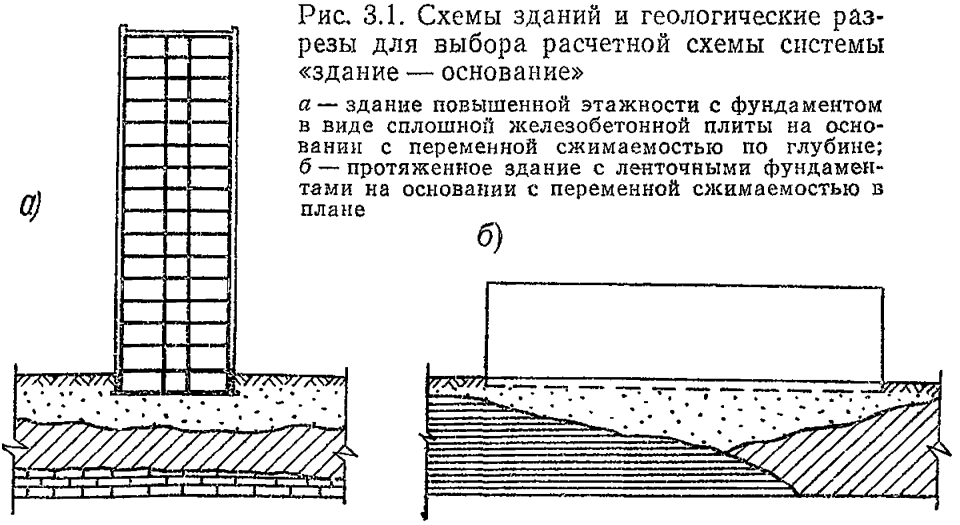


Рис. 3.1. Схемы зданий и геологические разрезы для выбора расчетной схемы системы «здание — основание»

а — здание повышенной этажности с фундаментом в виде сплошной железобетонной плиты на основании с переменной сжимаемостью по глубине; *б* — протяженное здание с ленточными фундаментами на основании с переменной сжимаемостью в плане

3.12. Нелинейность деформирования грунтов рекомендуется учитывать в расчетах конструкций пространственно жестких зданий и сооружений во взаимодействии со сжимаемым основанием, в особенности при значительных ожидаемых неравномерных деформациях основания первого и второго вида [п. 3.163 (3.44)]. При этом допускается использовать упрощенные методы, в которых, в частности, фундаменты сооружения рассматриваются как отдельные нелинейно-деформирующиеся опоры. Зависимость осадки основания таких опор от давления p рекомендуется принимать в виде

$$S_p = S_1 \frac{(p_{пр} - p_1)\, p}{(p_{пр} - p)\, p_1},$$

где S_1 — расчетная осадка основания при давлении p_1, не превышающем расчетного давления на основание [пп. 3.178—3.217 (3.50—3.62)], определяемая по указаниям пп. 3.226—3.246 (1—10 прил. 3);

$p_{пр}$ — давление на основание, соответствующее исчерпанию несущей способности основания [п. 3.292 (3.73)].

Расчет зданий и сооружений во взаимодействии с нелинейно-деформирующимся основанием следует выполнять с применением ЭВМ.

3.13. Развитие деформаций грунтов основания во времени (консолидационное уплотнение, ползучесть), а также анизотропию прочностных и деформационных характеристик грунтов следует учитывать, как правило, при расчете оснований, сложенных водонасыщенными заторфованными грунтами и илами (см. разделы 6 и 7 настоящего Руководства).

НАГРУЗКИ, УЧИТЫВАЕМЫЕ В РАСЧЕТАХ ОСНОВАНИЙ

3.14(3.6). Нагрузки и воздействия на основания, передаваемые фундаментами зданий и сооружений или их отдельных элементов, как правило, должны устанавливаться расчетом исходя из рассмотрения совместной работы здания (сооружения) и основания или фундамента и основания.

Учитываемые при этом нагрузки и воздействия на здание (сооружение) или отдельные его элементы, а также возможные их сочетания должны приниматься согласно требованиям главы СНиП по нагрузкам и воздействиям.

3.15. При проектировании оснований следует учитывать, что сооружение и основание находятся в тесном взаимодействии. Под влиянием нагрузок от фундаментов основание деформируется, а это в свою очередь вызывает перераспределение нагрузок за счет включения в работу надфундаментных конструкций. Характер и степень перераспределения нагрузок на основание, а следовательно, и величины дополнительных усилий в конструкциях сооружения, зависят от вида, состояния и свойств грунтов, характера их напластования, статической схемы сооружения, его пространственной жесткости и многих других факторов.

3.16(3.6). Нагрузки на основание допускается определять без учета их перераспределения надфундаментной конструкцией и принимать в соответствии со статической схемой здания или сооружения:

а) при расчете оснований зданий и сооружений III—IV классов;

б) при проверке общей устойчивости массива грунта основания совместно с рассматриваемым зданием или сооружением;

в) при расчете по деформациям в случаях, оговоренных в п. 3.45 настоящей главы (п. 3.167 Рук.).

Указанные допущения относятся к сооружениям, жесткость которых невелика (и потому несущественно влияет на распределение нагрузок на основание), а также к случаям, когда учет жесткости сооружения при существующих методах расчета очень мало сказывается на их результатах.

3.17. Основными характеристиками нагрузок являются их нормативные величины, устанавливаемые главой СНиП по нагрузкам и воздействиям. Все расчеты оснований должны производиться на расчетные значения нагрузок, которые определяются как произведение нормативных нагрузок на коэффициент перегрузки n, учитывающий возможное отклонение нагрузок в неблагоприятную сторону от нормативных значений и устанавливаемый в зависимости от группы предельного состояния.

Коэффициент перегрузки n принимается:

при расчете оснований по первой группе предельных состояний (по несущей способности) по указаниям главы СНиП II-6-74;

при расчете оснований по второй группе предельных состояний (по деформациям) — равным единице.

3.18. В зависимости от продолжительности действия нагрузки подразделяются на постоянные и временные. Постоянными считаются нагрузки, которые при строительстве и эксплуатации сооружения действуют постоянно (собственный вес конструкций и грунтов, горное давление и т. п.). Временными считаются нагрузки, которые в отдельные периоды строительства и эксплуатации могут отсутствовать.

Временные нагрузки в свою очередь подразделяются на:

длительные (например, вес стационарного оборудования, нагрузка на перекрытиях в складских помещениях, зернохранилищах, библиотеках и т. п.);

кратковременные, которые могут действовать лишь в отдельные периоды времени (вес людей и ремонтных материалов в зонах обслуживания и ремонта; нагрузки, возникающие при изготовлении, перевозке и возведении конструкций; снеговые, ветровые и гололедные нагрузки и т. п.);

особые, возникновение которых возможно лишь в исключительных случаях (сейсмические, аварийные и т. п.).

3.19. В зависимости от состава учитываемых нагрузок различаются:

основные сочетания нагрузок, состоящие из постоянных, длительных и кратковременных нагрузок;

особые сочетания нагрузок, состоящие из постоянных, длительных, возможных кратковременных и одной из особых нагрузок.

3.20(3.7). **Расчет оснований по деформациям должен производиться на основное сочетание нагрузок.**

Расчет оснований по несущей способности выполняется на основное сочетание нагрузок и при наличии особых нагрузок и воздействий — на основное и особое сочетание.

При наличии нескольких кратковременных нагрузок последние должны вводиться с коэффициентами сочетаний, а кратковременные

нагрузки на перекрытия многоэтажных зданий — с понижающими коэффициентами, учитывающими вероятность одновременного загружения перекрытий, в соответствии с требованиями главы СНиП по нагрузкам и воздействиям.

При этом нагрузки на перекрытия зданий и снеговые нагрузки, которые согласно СНиП по нагрузкам и воздействиям могут относиться как к длительным, так и кратковременным, при расчете оснований по несущей способности считаются кратковременными, а при расчете по деформациям — длительными. Нагрузки от подвижного подъемно-транспортного оборудования в обоих случаях считаются кратковременными.

3.21(3.8). В расчетах оснований необходимо учитывать нагрузки от складируемого материала и оборудования, размещаемых вблизи фундаментов на отмостках и полах, устраиваемых непосредственно на грунте. Эти нагрузки принимаются по всей фактической площади загружения.

Нагрузки на полы, отмостки и т. д. учитываются: при сопоставлении фактических давлений на заданном уровне (по подошве фундамента, на кровле слоя и т. д.) с величиной расчетного давления на основание по пп. 3 178—3.218 (3.50—3 62), при определении деформаций оснований (осадок, кренов) по пп. 3 226—3.264 (1—12 прил. 3), а также при расчете оснований по несущей способности по п. 3 306 (3.79).

3.22(3.8). Усилия в конструкциях, вызываемые температурными воздействиями, при расчете оснований по деформациям, как правило, не должны учитываться.

При этом имеются в виду температурные климатические воздействия.

Технологические температурные воздействия учитываются в расчетах оснований по деформациям при соответствующем обосновании в зависимости от продолжительности этих воздействий.

3.23(3.9). Нагрузки и воздействия при расчете оснований опор мостов и водопропускных труб должны приниматься в соответствии с требованиями главы СНиП по проектированию мостов и труб.

НОРМАТИВНЫЕ И РАСЧЕТНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ ХАРАКТЕРИСТИК ГРУНТОВ

3.24(3.10). Основными параметрами механических свойств грунтов, определяющими несущую способность оснований и их деформации, являются прочностные и деформационные характеристики грунтов (угол внутреннего трения φ, удельное сцепление c и модуль деформации нескальных грунтов E, временное сопротивление одноосному сжатию скальных грунтов R_c и т. п.).

В отдельных случаях проектирования оснований, для которых не разработаны соответствующие методы расчета, базирующиеся на прочностных и деформационных характеристиках грунтов, допускается применять другие параметры, характеризующие взаимодействие фундаментов с грунтом оснований и установленные опытным путем (удельные силы пучения при промерзании, коэффициенты жесткости основания и пр.).

Примечание. В дальнейшем тексте настоящей главы, за исключением специально оговоренных случаев, под термином «ха-

рактеристики грунтов» будут пониматься не только механические, но и физические характеристики грунтов, а также упомянутые в настоящем пункте параметры.

Методы определения деформационных и прочностных характеристик грунтов

3.25. Модуль деформации грунтов оснований зданий и сооружений рекомендуется определять в полевых условиях загружением штампа статическими нагрузками. Этот метод является наиболее достоверным и пригоден для нескальных грунтов всех видов. Методику проведения и обработки результатов испытания следует принимать в соответствии с действующим ГОСТом.

3.26. Модули деформации песчаных и глинистых грунтов могут быть определены испытанием их с помощью прессиометра в скважинах с последующей корректировкой опытных данных. Корректировка данных прессиометрии должна осуществляться, как правило, путем сопоставления их с результатами параллельно проводимых испытаний того же грунта штампом. Параллельные испытания обязательны при использовании метода прессиометрии для сооружений I класса. Для сооружений II—IV классов допускается корректировать данные прессиометрии с помощью расчетной формулы или поправочных коэффициентов.

Методику прессиометрических испытаний и обработки результатов опытов, а также их последующую корректировку следует принимать по указаниям действующего ГОСТа.

3.27. Для сооружений II—IV классов допускается определять модуль деформации песчаных и глинистых грунтов в лабораторных условиях с помощью компрессионных испытаний с последующей

Таблица 3.1

Вид грунтов	Значения коэффициентов $m_к$ при коэффициенте пористости e, равном						
	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Супеси	4,0	4,0	3,5	3,0	2,0	—	—
Суглинки	5,0	5,0	4,5	4,0	3,0	2,5	2,0
Глины	—	—	6,0	6,0	5,5	5,0	4,5

Примечание. Для промежуточных значений e допускается определять коэффициент $m_к$ интерполяцией.

корректировкой опытных данных. Корректировка данных компрессии должна осуществляться, как правило, путем сопоставления их с результатами испытаний того же грунта в полевых условиях штампом. Для глинистых грунтов допускается использовать корректировочные коэффициенты $m_к$, полученные в результате статистической обработки массовых испытаний грунтов методами компрессии и штампа. Величины этих коэффициентов приведены в табл. 3.1 и применяются для аллювиальных, делювиальных, озерных и озерно-аллювиальных четвертичных глинистых грунтов при консистенции $I_L \leqslant 0{,}75$. При использовании этих коэффициентов ве-

личина модуля деформации по компрессионным испытаниям $E_к$ должна быть определена в интервале давлений 1—2 кгс/см². При вычислении $E_к$ значения коэффициента β, учитывающего невозможность бокового расширения грунта в компрессионном приборе, следует принимать: для супесей β=0,74; для суглинков β=0,62 и для глин β=0,4, что соответствует величинам коэффициента Пуассона 0,30; 0,35 и 0,42.

Таблица 3.2

Вид грунтов	Значения модулей деформации E, кгс/см²
Песчаные	$E = 3p_q$
Суглинки и глины	$E = 7p_q$; $E = 6p_д$

3.28. Значения модулей деформации песчаных и глинистых грунтов могут быть определены методами статического и динамического зондирования грунтов на основе сопоставления данных зондирования с результатами испытаний тех же грунтов штампом. Проведение сопоставительных испытаний обязательно для сооружений I и II классов. Для сооружений III и IV классов допускается определять модуль деформации только на основе данных зондирования, пользуясь зависимостями, приведенными в табл. 3.2 и 3.3. При этом в качестве показателей зондирования принимают: при статическом зондировании — величину сопротивления грунта погружению конуса зонда p_q, кгс/см², а при динамическом зондировании — величину условного динамического сопротивления грунта погружению конуса $p_д$, кгс/см². Статическое и динамическое зондирование грунтов следует выполнять в соответствии с действующими ГОСТами и «Указаниями по зондированию грунтов для строительства» СН 448-72.

Таблица 3.3

Вид песков	Значения модулей деформации E, кгс/см², при $p_д$, кгс/см², равном					
	20	35	70	110	140	175
Крупные и средней крупности	200—160	260—210	390—340	490—440	550—500	600—550
Мелкие	130	190	290	350	400	450
Пылеватые (кроме водонасыщенных)	80	130	220	280	320	350

3.29. Для зданий и сооружений II—IV классов значения модулей деформации песчаных и глинистых грунтов могут быть назначены по табл. 3.12(1 прил. 2) — 3.14(3 прил. 2) или по другим согласованным с Госстроем СССР таблицам.

3.30. В качестве основного метода определения прочностных характеристик нескальных грунтов — удельного сцепления c и угла внутреннего трения φ — следует применять лабораторный метод среза образцов грунта в условиях завершенной консолидации. Методику проведения испытания и обработки результатов опыта следует принимать в соответствии с действующим ГОСТом.

Характеристики прочности нескальных грунтов c и φ могут быть также определены на приборах трехосного сжатия. При этом необходимо использовать методику консолидированно-дренированных испытаний (испытание при открытой системе).

3.31. При определении в лабораторных условиях прочностных характеристик крупнообломочных грунтов необходимо использовать срезные приборы и приборы трехосного сжатия, позволяющие испытывать образцы, у которых отношение диаметра к максимальному размеру крупнообломочных включений более 5.

3.32. В полевых условиях для определения прочностных характеристик нескальных грунтов применяются следующие методы: сдвиг целика грунта в заданной плоскости; обрушение массива грунта; выпирание массива грунта.

При сдвиге в заданной плоскости целика грунта в виде свободной призмы или грунта, заключенного в специальную обойму, расчет величин c и φ проводят на основе не менее трех испытаний с различной вертикальной нагрузкой аналогично лабораторным испытаниям в срезных приборах. Выпаривание и обрушение грунта производят для нескальных грунтов при характеристиках их состояния, обеспечивающих способность грунта сохранять вертикальный откос. Значения c и φ вычисляют на основе рассмотрения условий предельного равновесия выпираемого или обрушаемого клина грунта.

3.33. Временное сопротивление при одноосном сжатии скальных грунтов устанавливают в соответствии с действующим ГОСТом.

3.34. При определении характеристик грунтов, обладающих специфическими свойствами (просадочные, набухающие, заторфованные и т. п.), следует учитывать дополнительные требования, изложенные в разделах 4—10 настоящего Руководства.

3.35(3.11)). Нормативные значения характеристик грунтов, как правило, должны устанавливаться на основе непосредственных определений, выполняемых в полевых или лабораторных условиях для грунтов природного сложения, а также для грунтов искусственного происхождения или сложения.

Выделение инженерно-геологических элементов

3.36(3 прил. 1). Нормативные и расчетные значения характеристик грунтов должны вычисляться для каждого выделенного на площадке инженерно-геологического элемента.

Примечание. Наименования видов, состояний и характеристик грунтов в геологическом элементе должны приниматься по номенклатуре грунтов, приведенной в разделе 2 настоящей главы, и устанавливаться на основе определенных испытаниями нормативных значений соответствующих характеристик грунтов.

Выделение инженерно-геологических элементов производят инженеры-геологи в соответствии с ГОСТ 20522—75.

За инженерно-геологический элемент следует принимать некоторый объем грунта одного и того же номенклатурного вида при выполнении одного из следующих условий:

характеристики грунта изменяются в пределах элемента незакономерно;

существующая закономерность в изменении характеристик такова, что ею можно пренебречь (п. 3.42).

В зависимости от расчетной схемы основания инженерно-геологические элементы, выделенные на площадке геологом, при проектировании могут быть объединены.

3.37. Предварительное разделение грунтов площадки строительства на инженерно-геологические элементы производят с учетом их возраста, происхождения, текстурно-структурных особенностей и номенклатурного вида. В последующем на основе специальной проверки, предусмотренной ГОСТ 20522—75, два соседних инженерно-геологических элемента, представленные грунтами разного происхождения, но одного и того же номенклатурного вида, могут быть объединены в один элемент, если различие в свойствах грунтов этих элементов не существенно

3.38. Совокупность определений характеристик грунтов в пределах каждого предварительно выделенного инженерно-геологического элемента анализируют для выделения значений, резко отличающихся от основной массы. Такие значения исключают, если они вызваны ошибками опытов, или относят к соответствующей совокупности при наличии в пределах рассматриваемого инженерно-геологического элемента грунта другого вида.

3.39. Правильность выделения инженерно-геологического элемента проверяют, анализируя пространственную изменчивость показателей свойств грунтов. Характер пространственной изменчивости устанавливают на основе качественной оценки распределения частных значений этих показателей в плане и по глубине инженерно-геологического элемента. Для этого используют инженерно-геологические планы и разрезы, на которые наносят значения характеристик в точках их определения, строят графики изменения характеристик по глубине и в плане, графики рассеяния, а также графики зондирования.

Анализ пространственной изменчивости проводят, используя следующие показатели свойств грунта.

для крупнообломочных грунтов — зерновой состав и дополнительно общую влажность и влажность заполнителя для крупнообломочных грунтов с глинистым заполнителем;

для песчаных грунтов — зерновой состав и коэффициент пористости и дополнительно влажность для песков пылеватых;

для глинистых грунтов — характеристики пластичности (пределы и число пластичности), коэффициент пористости и влажность.

При этом зерновой состав крупнообломочных и песчаных грунтов и характеристики пластичности глинистых грунтов используют для определения номенклатурного вида грунта инженерно-геологического элемента.

Дополнительно к перечисленным показателям при необходимости следует проводить оценку пространственной изменчивости и для других физических характеристик грунта. В сочетании с прямыми методами определения характеристик грунтов для выделения инженерно-геологических элементов следует использовать зондирование.

При достаточном количестве (не менее 6) определений характеристик, непосредственно используемых в расчетах (модуль деформации, сопротивление сдвигу, временное сопротивление одноосному сжатию), следует анализировать характер пространственной изменчивости этих показателей.

3.40. Выбор метода анализа пространственной изменчивости характеристик грунтов зависит от числа определений.

При числе определений характеристики менее 10 ее значения наносятся на инженерно-геологические разрезы и визуально оценивается распределение этих значений в пределах элемента.

Здесь возможны два случая:

1) частные значения характеристики распределены в пределах элемента незакономерно (случайно);

2) имеется закономерность в изменении характеристики: минимальные значения сосредоточиваются в верхней или нижней части слоя по глубине или минимальные значения сосредоточиваются в одной части элемента по площади, а максимальные — в другой.

В первом случае выделение инженерно-геологического элемента следует считать законченным, во втором случае следует рассмотреть необходимость дальнейшего расчленения элемента (п. 3.42).

При числе определений характеристики более 10 строят точечные графики изменения ее значений по глубине и в плане элемента.

При числе определений характеристики более 30 для установления характера ее пространственной изменчивости следует наряду с качественной оценкой использовать статистические критерии, а также выявлять аналитическую зависимость величин показателей свойств грунтов от координат.

Пример. На рис. 3.2, *а—з* приведены точечные графики изменения значений различных характеристик по глубине инженерно-геологического элемента одной из строительных площадок, представленного четвертичными озерно-аллювиальными суглинками. Этот рисунок служит примером незакономерного изменения характеристик по глубине инженерно-геологического элемента. Для этого случая выделение инженерно-геологического элемента следует считать законченным.

На рис. 3.3, *а—д* приведены точечные графики изменения с глубиной характеристик другого инженерно-геологического элемента, представленного четвертичными делювиальными суглинками. Как видно из рисунка, характеристики пластичности (W_L и W_P) и число пластичности I_P изменяются в пределах элемента случайно (незакономерно). Однако коэффициент пористости и природная влажность изменяются с глубиной закономерно. При этом если коэффициент пористости с глубиной уменьшается незначительно, то влажность существенно возрастает. Для этого случая следует рассмотреть необходимость дальнейшего расчленения элемента (п. 3.42).

Точечные графики, подобные приведенным на рис. 3.2 и 3.3, следует строить также по простиранию элемента в одном из направлений или в двух взаимно перпендикулярных направлениях.

3.41. Если установлено, что изменение характеристик грунта незакономерно в плане и по глубине инженерно-геологического элемента, переходят к вычислению нормативных и расчетных значений характеристик.

При этом наименования видов и состояний грунтов инженерно-геологического элемента должны приниматься по номенклатуре грунтов, приведенной в разделе 2(2), и устанавливаться на основе определенных испытаниями нормативных значений соответствующих характеристик грунтов.

Примеры установления вида глинистого грунта по числу пластичности и плотности сложения песка по коэффициенту пористости приведены в разделе 2(2).

3.42. При наличии закономерности в изменении характеристик грунта в плане и по глубине инженерно-геологического элемента

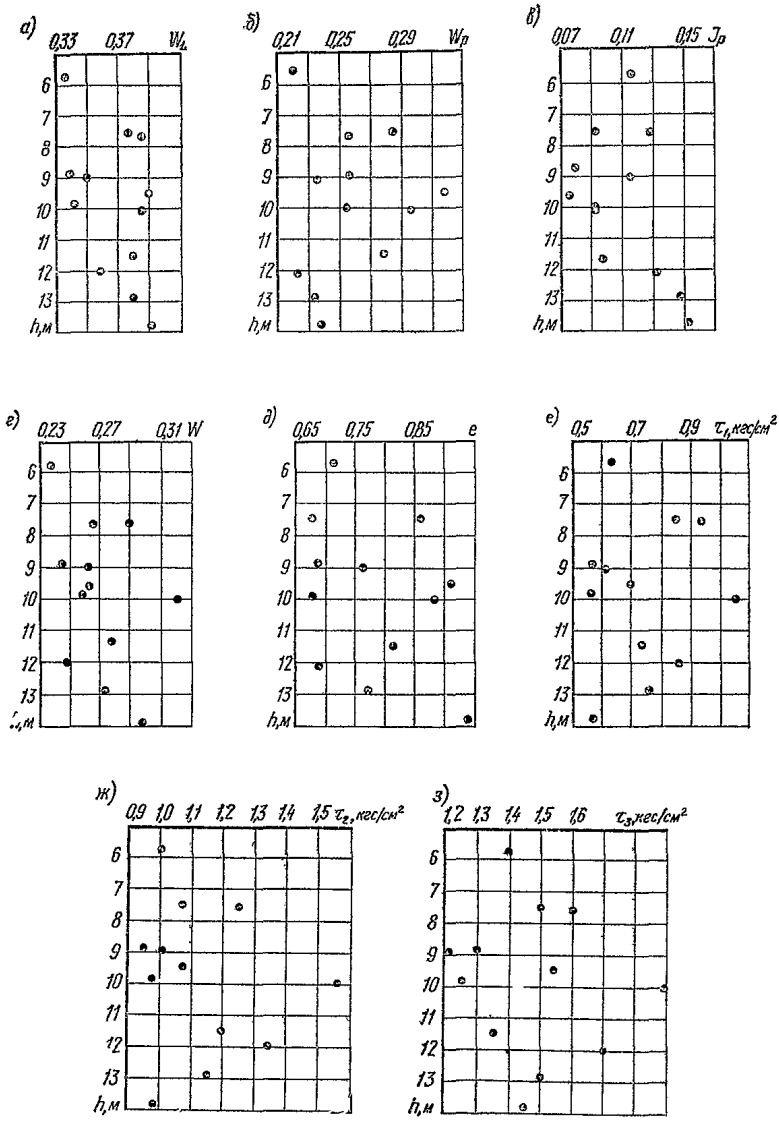


Рис. 3.2. Точечные графики изменения характеристик грунтов по глубине инженерно-геологического элемента ($n=12$)

$а$ — $\overline{W_L}=0{,}37$; $\sigma=0{,}022$; $v=0{,}06$; $б$ — $\overline{W_P}=0{,}26$; $\sigma=0{,}03$; $v=0{,}12$; $в$ — $\overline{J_P}=0{,}11$; $\sigma=0{,}026$; $v=0{,}24$; $г$ — $\overline{W}=0{,}27$; $\sigma=0{,}023$; $v=0{,}09$; $д$ — $\overline{e}=0{,}78$; $\sigma=0{,}09$; $v=0{,}12$; $е$ — $\overline{\tau_1}=0{,}73$ кгс/см²; $\sigma=0{,}17$ кгс/см²; $v=0{,}23$; $ж$ — $\overline{\tau_2}=1{,}13$ кгс/см²; $\sigma=0{,}18$ кгс/см²; $v=0{,}16$; $з$ — $\overline{\tau_3}=1{,}47$ кгс/см²; $\sigma=0{,}20$ кгс/см²; $v=0{,}14$

дальнейшее расчленение его можно не проводить, если коэффициент вариации закономерно изменяющейся характеристики не превышает следующую величину:

для коэффициента пористости и влажности — 0,15;

при использовании механических характеристик:

для модуля деформации (по данным как полевых, так и лабораторных испытаний), для сопротивления сдвигу (при одинаковых

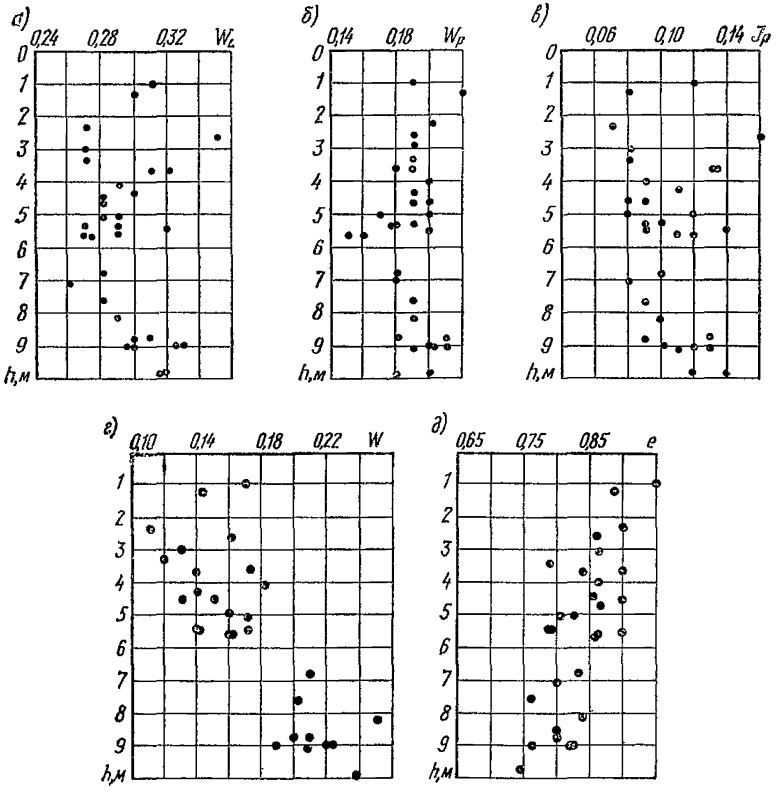


Рис. 3.3. Точечные графики изменения характеристик грунтов по глубине инженерно-геологического элемента ($n=30$)

$а$ — $\overline{W}_L$ =0,29; σ=0,022; v=0,08; $б$ — $\overline{W}_P$ =0,19; σ=0,014; v=0,07; $в$ — $\overline{I}_P$=0,10; σ=0,021; v=0,21; $г$ — $\overline{W}$=0,17; σ=0,04; v=0,24; $д$ — $\overline{e}$=0,84; σ=0,05; v=0,06

значениях уплотняющего давления) и для временного сопротивления одноосному сжатию скальных грунтов — 0,30.

Если коэффициент вариации превышает приведенные величины, дальнейшее расчленение инженерно-геологического элемента производят так, чтобы для вновь выделенных инженерно-геологических элементов коэффициент вариации не превышал указанных выше значений.

3.43. При расчленении элемента на основе коэффициента пористости и влажности возможны следующие случаи:

1) закономерно изменяются обе характеристики;

2) закономерно изменяется одна из характеристик.

В обоих случаях проведение дополнительного расчленения элемента необходимо, если коэффициент вариации одной из характеристик превышает 0,15.

Для приведенного ранее примера (рис. 3.3) коэффициент вариации, закономерно изменяющейся с глубиной влажности, превышает 0,15, следовательно, необходимо провести дополнительное расчленение первоначально выделенного инженерно-геологического элемента. Границу раздела следует провести на глубине 6 м.

Для полученных инженерно-геологических элементов определяют средние значения влажности, коэффициента пористости и других характеристик

3.44. При использовании механических характеристик оценку пространственной изменчивости и дополнительное расчленение инженерно-геологического элемента проводят отдельно для каждой механической характеристики. В связи с этим возможен случай, когда по одной из механических характеристик дополнительное расчленение инженерно-геологического элемента не требуется, так как эта характеристика изменяется незакономерно или при закономерном изменении коэффициент вариации ее не превышает указанной в п. 3.42 величины, а по другой механической характеристике дополнительное расчленение элемента необходимо.

3.45. Для определения коэффициента вариации v вычисляют среднее арифметическое значение характеристики $\overline{A}$ и ее среднее квадратичное отклонение σ — по формулам:

$$\overline{A} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{n} A_i; \tag{3.1}$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^{n} (\overline{A} - A_i)^2}; \tag{3.2}$$

$$v = \frac{\sigma}{\overline{A}}, \tag{3.3}$$

где A_i — частные значения характеристики;

n — число ее определений.

3.46. При решении вопроса о положении границ при разделе инженерно-геологического элемента необходимо учитывать следующие факторы:

уровень грунтовых вод;

наличие зон с растительными остатками;

наличие зон просадочных, набухающих и засоленных грунтов;

наличие зон разной степени выветрелости в элювиальных грунтах;

наличие в моренных грунтах зон со значительным количеством включений гравия, гальки и валунов и т. д

После того как инженерно-геологический элемент выделен, переходят к вычислению нормативных и расчетных значений характеристик.

Правила вычисления нормативных и расчетных значений характеристик грунтов по результатам непосредственных определений

3.47 (1 прил. 1). Настоящие правила должны соблюдаться при вычислении нормативных и расчетных значений характеристик грунтов, слагающих площадку строительства в целом (жилой микрорайон, площадка промышленного предприятия, животноводческого комплекса) или ее отдельные участки, либо площадки отдельных строящихся или реконструируемых объектов (жилой дом, цех и т. п.).

3.48 (2 прил. 1). Нормативные и расчетные значения характеристик грунтов вычисляют по результатам непосредственных определений, а для прочностных и деформационных характеристик — как по результатам непосредственных определений, так и по физическим характеристикам с использованием таблиц, согласно указаниям п. 3.16 настоящей главы (п. 3.60 Рук.). При этом частные значения характеристик, используемые для вычисления нормативных и расчетных значений, должны быть получены единым методом.

3.49. Для совокупности опытных данных в пределах выделенного инженерно-геологического элемента проводят статистическую проверку для исключения грубых ошибок. Исключают частные (максимальные и минимальные) значения A_i, для которых не выполняется условие

$$|\overline{A} - A_i| < \nu\sigma_{см}, \tag{3.4}$$

где $\overline{A}$ — значение, определенное по формуле (3.1);

ν — статистический критерий, принимаемый в зависимости от числа определений n по табл 3.9,

$\sigma_{см}$ — смещенная оценка среднего квадратичного отклонения характеристики, вычисляемая по формуле

$$\sigma_{см} = \sqrt{\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}(\overline{A} - A_i)^2}\,. \tag{3.5}$$

При $n > 25$ допускается в формуле (3.4) вместо $\sigma_{см}$ использовать значение σ, вычисленное по формуле (3 2). Проверку на исключение значений сопротивления срезу проводят для каждого значения нормального давления.

3.50 (3.12). За нормативное значение всех характеристик грунта (за исключением удельного сцепления и угла внутреннего трения) принимают среднее арифметическое значение результатов частных определений. За нормативное значение удельного сцепления и угла внутреннего трения принимают параметры прямолинейной зависимости сопротивления срезу от давления, получаемые методом наименьших квадратов.

3.51. (4 прил. 1). Нормативное значение $A^{н}$ характеристики грунта по результатам непосредственных определений, выполняемых в лабораторных или полевых условиях, вычисляется по формуле

$$A^{н} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{n} A_i, \qquad (3.6)\ (1\ прил.\ 1)$$

где A_i — частное значение характеристики;
n — число определений характеристики.

3.52 (5 прил. 1). Обработка результатов лабораторных испытаний грунтов на срез с целью определения нормативных значений удельного сцепления $c^{н}$ и угла внутреннего трения $\varphi^{н}$ производится путем вычисления методом наименьших квадратов прямолинейной зависимости (3.7) (2 прил. 1) для всей совокупности опытных величин τ в инженерно-геологическом элементе

$$\tau = p \operatorname{tg} \varphi + c, \qquad (3.7)\ (2\ прил.\ 1)$$

где τ — сопротивление образца грунта срезу;
p — нормальное удельное давление, передаваемое на образец грунта.

Нормативные значения $c^{н}$ и $\operatorname{tg} \varphi^{н}$ вычисляются по формулам:

$$c^{н} = \frac{1}{\Delta} \left(\sum_{i=1}^{n} \tau_i \sum_{i=1}^{n} p_i^2 - \sum_{i=1}^{n} p_i \sum_{i=1}^{n} \tau_i p_i \right); \qquad (3.8)\ (3\ прил.\ 1)$$

$$\operatorname{tg} \varphi^{н} = \frac{1}{\Delta} \left(n \sum_{i=1}^{n} \tau_i p_i - \sum_{i=1}^{n} \tau_i \sum_{i=1}^{n} p_i \right); \qquad (3.9)\ (4\ прил.\ 1)$$

где

$$\Delta = n \sum_{i=1}^{n} p_i^2 - \left(\sum_{i=1}^{n} p_i \right)^2; \qquad (3.10)\ (5\ прил.\ 1)$$

n — число определений величин τ.

Величина $c^{н}$ может быть также определена через величину $\operatorname{tg} \varphi^{н}$ по формуле

$$c^{н} = \frac{1}{n} \left(\sum_{i=1}^{n} \tau_i - \operatorname{tg} \varphi^{н} \sum_{i=1}^{n} p_i \right). \qquad (3.11)$$

3.53 (3.13). Все расчеты оснований должны выполняться с использованием расчетных значений характеристик грунтов A, которые определяются по формуле

$$A = \frac{A^{н}}{k_г}, \qquad (3.12)(12)$$

где $A^{н}$ — нормативное значение данной характеристики, устанавливаемое по п. 3.12 настоящей главы (п. 3.50 Рук.);
$k_г$ — коэффициент безопасности по грунту.

3.54(3.14). Коэффициент безопасности по грунту $k_г$ при вычислении расчетных значений прочностных характеристик (удельного сцепления c и угла внутреннего трения φ нескальных грунтов и временного сопротивления одноосному сжатию R_c скальных грунтов), а также объемного веса грунта γ устанавливается в зависимости от изменчивости этих характеристик, числа определений и значения доверительной вероятности α, приведенного для расчетов оснований по несущей способности и по деформациям в п. 3.15 настоящей главы (п. 3.58 Рук.).

Значение коэффициента $k_г$ для прочностных характеристик грунтов c, φ и R_c и объемного веса γ должно определяться по методике, изложенной в прил. 1 к настоящей главе «Правила вычисления нормативных и расчетных значений характеристик грунтов» (п. 3.55 Рук.).

Для прочих характеристик грунта допускается принимать $k_г = 1$, т. е. их расчетные значения равны нормативным.

3.55 (6 прил. 1). Коэффициент безопасности по грунту $k_г$ [пп. 3.13 и 3.14 настоящей главы (пп. 3.53 и 3.54 Рук.)] при определении расчетных значений удельного сцепления c, угла внутреннего трения φ, временного сопротивления одноосному сжатию R_c и объемного веса грунта γ вычисляется по формуле

$$k_г = \frac{1}{1 \pm \rho}, \qquad (3.13)\ (6\ \text{прил. 1})$$

где ρ — показатель точности оценки среднего значения характеристики грунта, устанавливаемый по указаниям п. 3.56 (7 прил. 1).

Примечание. В формуле (3.13) (6 прил. 1) знак перед величиной ρ выбирается тот, который обеспечивает бо́льшую надежность данного расчета основания или фундамента.

Так, например, при вычислении расчетных значений c и φ для определения расчетного давления на основание, а также расчетных значений c, φ и R_c для определения несущей способности оснований из нескальных и скальных грунтов величину ρ следует принимать со знаком минус.

Из сравнения формул (3.12) (12) и (3.13) (6 прил. 1) следует, что

$$A = A^н (1 \pm \rho). \qquad (3.14)$$

3.56 (7 прил. 1). Показатель точности оценки среднего значения характеристики грунта ρ вычисляют по формулам:

$$\text{для } c \text{ и } \operatorname{tg}\varphi\rho = t_\alpha v; \qquad (3.15)\ (7\ \text{прил. 1})$$

$$\text{для } R_c \text{ и } \gamma \quad \rho = \frac{t_\alpha v}{\sqrt{n}}, \qquad (3.16)\ (8\ \text{прил. 1})$$

где t_α — коэффициент, принимаемый по табл. 1 настоящего приложения (табл. 3.10 Рук.) в зависимости от заданной доверительной вероятности α [п. 3.15 настоящей главы (п. 3.58 Рук.)] и числа степеней свободы $(n-1)$ при вычислении расчетных значений R_c и γ и $(n-2)$ — при вычислении расчетных значений c и φ;

v — коэффициент вариации характеристики, вычисляемый по формуле

$$v = \frac{\sigma}{A^{н}}, \qquad (3.17)\ (9\ \text{прил. 1})$$

где σ — среднее квадратичное отклонение характеристики, вычисляемое по указаниям п. 3.57 (8 прил. 1).

Примечание. При вычислении расчетных значений c и φ за n принимается общее число определений τ [п. 3.65 (11 прил. 1)].

3.57 (8 прил. 1). Среднее квадратичное отклонение σ вычисляется по формулам:

а) для c и $\operatorname{tg}\varphi$:

$$\sigma_c = \sigma_\tau \sqrt{\frac{1}{\Delta}\sum_{i=1}^{n} p_i^2}\ ; \qquad (3.18)\ (10\ \text{прил. 1})$$

$$\sigma_{\operatorname{tg}\varphi} = \sigma_\tau \sqrt{\frac{n}{\Delta}}, \qquad (3.19)\ (11\ \text{прил. 1})$$

где

$$\sigma_\tau = \sqrt{\frac{1}{n-2}\sum_{i=1}^{n}(p_i \operatorname{tg}\varphi^{н} + c^{н} - \tau_i)^2}\ ; \qquad (3.20)\ (12\ \text{прил. 1})$$

Δ — то же значение, что и в формуле (5) (3.10 Рук.);

б) для R_c

$$\sigma_{R_c} = \sqrt{\frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{n}\left(R_c^{н} - R_{ci}\right)^2}\ ; \qquad (3.21)\ (13\ \text{прил. 1})$$

в) для γ

$$\sigma_\gamma = \sqrt{\frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{n}(\gamma^{н} - \gamma_i)^2}. \qquad (3.22)\ (14\ \text{прил. 1})$$

3.58 (3.15). Доверительная вероятность α расчетных значений характеристик грунтов принимается равной:

при расчетах оснований по несущей способности $\alpha = 0{,}95$;

при расчетах оснований по деформациям $\alpha = 0{,}85$.

Доверительная вероятность α для расчета оснований мостов и водопропускных труб принимается согласно указаниям п. 14.4 настоящей главы.

При соответствующем обосновании на основе согласованного решения проектной и изыскательской организаций для сооружений I класса допускается принимать бóльшую доверительную вероятность расчетных значений характеристик грунтов, но не выше 0,99.

Примечания: 1. Расчетные значения характеристик грунтов, соответствующие различным значениям доверительной вероятности,

Таблица 3.4

№ п.п.	$p = 1$ кгс/см²			$p = 2$ кгс/см²			$p = 3$ кгс/см²		
	τ_i	$\bar{\tau} - \tau_i$	$(\bar{\tau} - \tau_i)^2$	τ_i	$\bar{\tau} - \tau_i$	$(\bar{\tau} - \tau_i)^2$	τ_i	$\bar{\tau} - \tau_i$	$(\bar{\tau} - \tau_i)^2$
1	0,55	0,10	0,0100	0,90	0,12	0,0144	1,17	0,19	0,0361
2	0,57	0,08	0,0064	0,90	0,12	0,0144	1,25	0,11	0,0121
3	0,60	0,05	0,0025	0,90	0,12	0,0144	1,32	0,04	0,0016
4	0,60	0,05	0,0025	0,95	0,07	0,0049	1,32	0,04	0,0016
5	0,67	—0,02	0,0004	0,99	0,03	0,0009	1,35	0,01	0,0001
6	0,67	—0,02	0,0004	1,05	—0,03	0,0009	1,35	0,01	0,0001
7	0,72	—0,07	0,0049	1,07	—0,05	0,0025	1,35	0,01	0,0001
8	0,75	—0,10	0,0100	1,10	—0,08	0,0064	1,45	—0,09	0,0081
9	0,75	—0,10	0,0100	1,30	—0,28	0,0784	1,72	—0,36	0,1296
Σ	5,88	—	0,0471	9,16	—	0,1372	12,28	—	0,1894

$$\bar{\tau}_1 = \frac{5,88}{9} = 0,65;$$

$$\sigma_{см} = \sqrt{\frac{0,0471}{9}} = 0,07;$$

$\nu = 2,35$; $\nu\sigma_{см} = 0,16$; $0,10 < 0,16$.

$$\bar{\tau}_2 = \frac{9,16}{9} = 1,02;$$

$$\sigma_{см} = \sqrt{\frac{0,1372}{9}} = 0,12;$$

$\nu = 2,35$; $\nu\sigma_{см} = 0,28$; $0,28 = 0,28$

$$\bar{\tau}_3 = \frac{12,28}{9} = 1,36;$$

$$\sigma_{см} = \sqrt{\frac{0,1894}{9}} = 0,15;$$

$\nu = 2,35$; $\nu\sigma_{см} = 0,35$; $0,36 > 0,35$.

должны приводиться в отчетах по инженерно-геологическим изысканиям.

2. Под доверительной вероятностью α понимается вероятность того, что истинное среднее значение характеристики не выйдет за пределы нижней (или верхней) границы одностороннего доверительного интервала.

3. Расчетные значения характеристик грунта c, φ и γ для расчетов по несущей способности обозначаются c_{I}, φ_{I} и γ_{I}, а для расчетов по деформациям — c_{II}, φ_{II} и γ_{II}.

Проектирующая организация должна указывать в своем задании изыскательской организации величины доверительной вероятности, при которых необходимо вычислять расчетные значения характеристик грунтов.

3.59. Примеры вычисления нормативных и расчетных значений c и φ суглинка (пример 1) и песка (пример 2), объемного веса суглинка (пример 3) и временного сопротивления одноосному сжатию скального грунта R_c (пример 4) приводятся ниже.

Пример 1. Для инженерно-геологического элемента, сложенного четвертичными покровными суглинками, было выполнено 27 лабораторных определений сопротивления срезу τ при трех значениях нормального давления p_i=1; 2 и 3 кгс/см². Полученные в опытах величины τ_i приведены в табл. 3 4 в возрастающем порядке.

Прежде чем приступить к вычислению нормативных и расчетных значений c и φ, следует выполнить проверку на исключение грубых ошибок в определениях τ_i при каждом значении нормального давления. Необходимые для этого подсчеты приведены в табл. 3.4. Значения статистического критерия ν приняты по табл. 3.9 для n=9. В результате проверки получено, что при p=1 кгс/см² $|\tau_i-\overline{\tau}|<\nu\sigma_{\text{см}}$, следовательно, опытные данные не содержат грубых ошибок.

При p=2 кгс/см² для одного из значений τ_i=1,30 получено равенство $|\tau_i-\overline{\tau}|=\nu\sigma_{\text{см}}$. Следовательно, τ_i=1,30 может быть как исключено, так и оставлено Примем решение — оставить это значение в статистической совокупности При p=3 кгс/см² для значения τ_i= =1,72 получили $|\tau_i-\overline{\tau}|>\nu\sigma_{\text{см}}$, следовательно, это значение τ должно быть исключено как грубая ошибка.

Для вычисления нормативных и расчетных значений c и φ расчеты следует вести в табличной форме (табл. 3.5). В первых графах таблицы выписываются экспериментальные значения p_i и τ_i После вычислений в графах 4 и 5 определяем Δ, $c^{\text{н}}$ и $\operatorname{tg}\varphi^{\text{н}}$ Значения в графе 6 получаются путем подстановки найденных значений $c^{\text{н}}$ и $\operatorname{tg}\varphi^{\text{н}}$ в уравнение $\hat{\tau}_i=p_i\operatorname{tg}\varphi^{\text{н}}+c^{\text{н}}$:

$$\Delta = 26\cdot 117 - 51^2 = 441;$$

$$\operatorname{tg}\varphi^{\text{н}} = \frac{26\cdot 55{,}88 - 25{,}60\cdot 51}{441} = 0{,}33;$$

$$\varphi^{\text{н}} = 18°16' \approx 18°;$$

$$c^{\text{н}} = \frac{25{,}60\cdot 117 - 51\cdot 55{,}88}{441} = 0{,}33 \text{ кгс/см}^2.$$

Уравнение прямой графика $\tau=f(p)$ будет иметь вид

$$\tau = 0{,}33p + 0{,}33.$$

Проверим уравнение подстановкой средних значений $\overline{\tau}$ и $\overline{p}$:

$$\overline{\tau} = \frac{25{,}60}{26} = 0{,}98;$$

$$\overline{p} = \frac{51}{26} = 1{,}96;$$

$$0{,}98 = 0{,}33 \cdot 1{,}96 + 0{,}33 = 0{,}98.$$

Сходимость результатов свидетельствует о правильности вычислений $c^{н}$ и $\operatorname{tg}\varphi^{н}$.

После заполнения граф 7 и 8 табл. 3.5 вычисляются:

$$\sigma_{\tau} = \sqrt{\frac{0{,}2385}{26-2}} = 0{,}10 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma_{c} = 0{,}10\sqrt{\frac{117}{441}} = 0{,}05 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma_{\operatorname{tg}\varphi} = 0{,}10\sqrt{\frac{26}{441}} = 0{,}02;$$

$$v_{c} = \frac{0{,}05}{0{,}33} = 0{,}15;$$

$$v_{\operatorname{tg}\varphi} = \frac{0{,}02}{0{,}33} = 0{,}06.$$

Находим расчетные значения c и φ для расчетов по второму предельному состоянию. Для $\alpha=0{,}85$ и числа степеней свободы $n-2=24$ по табл. 3.10 (1 прил. 1) находим, что $t_{\alpha}=1{,}06$. Тогда

$$\rho_{c} = 1{,}06 \cdot 0{,}15 = 0{,}16;$$

$$k_{\Gamma(c)} = \frac{1}{1-0{,}16} = 1{,}19;$$

$$\rho_{\operatorname{tg}\varphi} = 1{,}06 \cdot 0{,}06 = 0{,}06;$$

$$k_{\Gamma(\operatorname{tg}\varphi)} = \frac{1}{1-0{,}06} = 1{,}06;$$

$$c_{II} = \frac{0{,}33}{1{,}19} = 0{,}28 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\operatorname{tg}\varphi_{II} = \frac{0{,}33}{1{,}06} = 0{,}31;$$

$$\varphi_{II} = 17°13' \approx 17°.$$

Находим расчетные значения c и φ для расчетов по первому предельному состоянию:

для $\alpha=0{,}95$ и $n-2=24$ $t_\alpha=1{,}71$;

$$\rho_c = 1{,}71 \cdot 0{,}15 = 0{,}26;$$

$$k_{\text{г}(c)} = \frac{1}{1-0{,}26} = 1{,}35;$$

$$\rho_{\text{tg}\,\varphi} = 1{,}71 \cdot 0{,}06 = 0{,}10;$$

$$k_{\text{г}(\text{tg}\,\varphi)} = \frac{1}{1-0{,}10} = 1{,}11;$$

$$c_{\text{I}} = \frac{0{,}33}{1{,}35} = 0{,}24 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\text{tg}\,\varphi_{\text{I}} = \frac{0{,}33}{1{,}11} = 0{,}30;$$

$$\varphi_{\text{I}} = 16°42' \approx 17°.$$

Объем вычислений можно несколько сократить, если окажется, что средние значения $\overline{\tau}_1$, $\overline{\tau}_2$ и $\overline{\tau}_3$ (табл. 3.4) лежат практически на одной прямой [проверка делается путем построения графика $\tau = f(p)$]. В этом случае допускается при вычислении σ_τ в формуле (3.20) (12 прил. 1) заменить $\sum_{i=1}^{n} (p_i \,\text{tg}\,\varphi^{\text{н}} + c^{\text{н}} - \tau_i)^2$ на $\sum_{i=1}^{n} (\overline{\tau} - \tau_i)^2$.

При этом величины сумм $(\overline{\tau}-\tau_i)^2$ берутся из табл. 3.4 и надобность в вычислении граф 6, 7 и 8 табл. 3.5 отпадает.

Покажем вычисление σ_τ на опытных данных вышеприведенного примера.

Так как в табл. 3.4 при $p=3$ кгс/см^2 опытное значение $\tau_i=1{,}72$ было исключено как грубая ошибка, необходимо сделать перерасчет для восьми опытных данных. Тогда для $p=3$ кгс/см^2 в табл. 3.4 будем иметь $\overline{\tau}_3 = 1{,}32$; $\Sigma (\overline{\tau} - \tau_i)^2 = 0{,}0470$.

Вычисляем σ_τ, используя данные табл. 3.4:

$$\sigma_\tau = \sqrt{\frac{1}{n-2} \sum_{i=1}^{n} (\overline{\tau} - \tau_i)^2} =$$

$$= \sqrt{\frac{1}{24} (0{,}0471 + 0{,}1372 + 0{,}0470)} = 0{,}098 \approx 0{,}10 \text{ кгс/см}^2.$$

Получаем ту же величину σ_τ, что и в примере 1. Дальнейшие расчеты проводятся, как и в примере 1, но в табл. 3.5 ограничиваемся заполнением первых пяти граф.

Пример 2. Для инженерно-геологического элемента, сложенного аллювиальными пылеватыми песками средней плотности, было выполнено 18 лабораторных определений сопротивления срезу τ при трех значениях нормального давления $p_i=1$; 2 и 3 кгс/см^2. Полу-

Таблица 3.5

№ п.п.	p_i	τ_i	p_i^2	$p_i\tau_i$	$\hat{\tau}_i$	$\hat{\tau}_i - \tau_i$	$(\hat{\tau}_i - \tau_i)^2$
1	2	3	4	5	6	7	8
1	1	0,55	1	0,55	0,66	0,11	0,0121
2	1	0,57	1	0,57	0,66	0,09	0,0081
3	1	0,60	1	0,60	0,66	0,06	0,0036
4	1	0,60	1	0,60	0,66	0,06	0,0036
5	1	0,67	1	0,67	0,66	—0,01	0,0001
6	1	0,67	1	0,67	0,66	—0,01	0,0001
7	1	0,72	1	0,72	0,66	—0,06	0,0036
8	1	0,75	1	0,75	0,66	—0,09	0,0081
9	1	0,75	1	0,75	0,66	—0,09	0,0081
10	2	0,90	4	1,80	0,99	0,09	0,0081
11	2	0,90	4	1,80	0,99	0,09	0,0081
12	2	0,90	4	1,80	0,99	0,09	0,0081
13	2	0,95	4	1,90	0,99	0,04	0,0016
14	2	0,99	4	1,98	0,99	0,00	0,0000
15	2	1,05	4	2,10	0,99	—0,06	0,0036
16	2	1,07	4	2,14	0,99	—0,08	0,0064
17	2	1,10	4	2,20	0,99	—0,11	0,0121
18	2	1,30	4	2,60	0,99	—0,31	0,0961
19	3	1,17	9	3,51	1,32	0,15	0,0225
20	3	1,25	9	3,75	1,32	0,07	0,0049
21	3	1,32	9	3,96	1,32	0,00	0,0000
22	3	1,32	9	3,96	1,32	0,00	0,0000
23	3	1,35	9	4,05	1,32	—0,03	0,0009
24	3	1,35	9	4,05	1,32	—0,03	0,0009
25	3	1,35	9	4,05	1,32	—0,03	0,0009
26	3	1,45	9	4,35	1,32	—0,13	0,0169
Σ	51	25,60	117	55,88	—	—	0,2385

ченные в опытах величины τ_i приведены в табл. 3.6. Статистическая проверка, выполненная аналогично приведенной в табл. 3.4, показала отсутствие грубых ошибок в определениях τ_i.

После вычислений в графах 4 и 5 табл. 3.6 определяем Δ, $c^{\text{н}}$ и $\operatorname{tg}\varphi^{\text{н}}$:

$$\Delta = 18 \cdot 84 - 36^2 = 216;$$

$$\operatorname{tg}\varphi^{\text{н}} = \frac{18 \cdot 60{,}85 - 26{,}37 \cdot 36}{216} = 0{,}68;$$

$$\varphi^{\text{н}} = 34°13' \approx 34°.$$

Таблица 3.6

№ п.п.	p_i	τ_i	p_i^2	$p_i\tau_i$	$\hat{\tau}_i$	$\hat{\tau}_i - \tau_i$	$(\hat{\tau}_i - \tau_i)^2$
1	2	3	4	5	6	7	8
1	1	0,72	1	0,72	0,79	0,07	0,0049
2	1	0,72	1	0,72	0,79	0,07	0,0049
3	1	0,73	1	0,73	0,79	0,06	0,0036
4	1	0,80	1	0,80	0,79	—0,01	0,0001
5	1	0,84	1	0,84	0,79	—0,05	0,0025
6	1	0,88	1	0,88	0,79	—0,09	0,0081
7	2	1,38	4	2,76	1,47	0,09	0,0081
8	2	1,40	4	2,80	1,47	0,07	0,0049
9	2	1,40	4	2,80	1,47	0,07	0,0049
10	2	1,45	4	2,90	1,47	0,02	0,0004
11	2	1,62	4	3,24	1,47	—0,15	0,0225
12	2	1,63	4	3,26	1,47	—0,16	0,0256
13	3	1,95	9	5,85	2,15	0,20	0,0400
14	3	1,95	9	5,85	2,15	0,20	0,0400
15	3	2,10	9	6,30	2,15	0,05	0,0025
16	3	2,18	9	6,54	2,15	—0,03	0,0009
17	3	2,29	9	6,87	2,15	—0,14	0,0196
18	3	2,33	9	6,99	2,15	—0,18	0,0324
Σ	36	26,37	84	60,85	—	—	0,2259

Для вычисления $c^{\text{н}}$ воспользуемся формулой (3.11):

$$c^{\text{н}} = \frac{26{,}37 - 0{,}68 \cdot 36}{18} = 0{,}11 \text{ кгс/см}^2$$

Уравнение прямой имеет вид

$$\tau = 0{,}68p + 0{,}11.$$

Проверим это уравнение:

$$\bar{\tau} = \frac{26{,}37}{18} = 1{,}47;$$

$$\bar{p} = \frac{36}{18} = 2;$$

$$\bar{\tau} = 0{,}68 \cdot 2 + 0{,}11 = 1{,}47.$$

Заполняем графы 6, 7 и 8 табл. 3.6 и вычисляем далее:

$$\sigma_\tau = \sqrt{\frac{0{,}2259}{18 - 2}} = 0{,}12 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma_c = 0{,}12\sqrt{\frac{84}{216}} = 0{,}07 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma_{\operatorname{tg}\varphi} = 0{,}12\sqrt{\frac{18}{216}} = 0{,}03;$$

$$v_c = \frac{0{,}07}{0{,}11} = 0{,}64;$$

$$v_{\operatorname{tg}\varphi} = \frac{0{,}03}{0{,}68} = 0{,}04.$$

Находим расчетные значения c_{II} и φ_{II}. Для $\alpha=0{,}85$ и числа степеней свободы $n-2=16$ по табл. 3.10 (1 прил. 1) находим $t_\alpha = 1{,}07$.

Тогда

$$\rho_c = 1{,}07 \cdot 0{,}64 = 0{,}68;$$

$$\rho_{\operatorname{tg}\varphi} = 1{,}07 \cdot 0{,}04 = 0{,}04.$$

Применяя формулу (3.14), находим:

$$c_{II} = 0{,}11\,(1 - 0{,}68) = 0{,}04 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\operatorname{tg}\varphi_{II} = 0{,}68\,(1 - 0{,}04) = 0{,}65;$$

$$\varphi_{II} = 33°.$$

Находим тем же методом расчетные значения c_I и φ_I.

Для $\alpha=0{,}95$ и $n-2=16$ имеем $t_\alpha = 1{,}75$. Тогда

$$\rho_c = 1{,}75 \cdot 0{,}64 = 1{,}12;$$

$$\rho_{\operatorname{tg}\varphi} = 1{,}75 \cdot 0{,}04 = 0{,}07;$$

$$c_I = 0{,}11\,(1 - 1{,}12) = -0{,}01 \text{ кгс/см}^2.$$

(Принимаем $c_I = 0$);

$$\operatorname{tg}\varphi_I = 0{,}68\,(1 - 0{,}07) = 0{,}63;$$

$$\varphi_I = 32°13' \approx 32°.$$

Пример 3. Для инженерно-геологического элемента, представленного лёссовидными суглинками, было выполнено 7 определений объемного веса γ, гс/см^3. Результаты определений и необходимые для дальнейших расчетов вычисления приведены в табл. 3.7

$$\bar{\gamma} = \frac{12{,}46}{7} = 1{,}78 \text{ гс/см}^3.$$

Делаем проверку на исключение грубых ошибок, для чего вычисляем $\sigma_{см}$:

$$\sigma_{см} = \sqrt{\frac{0{,}0548}{7}} = 0{,}09.$$

По табл. 3.9 находим для $n=7$ $\nu=2{,}18$, тогда $\nu\sigma_{см}=0{,}20$. Наибольшее абсолютное отклонение γ_i от среднего значения $\overline{\gamma}$ (опыт № 6) составляет 0,18, что меньше 0,20. Таким образом, ни одно из опытных значений не следует исключать как грубую ошибку.

Вычисляем нормативное $\gamma^{н}$ и расчетные значения γ_{II} и γ_I:

$$\gamma^{н}=\overline{\gamma}=1{,}78;$$

$$\sigma=\sqrt{\frac{0{,}0548}{6}}=0{,}10;$$

$$v=\frac{0{,}10}{1{,}78}=0{,}06.$$

Для $\alpha=0{,}85$ и числа степеней свободы $n-1=6$ по табл. 3.10 (1 прил. 1) находим $t_\alpha=1{,}13$.

Тогда

$$\rho=\frac{1{,}13\cdot 0{,}06}{\sqrt{7}}=0{,}03;$$

$$k_г=\frac{1}{1-0{,}03}=1{,}03;$$

$$\gamma_{II}=\frac{1{,}78}{1{,}03}=1{,}73\ гс/см^3.$$

Для $\alpha=0{,}95$ и $n-1=6$ имеем $t_\alpha=1{,}94$.

Тогда

$$\rho=\frac{1{,}94\cdot 0{,}06}{\sqrt{7}}=0{,}04;$$

$$k_г=\frac{1}{1-0{,}04}=1{,}04;$$

$$\gamma_I=\frac{1{,}78}{1{,}04}=1{,}71\ гс/см^2.$$

Пример 4. Для известняков, залегающих на глубине 7—8 м, было выполнено 13 определений временного сопротивления одноосному сжатию в водонасыщенном состоянии R_c, кгс/см^2.

Результаты определений и необходимые для дальнейших расчетов вычисления приведены в табл. 3.8.

Делаем проверку на исключение грубых ошибок, для чего вычисляем $\tau_{см}$:

$$\sigma_{см}=\sqrt{\frac{36\,850}{13}}=53.$$

Таблица 3.7

№ п.п.	ν_i	$\bar{\nu}-\nu_i$	$(\bar{\nu}-\nu_i)^2$
1	1,89	—0,11	0,0121
2	1,80	—0,02	0,0004
3	1,77	0,01	0,0001
4	1,73	0,05	0,0025
5	1,81	—0,03	0,0009
6	1,60	0,18	0,0324
7	1,86	—0,08	0,0064
Σ	12,46	0	0,0548

По табл. 3.9 находим для $n=13$ $\nu=2{,}56$, тогда $\nu\sigma_{см}=136$.

$$\bar{R}_c=\frac{2249}{13}=173\ кгс/см^2.$$

Таблица 3.8

№ п.п.	R_{ci}	$\bar{R}_c-R_{ci}$	$(\bar{R}_c-R_{ci})$
1	182	—9	81
2	149	24	576
3	225	—52	2 704
4	110	63	3 969
5	117	56	3 136
6	104	69	4 761
7	237	—64	4 096
8	198	—25	625
9	106	67	4 489
10	179	—6	36
11	273	—100	10 000
12	152	21	441
13	217	—44	1 936
Σ	2249	0	36 850

Таблица 3.9

Число определений n	Значение критерия ν	Число определений n	Значение критерия ν	Число определений n	Значение критерия ν
6	2,07	21	2,80	36	3,03
7	2,18	22	2,82	37	3,04
8	2,27	23	2,84	38	3,05
9	2,35	24	2,86	39	3,06
10	2,41	25	2,88	40	3,07
11	2,47	26	2,90	41	3,08
12	2,52	27	2,91	42	3,09
13	2,56	28	2,93	43	3,10
14	2,60	29	2,94	44	3,11
15	2,64	30	2,96	45	3,12
16	2,67	31	2,97	46	3,13
17	2,70	32	2,98	47	3,14
18	2,73	33	3,00	48	3,14
19	2,75	34	3,01	49	3,15
20	2,78	35	3,02	50	3,16

Наибольшее абсолютное отклонение R_{ci} от $\bar{R}_c$ составляет 100 (опыт № 11), что меньше 136. Следовательно, опытные данные не содержат грубых ошибок. Вычисляем нормативное $R_c^н$ и расчетное значение R_c:

$$R_c^н=\bar{R}_c=173\ кгс/см^2;$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{36\,850}{12}} = 55 \text{ кгс/см}^2;$$

$$v = \frac{55}{173} = 0{,}32.$$

Для $\alpha = 0{,}95$ и числа степеней свободы $n-1=12$ по табл. 3.10 (1 прил. 1) находим $t_\alpha = 1{,}78$:

$$\rho = \frac{1{,}78 \cdot 0{,}32}{\sqrt{13}} = 0{,}16;$$

$$k_r = \frac{1}{1-0{,}16} = 1{,}19;$$

$$R_c = \frac{173}{1{,}19} = 145 \text{ кгс/см}^2.$$

Таблица 3.10 (1 прил. 1)

Коэффициент t_α для определения показателя точности оценки среднего значения характеристики грунта

Число степеней свободы $n-1$ для R_c и γ, $n-2$ для c и φ	Коэффициент t_α при односторонней доверительной вероятности α, равной				
	0,85	0,90	0,95	0,98	0,99
2	1,34	1,89	2,92	4,87	6,96
3	1,25	1,64	2,35	3,45	4,54
4	1,19	1,53	2,13	3,02	3,75
5	1,16	1,48	2,01	2,74	3,36
6	1,13	1,44	1,94	2,63	3,14
7	1,12	1,41	1,90	2,54	3,00
8	1,11	1,40	1,86	2,49	2,90
9	1,10	1,38	1,83	2,44	2,82
10	1,10	1,37	1,81	2,40	2,76
11	1,09	1,36	1,80	2,36	2,72
12	1,08	1,36	1,78	2,33	2,68
13	1,08	1,35	1,77	2,30	2,65
14	1,08	1,34	1,76	2,28	2,62
15	1,07	1,34	1,75	2,27	2,60
16	1,07	1,34	1,75	2,26	2,58
17	1,07	1,33	1,74	2,25	2,57
18	1,07	1,33	1,73	2,24	2,55
19	1,07	1,33	1,73	2,23	2,54
20	1,06	1,32	1,72	2,22	2,53
25	1,06	1,32	1,71	2,19	2,49
30	1,05	1,31	1,70	2,17	2,46
40	1,05	1,30	1,68	2,14	2,42
60	1,05	1,30	1,67	2,12	2,39

Вычисление нормативных и расчетных значений прочностных и деформационных характеристик грунтов по результатам определения их физических характеристик

3.60(3.16). Для предварительных расчетов оснований зданий и сооружений всех классов, а также для окончательных расчетов оснований зданий и сооружений II—IV классов и опор воздушных линий электропередачи и связи независимо от их класса допускается определение нормативных и расчетных значений прочностных и деформационных характеристик грунтов по их физическим характеристикам, если статистической обработкой массовых испытаний грунтов установлены зависимости между механическими (прочностными и деформационными) и физическими характеристиками грунтов.

Примечания: 1. В расчетах по деформациям оснований указанных зданий и сооружений нормативные значения угла внутреннего трения φ, удельного сцепления c и модуля деформации E допускается принимать по таблицам, приведенным в прил. 2 (табл. 3.12—3.14 Рук.) «Таблицы нормативных значений прочностных и деформационных характеристик грунтов», причем расчетные значения принимают в этом случае при $k_г=1$ (равными нормативным).

2. Для отдельных районов допускается вместо таблиц прил. 2 (табл. 3.12—3.14 Рук.) пользоваться согласованными с Госстроем СССР таблицами характеристик грунтов, специфических для этих районов.

При использовании значений c и φ из табл. 3.12 (1 прил. 2) и 3.13 (2 прил. 2) для определения расчетного давления на основание в формулу (3.38) (17) вводится коэффициент надежности $k_н=1{,}1$.

3.61. В расчетах оснований по несущей способности нормативные и расчетные значения угла внутреннего трения φ и удельного сцепления c должны определяться, как правило, на основе непосредственных испытаний грунтов. Для оснований зданий и сооружений, указанных в п. 3.60(3.16), допускается принимать нормативные значения c и φ по табл. 3.12 (1 прил. 2)—3.13 (2 прил. 2), причем расчетные значения принимают в этом случае при следующих значениях коэффициента безопасности $k_г$:

для c песчаных и глинистых грунтов —1,5;

для φ песчаных грунтов —1,1;

для φ глинистых грунтов —1,15.

3.62(9 прил. 1). Физические характеристики, необходимые для пользования таблицами (например, коэффициент пористости e, показатель консистенции I_L и др.), должны быть получены на основе непосредственных определений.

3.63(10 прил. 1). Для установления нормативных и расчетных значений прочностных и деформационных характеристик грунтов используется нормативное значение физических характеристик, вычисляемое по формуле (3.6) (1 прил. 1).

Количество определений характеристик грунтов

3.64(11 прил. 1). Число частных определений n для вычисления нормативных и расчетных значений характеристик грунтов зависит в общем случае от степени неоднородности грунтов основания, требуемой точности вычисления характеристики и вида здания (сооружения) и устанавливается программой исследований...

Следует назначать число определений характеристик по формуле (3.23) или по графику, приведенному на рис. 3.4:

$$n = t_\alpha^2 \frac{v^2}{\rho^2}. \qquad (3.23)$$

Значения t_α принимают по табл. 3.10 (1 прил. 1) при односторонней доверительной вероятности $\alpha = 0{,}85$ и числе степеней свободы $n-1$, подбирая его так, чтобы выполнялось равенство (3.23).

Коэффициент вариации v определяют на начальной стадии изысканий. При отсутствии предварительных данных значения v принимают по табл. 3.11.

Показатель точности оценки среднего значения характеристики ρ принимают в зависимости от точности метода ее определения, а для характеристик, используемых в расчетах, также в зависимости от требуемой точности расчета. Значения показателей точности ρ при определении характеристик по действующим ГОСТам приведены в табл. 3.11.

Таблица 3.11

Характеристика грунта	Коэффициент вариации v	Показатель точности оценки среднего значения характеристики ρ
Удельный вес	0,01	0,004
Объемный вес	0,05	0,015
Природная влажность	0,15	0,05
Влажность на границе текучести и раскатывания	0,15	0,05
Модуль деформации по данным полевых и лабораторных испытаний	0,30	0,10
Сопротивление срезу в лабораторных условиях при одном значении уплотняющего давления	0,20 (0,30)	0,10
Временное сопротивление при одноосном сжатии скальных грунтов	0,40	0,15

Примечание. Значение v, указанное в скобках, относится к третичным глинам твердой и полутвердой консистенции и элювиальным глинистым грунтам любой консистенции.

3.65(11 прил. 1)... Минимальное количество одноименных частных определений должно составлять для каждого выделенного инженерно-геологического элемента 6. При этом для вычисления нормативных и расчетных значений c и φ должно быть определено не менее шести величин τ для каждого значения нормального давления p.

Минимальное количество частных определений для вычисления нормативного значения модуля деформации E, определяемого по результатам испытаний грунта штампом в

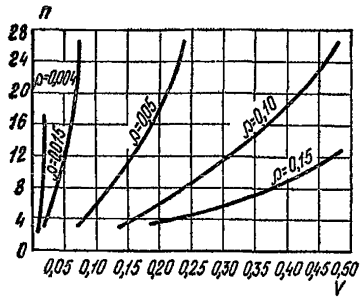


Рис. 3.4. График зависимости числа определений n от коэффициента вариации v при различных значениях ρ

полевых условиях статической нагрузкой, должно составлять 3. Допускается ограничиться двумя значениями E, если эти значения отклоняются от среднего не более чем на 25%...

Минимальное количество определений удельного сцепления c и угла внутреннего трения φ в полевых условиях (п. 3.33) должно составлять 3. При вычислении расчетных значений c и φ на основе полевых данных допускается принимать коэффициент безопасности $k_г = 1{,}5$ для c и $k_г = 1{,}1$ для φ.

Минимальное количество частных определений физических характеристик, необходимых для пользования таблицами прочностных и деформационных характеристик [пп. 3.60(3.16)—3.61], должно составлять для каждого выделенного инженерно-геологического элемента 6 при расчетах оснований по второму предельному состоянию и 10 — при расчетах по первому предельному состоянию.

Примечание. Количество частных определений характеристик грунтов допускается уменьшить при наличии одноименных определений в материалах предыдущих изысканий, выполненных на той же площадке для того же инженерно-геологического элемента.

Таблицы нормативных значений прочностных и деформационных характеристик грунтов

3.66(1 прил. 2). Характеристики грунтов, приведенные в табл. 1—3 настоящего приложения (табл. 3.12—3.14 Рук.), допускается использовать в расчетах по деформациям оснований зданий и сооружений, указанных в примеч. 1 к п. 3.16 настоящей главы (п. 3.60 Рук.), при коэффициенте безопасности $k_г = 1$, а также для расчетов оснований опор воздушных линий электропередачи и опор открытых распределительных устройств по п. 13.2 настоящей главы.

Характеристики грунтов, приведенные в табл. 3. 12 (1 прил. 2) и 3.13 (2 прил. 2), допускается использовать также в расчетах оснований по несущей способности при коэффициентах безопасности, приведенных в п. 3.61.

3.67(2 прил. 2). Характеристики песчаных грунтов в табл. 3.12(1 прил. 2) относятся к кварцевым пескам с зернами различной окатанности, содержащим не более 20% полевого шпата и не более 5% в сумме различных примесей (слюда, глауконит и пр.), включая растительные остатки, независимо от степени влажности G.

3.68(3 прил. 2). Характеристики глинистых грунтов в табл. 3.13 (2 прил. 2) и 3.14 (3 прил. 2) относятся к грунтам, содержа-

Таблица 3.12(1 прил. 2)

Нормативные значения удельных сцеплений $c^н$, кгс/см^2, углов внутреннего трения $\varphi^н$, град, и модулей деформации E, кгс/см^2, песчаных грунтов (независимо от происхождения, возраста и влажности)

Вид песчаных грунтов	Обозначения характеристик	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости e, равном			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Пески гравелистые и крупные	$c^н$	0,02	0,01	—	—
	$\varphi^н$	43	40	38	—
	E	500	400	300	—
Пески средней крупности	$c^н$	0,03	0,02	0,01	—
	$\varphi^н$	40	38	35	—
	E	500	400	300	—
Пески мелкие	$c^н$	0,06	0,04	0,02	—
	$\varphi^н$	38	36	32	28
	E	480	380	280	180
Пески пылеватые	$c^н$	0,08	0,06	0,04	0,02
	$\varphi^н$	36	34	30	26
	E	390	280	180	110

щим не более 5% растительных остатков и имеющим степень влажности $G \geqslant 0{,}8$.

3.69(4 прил. 2). Для песчаных и глинистых грунтов с промежуточными значениями e против указанных в табл. 3.12 (1 прил. 2)—3.14 (3 прил. 2) допускается определять величины $c^н$, $\varphi^н$ и E, пользуясь интерполяцией.

3.70(5 прил. 2). Для песчаных и глинистых грунтов при значениях e, а для глинистых грунтов и при значениях G и I_L, выходящих за пределы, предусмотренные в табл. 3.12 (1 прил. 2)—3.14 (3 прил. 2), значения характеристик грунтов $c^н$, $\varphi^н$ и E надлежит определять по данным инженерно-геологических исследований.

3.71(6 прил. 2). При значениях e для песчаных и глинистых грунтов, а также G и I_L для глинистых грунтов, меньших, чем их нижние пределы, предусмотренные табл. 3.12 (1 прил. 2)—3.14 (3 прил. 2), характеристики $c^н$, $\varphi^н$ и E в запас надежности допускается принимать по соответствующим нижним пределам e, G и I_L.

Однако с целью достижения более экономичных решений оснований и фундаментов в этих случаях характеристики грунтов $c^н$, $\varphi^н$ и E рекомендуется определять по данным инженерно-геологических исследований.

Таблица 3.13(2 прил. 2)

Нормативные значения удельных сцеплений $c^н$, кгс/см², и углов внутреннего трения $\varphi^н$, град, глинистых грунтов четвертичных отложений

Вид глинистых грунтов и пределы нормативных значений их консистенции		Обозначения характеристик грунтов	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости e, равном						
			0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Супеси	$0 \leqslant I_L \leqslant 0,25$	$c^н$	0,15	0,11	0,08	—	—	—	—
		$\varphi^н$	30	29	27	—	—	—	—
	$0,25 < I_L \leqslant 0,75$	$c^н$	0,13	0,09	0,06	0,03	—	—	—
		$\varphi^н$	28	26	24	21	—	—	—
Суглинки	$0 \leqslant I_L \leqslant 0,25$	$c^н$	0,47	0,37	0,31	0,25	0,22	0,19	—
		$\varphi^н$	26	25	24	23	22	20	—
	$0,25 < I_L \leqslant 0,5$	$c^н$	0,39	0,34	0,28	0,23	0,18	0,15	—
		$\varphi^н$	24	23	22	21	19	17	—
	$0,5 < I_L \leqslant 0,75$	$c^н$	—	—	0,25	0,20	0,16	0,14	0,12
		$\varphi^н$	—	—	19	18	16	14	12
Глины	$0 \leqslant I_L \leqslant 0,25$	$c^н$	—	0,81	0,68	0,54	0,47	0,41	0,36
		$\varphi^н$	—	21	20	19	18	16	14
	$0,25 < I_L \leqslant 0,5$	$c^н$	—	—	0,57	0,50	0,43	0,37	0,32
		$\varphi^н$	—	—	18	17	16	14	11
	$0,5 < I_L \leqslant 0,75$	$c^н$	—	—	0,45	0,41	0,36	0,33	0,29
		$\varphi^н$	—	—	15	14	12	10	7

Таблица 3.14(3 прил. 2)

Нормативные значения модулей деформации глинистых грунтов E, кгс/см^2

Происхождение и возраст глинистых грунтов		Вид глинистых грунтов и пределы нормативных значений их консистенции		Модули деформации грунтов E при коэффициенте пористости ϵ, равном										
				0,35	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05	1,2	1,4	1,6
Четвертичные отложения	Аллювиальные Делювиальные Озерные Озерно-аллювиальные	Супеси	$0 \leqslant I_L \leqslant 0,75$		320	240	160	100	70	—	—	—	—	—
		Суглинки	$0 \leqslant I_L \leqslant 0,25$		340	270	220	170	140	110	—	—	—	—
			$0,25 < I_L \leqslant 0,50$		320	250	190	140	110	80	—	—	—	—
			$0,50 < I_L \leqslant 0,75$		—	—	170	120	80	60	50	—	—	—
		Глины	$0 \leqslant I_L \leqslant 0,25$			280	240	210	180	150	120	—	—	—
			$0,25 < I_L \leqslant 0,5$	—	—	—	210	180	150	120	90	—	—	—
			$0,5 < I_L \leqslant 0,75$	—	—	—	—	150	120	90	70	—	—	—
	Флювиогляциальные	Супеси	$0 \leqslant I_L \leqslant 0,75$	—	330	240	170	110	70	—	—	—	—	—
		Суглинки	$0 \leqslant I_L \leqslant 0,25$	—	400	330	270	210	—	—	—	—	—	—
			$0,25 < I_L \leqslant 0,5$	—	350	280	220	170	140	—	—	—	—	—
			$0,5 < I_L \leqslant 0,75$	—	—	—	170	130	100	70	—	—	—	—
	Моренные	Супеси Суглинки	$I_L \leqslant 0,5$	750	550	450	—	—	—	—	—	—	—	—
Юрские отложения оксфордского яруса		Глины	$-0,25 \leqslant I_L \leqslant 0$	—	—	—	—	—	—	270	250	220	—	—
			$0 < I_L \leqslant 0,25$	—	—	—	—	—	—	240	220	190	150	—
			$0,25 < I_L \leqslant 0,5$	—	—	—	—	—	—	—	—	160	120	100

3.72 (7 прил. 2). Вследствие того, что расчетные значения характеристик грунта E, e, G и I_L, согласно п. 3.14 настоящей главы (п. 3.54 Рук.), принимаются равными нормативным, то для упрощения записей символы нормативных значений этих характеристик пишутся без верхнего индекса «н».

Рекомендации по разработке региональных таблиц прочностных и деформационных характеристик грунтов

3.73. Таблицы характеристик грунтов следует разрабатывать для наиболее характерных геолого-генетических комплексов пород данного региона на основе исследования корреляционных связей между прочностными и деформационными характеристиками, с одной стороны, и физическими — с другой.

3.74. При сборе материалов для проведения корреляционных исследований результаты комплексных определений свойств грунтов рекомендуется заносить в паспорт специальной формы.

3.75. Для исследования влияния на свойства грунтов их геологического происхождения (генезиса) в статистическую совокупность, предназначаемую для обработки, следует включать опытные данные, относящиеся к грунтам одного и того же происхождения. В последующем после исследования корреляционных связей следует рассмотреть возможность объединения двух или более статистических совокупностей в одну, если различие в корреляционных зависимостях для них не существенно.

3.76. В статистическую совокупность должны включаться опытные данные, полученные единым методом, а приборы и оборудование, использованные при испытании грунтов, должны давать равноценные результаты.

3.77. Таблицу нормативных значений модуля деформации следует разрабатывать на основе полевых испытаний грунтов штампом. При отсутствии достаточного числа указанных опытов допускается составлять таблицу по данным компрессионных испытаний, корректируя эти данные с помощью коэффициентов $m_к$ перехода от лабораторных значений модуля деформации к полевым.

3.78. Значения коэффициентов $m_к$ должны быть получены, как правило, на основе сопоставительных испытаний грунтов данного региона в полевых и лабораторных условиях. Для грунтов, перечисленных в п. 3.27, допускается использовать значения $m_к$, приведенные в табл. 3.1.

3.79. Для исключения действия большого числа факторов, влияющих на прочностные и деформационные свойства грунта, и упрощения корреляционных исследований рекомендуется переходить к более дробным статистическим совокупностям, составляя их по номенклатурным видам крупнообломочных, песчаных и глинистых грунтов.

3.80. Надежность результатов статистической обработки увеличивается с увеличением числа опытных данных, включаемых в статистическую совокупность. Минимальное число независимых измерений характеристики должно быть 50 для модуля деформации и 300— для c и φ.

3.81. Перед установлением корреляционных связей опытные данные должны быть проанализированы для исключения грубых ошибок.

Рекомендуется построение точечных графиков зависимости между прочностной и деформационной характеристикой и одной из физических характеристик, например коэффициентом пористости.

3.82. При исследовании корреляционных связей необходимо использовать следующие физические характеристики: коэффициент пористости e, влажность W, степень влажности G, степень неоднородности зернового состава крупнообломочных и песчаных грунтов U, показатель консистенции I_L и характеристики пластичности глинистых грунтов W_L, W_P, I_P, а в необходимых случаях также степень засоленности или заторфованности и т. п.

3.83. При составлении таблиц рекомендуется устанавливать множественные корреляционные связи, причем, как правило, оказывается достаточным исследовать связи прочностных и деформационных характеристик одновременно с двумя физическими характеристиками.

Допускается использовать парные корреляционные связи, установленные для фиксированных интервалов величин второй физической характеристики.

3.84. На основе корреляционных исследований должны быть выбраны физические характеристики, наиболее влияющие на прочностные и деформационные показатели грунтов (входы в таблицу), и уравнения взаимосвязи. Рекомендуется использовать для этих исследований ЭВМ.

3.85. Наиболее тесные связи прочностных и деформационных показателей Y (по опыту составления таблиц) получаются: для песчаных грунтов $Y=f(e)$ при одновременном учете номенклатурного вида песка; для глинистых водонасыщенных грунтов также в пределах одного номенклатурного вида $Y=f(e, I_L)$ и для глинистых грунтов с переменной степенью влажности $Y=f(e, G)$ или $Y=f(e, W)$.

3.86. При выборе вида уравнения взаимосвязи характеристик необходимо исследовать уравнения первого и второго порядка. Использование уравнений более высокого порядка не рекомендуется.

Коэффициенты уравнений взаимосвязи и средняя квадратичная ошибка определяются способом наименьших квадратов.

3.87. По уравнениям регрессии, полученным в результате корреляционного анализа, вычисляют нормативные значения прочностных характеристик c и φ и модуля деформации E для середин заранее установленных интервалов величин физических характеристик, выбранных в качестве входов в таблицу.

3.88. Для прочностных характеристик c и φ допускается составление таблицы путем обработки опытных данных, сгруппированных по интервалам физических характеристик (отдельные клетки таблицы).

При этом нормативные значения c и φ определяются или как средние арифметические величины совокупностей c и φ в данной клетке таблицы, или как параметры уравнения $\tau=p\,\mathrm{tg}\,\varphi+c$, получаемые способом наименьших квадратов для всей совокупности τ_i в рассматриваемой клетке [п. 3.52 (5 прил. 1)].

3.89. Расчетные значения c и φ в случае использования уравнений регрессии (п. 3.87) следует устанавливать как нижнюю до-

верительную границу уравнения при различных значениях физических характеристик (принимаются значения, соответствующие серединам интервалов физических характеристик).

3.90. При составлении таблицы путем группировки опытных данных по клеткам (п. 3.88) расчетные значения c и φ вычисляются по формуле (3.12) (12) или (3.14). При этом показатель точности оценки среднего значения характеристики ρ и ее среднее квадратичное отклонение σ вычисляются по указаниям пп. 3.91 и 3.92.

3.91. В случае обработки непосредственно совокупности частных значений c и φ в клетке таблицы ρ и σ вычисляются по формулам (3.16) (8 прил. 1) и (3.21) (13 прил. 1), т. е. аналогично вычислениям для R_c и γ.

3.92. При обработке способом наименьших квадратов совокупности значений τ_i в клетке таблицы величины ρ и σ для c и φ вычисляются по формулам (3.15) (7 прил. 1), (3.18) (10 прил. 1) и (3.19) (11 прил. 1).

3.93. Расчетные значения прочностных характеристик грунтов c и φ в таблице устанавливают для двух предельных состояний (расчет оснований по несущей способности и по деформациям). Доверительную вероятность α расчетных значений принимают $\alpha=0{,}85$ для расчетов по деформациям и $\alpha=0{,}95$ для расчетов по несущей способности [п. 3.58 (3.15)].

3.94. Нормативные и расчетные значения c, кгс/см^2, округляют в таблице до двух десятичных знаков, а φ — до 1°.

Нормативные значения модуля деформации E округляют: до 10 кгс/см^2 при $E \geqslant 100$ кгс/см^2; до 5 кгс/см^2 при $20 \leqslant E < 100$ кгс/см^2 и до 1 кгс/см^2 при $E < 20$ кгс/см^2.

3.95. Вместо приведения в таблицах расчетных значений прочностных характеристик c и φ допускается устанавливать для каждой региональной таблицы среднее значение коэффициента безопасности $k_г$ [п. 3.55 (6 прил. 1)] отдельно для c и φ. Тогда расчетные значения c и φ следует определять путем деления их нормативных значений, взятых из таблицы, на величину $k_г$.

3.96. Для установления нормативных и расчетных значений c, φ и E по таблицам используются нормативные значения физических характеристик, вычисленные для каждого выделенного на площадке инженерно-геологического элемента.

Для получения достоверных нормативных значений физических характеристик каждая региональная таблица должна сопровождаться указанием о необходимом числе определений физических характеристик — входов в таблицу.

3.97. Число определений физических характеристик, необходимое для пользования таблицами, рекомендуется назначать на основе анализа природной изменчивости этих характеристик в данном регионе, пользуясь формулой (3.23).

Определение характеристик грунта с учетом возможного изменения его влажности в процессе строительства и эксплуатации

3.98. Характеристики грунтов, необходимые для проектирования оснований (модуль деформации E, удельное сцепление c и угол внутреннего трения φ), определяют, как правило, для того состояния грунта, в котором он находится в природном залегании.

При проектировании оснований, сложенных не полностью водонасыщенными ($G<0{,}8$) глинистыми грунтами и пылеватыми песками, следует учитывать возможность снижения их прочностных и деформационных характеристик вследствие повышения влажности грунтов в процессе строительства и эксплуатации сооружения.

3.99. Повышение влажности грунтов может происходить в результате:

а) подъема уровня грунтовых вод, прогнозируемого согласно указаниям пп. 3.105—3.116 (3.17—3.22);

б) накопления влаги за счет нарушения природных условий ее испарения вследствие застройки и асфальтирования территории.

3.100. Характеристики c, φ и E для грунтов, расположенных ниже прогнозируемого уровня грунтовых вод, должны устанавливаться путем испытаний грунтов в условиях полного водонасыщения.

3.101. Повышение влажности грунтов вследствие застройки и асфальтирования территории следует учитывать для всех видов зданий и сооружений. При этом прогноз изменения влажности необходимо давать на основе специальных расчетов или опытных данных по измерению влажности грунтов данного района под уже застроенной территорией.

Характеристики c, φ и E в этом случае следует определять при прогнозируемой влажности. При отсутствии указанных данных допускается принимать c, φ и E по результатам испытания грунта в состоянии природной влажности, если последняя больше влажности на границе раскатывания, или при влажности на границе раскатывания, если $W \leqslant W_P$.

3.102. Для определения прочностных характеристик грунтов c и φ в соответствии с рекомендациями пп. 3.100 и 3.101 образцы грунтов предварительно насыщаются водой до значений влажности, указанных в пп. 3.100 и 3.101.

При определении модуля деформации в полевых условиях допускается проводить испытание грунта при природной влажности с последующей корректировкой полученного значения модуля деформации на основе компрессионных испытаний. Для этого проводятся параллельные компрессионные испытания грунта природной влажности и грунта, предварительно водонасыщенного до требуемого значения влажности. Полученный в лабораторных опытах коэффициент снижения модуля деформации грунта при его дополнительном водонасыщении используется для корректировки полевых данных.

3.103. При определении характеристик просадочных, набухающих и засоленных грунтов следует учитывать дополнительные рекомендации, изложенные в разделах 4, 5 и 9 настоящего Руководства.

ГРУНТОВЫЕ ВОДЫ

3.104. Положение уровня грунтовых вод и возможность его изменения в период строительства и эксплуатации возводимых зданий и сооружений влияют на выбор: типа фундаментов, их размеров, глубины заложения, водозащитных мероприятий и пр.

При повышении уровня грунтовых вод могут изменяться деформационные и прочностные свойства глинистых грунтов основания, возникать просадка или набухание грунта, увеличиваться степень морозной пучинистости и пр.

При понижении уровня грунтовых вод могут возникать дополнительные осадки как глинистых, так и песчаных грунтов.

Прогнозирование изменения уровня грунтовых вод следует выполнять согласно указаниям пп. 3.105—3.113 (3.17—3.20), а оценку изменения гидрогеологических условий на свойства грунта — по пп. 3.98—3.103.

3.105(3.17). При проектировании оснований должны учитываться как сезонные и многолетние колебания уровня грунтовых вод (и верховодки), так и возможность формирования нового повышенного или пониженного среднего уровня.

При этом следует учитывать возможность образования нового техногенного горизонта, т. е. горизонта, сформировавшегося в результате строительства и эксплуатации предприятий, зданий и сооружений.

3.106. Техногенное повышение уровня грунтовых вод или образование техногенного водоносного горизонта (в том числе и верховодки) определяется действием факторов подтопления:

активных — непосредственно вызывающих подтопление (например, инфильтрации утечек или поверхностных вод);

пассивных — не вызывающих подтопления непосредственно, но способствующих его возникновению и развитию (например, нарушение поверхностного стока, гидрогеологические условия и т. п.).

Классификация факторов подтопления и характер их действия приведены на рис. 3.5.

Основными факторами подтопления являются: *при строительстве* — изменение условий поверхностного стока при вертикальной планировке, засыпке естественных дрен, производстве земляных работ, длительный разрыв между выполнением земляных работ нулевого цикла и строительными работами (закладкой фундаментов, прокладкой коммуникаций и т. п.); при *эксплуатации* — инфильтрация утечек производственных вод, уменьшение испарения под зданиями и покрытиями, полив зеленых насаждений и т. п.

3.107. *Неподтопляемыми территориями* являются такие, на которых вследствие благоприятных природных условий (наличия естественного дренирования, наличия хорошо проницаемых грунтов большой мощности и глубокого залегания водоупора и т. п.) или при ограниченном количестве потребляемой предприятием воды за-

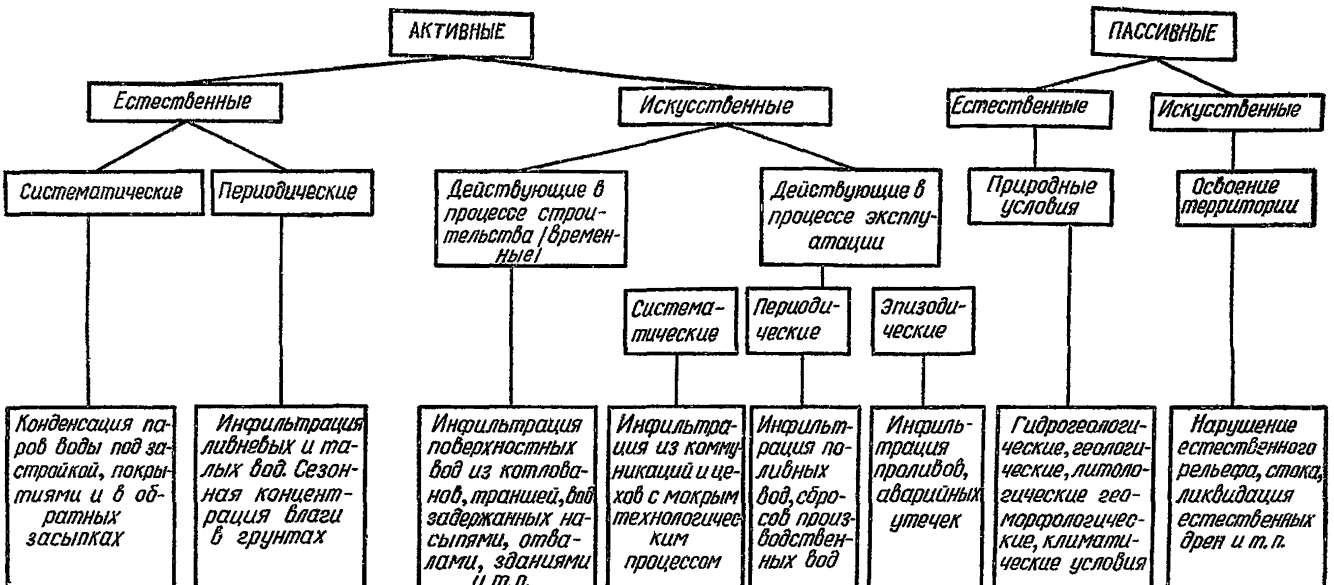


Рис. 3.5. Классификация факторов подтопления застраиваемых территорий

метного увлажнения грунтов оснований и повышения уровня грунтовых вод не происходит или оно не отражается на нормальных условиях эксплуатации заглубленных конструкций зданий и сооружений.

Неподтопляемыми также следует считать территории, на которых возникает кратковременное повышение уровня грунтовых вод или образуется временная верховодка (например, при повышенном количестве атмосферных осадков).

На неподтопляемых территориях расходные статьи водного баланса преобладают над приходными.

Подтопляемыми территориями являются такие застроенные или застраиваемые территории, в пределах которых происходит постоянное и направленное изменение водного режима в сторону накопления подземных вод и нарушения условий, необходимых для нормальной эксплуатации заглубленных строительных конструкций и помещений.

На подтопляемых территориях приходные статьи водного баланса преобладают над расходными.

3.108(3.18). Возможные изменения уровня грунтовых вод следует прогнозировать в зависимости от геологических и гидрогеологических условий строительной площадки, характера возводимых зданий и сооружений и наличия в них мокрого технологического процесса, а также технических мероприятий, осуществляемых в процессе строительства и эксплуатации (отрывка котлованов, планировка территорий, устройство и эксплуатация дренажных, водопроводных, канализационных, теплофикационных сетей и т. п.).

3.109(3.19). При прогнозировании изменения уровня грунтовых вод следует учитывать наибольшую вероятность:

а) значительного его повышения:

там, где возводятся здания и сооружения с мокрым технологическим процессом;

если в районе застройки или вблизи него устраиваются водоподпорные сооружения;

когда строительная площадка сложена маловодопроницаемыми глинистыми грунтами, а также пылеватыми песками, вне зависимости от глубины залегания водоупора;

б) его понижения:

там, где на застраиваемой или соседней территории устраиваются мелиоративные осушительные сооружения (каналы, дренажные устройства и пр.) или выполняются подземные выработки (тоннели, метро, горные подработки и др.).

3.110. При прогнозировании изменения уровня грунтовых вод в связи с выбором безопасного для зданий и сооружений его положения следует на основе анализа материалов изысканий выявлять режимообразующие факторы или их комплексы, вызывающие повышение уровня или его понижение. При этом в первом случае выделяется тип искусственного режима грунтовых вод — подпитывающий (инфильтрационно-термический), во втором — водоотборный.

В обоих случаях — при питании и водоотборе — выделяются виды режима по характеру распространения (распределения по территории застройки) действия факторов по площади: равномерное, неравномерное, сплошное или несплошное, линейное, локальное и т. д.

Для каждого из этих видов режима выделяются подвиды в зависимости от действия факторов во времени — систематический, периодический и эпизодический.

При прогнозировании уровня грунтовых вод следует учитывать, что повышение его может происходить как на площадках, застроенных предприятиями с «мокрым» технологическим процессом, так и на площадках с «сухим» технологическим процессом.

При «мокром» технологическом процессе основными источниками подтопления являются искусственные, при «сухом»— главным образом естественные источники.

В связи с этим следует различать группы предприятий по количеству потребляемой ими воды, от которого зависит объем возможных ее утечек. Классификация промышленных предприятий по удельному расходу (потреблению) воды в м³/сут на 1 га занимаемой предприятием площади приведена в табл. 3.15.

3.111. Потенциальная подтопляемость территорий в значительной степени зависит от природных условий ее, в связи с чем следует различать 6 типовых схем природных условий территорий (табл. 3.16), в основе которых лежат типовые литологические разрезы, в различной степени подверженные подтоплению, и учитываются гидрологические зоны увлажнения, определяемые согласно «Руководству по определению расчетных гидрологических характеристик» (Ленинград, Гидрометеоиздат, 1973).

Наиболее подтопляемыми являются территории, сложенные слабопроницаемыми, фильтрационно-анизотропными, просадочными грунтами, застроенные предприятиями, потребляющими большое количество воды в технологическом процессе. Скорость повышения уровня грунтовых вод на таких территориях может достигать 0,5—1 м в год.

Таблица 3.15

Классификационная группа предприятия	Удельный расход воды, м³/сут на 1 га	Вероятная отрасль промышленности
А	15 000—80 000 и более	Целлюлозно-бумажная, энергетическая, частично металлургическая
Б	15 000—5000	Химическая, нефтехимическая, металлургическая, горно-обогатительные фабрики и комбинаты
В	5000—500	Машиностроительная, станкостроительная, трубопрокатные заводы, частично пищевая
Г	500—50	Текстильная, легкая, стройматериалов, пищевая и др.
Д	<50	Элеваторы, мукомольные заводы, хлебоприемные пункты, мелькомбинаты и т. п.

Таблица 3.16

№ схемы природных условий	Типовые литологические разрезы	Мощность слоя, м	Глубина залегания грунтовых вод, м	Гидрологические зоны увлажнения и их географическая приуроченность
1	**Слой 1** — лёссовидные суглинки и супеси просадочные **Слой 2** (водоупор) — глины, песчаники, аргиллиты, известняки и др.	До 15	10—15	Зона переменного увлажнения (Среднерусская возвышенность, Уфимское плато, долина р. Дон, Украина, Степной Крым, Азово-Черноморская полоса, Западная Сибирь)
2	**Слой 1** — супеси, суглинки, пески флювиогляциальные **Слой 2** (водоупор относительный) — глины и суглинки моренные	До 15	До 10	Зона избыточного увлажнения (центральные и северо-западные районы европейской части СССР, Белорусская ССР)
3	**Слой 1** — суглинки, супеси, пески пылеватые, мелкие, крупные, галечники **Слой 2** (водоупор) — коренные породы различного возраста	До 10	5—10	Зона переменного увлажнения (центральные районы европейской части СССР, западный и восточный склоны Урала, Восточная Сибирь)
4	**Слой 1** — суглинки или супеси покровные малой мощности **Слой 2** (водоупор) — глины набухающие	1—3	Более 15	Зона недостаточного и частично переменного увлажнения (Среднее и Нижнее Поволжье, Приволжская низменность, Северный Кавказ)
5	**Слой 1** — суглинки и супеси просадочные и засоленные (гипс) **Слой 2** (водоупор относительный) — щебень, дресва с глинистым и песчаным заполнителем	До 15	15—20	Зона недостаточного увлажнения (Узбекская ССР)
6	**Слой 1** — суглинки лёссовидные просадочные (слоем большой мощности)	Более 15	30—50	Зона недостаточного увлажнения (Таджикская ССР)

Наименее подтопляемыми являются территории с глубоким залеганием грунтовых вод, сложенные различными грунтами и застроенные предприятиями с «сухим» технологическим процессом, со скоростью подъема $\leqslant 0{,}1$ м в год.

В зависимости от сочетания схемы природных условий с группой предприятий по количеству потребляемой воды все территории промышленных предприятий разделяются на 4 группы по степени их потенциальной подтопляемости (классификацию территорий см. в табл. 3.17).

Наибольшую вероятность значительного повышения уровня грунтовых вод или образование нового техногенного водоносного горизонта следует ожидать и учитывать при проектировании на территориях I и II типов потенциальной подтопляемости, например, на территории с близким залеганием водоупора, сложенной просадочными грунтами, при отсутствии естественных дрен и с проектируемой застройкой предприятиями химической, металлургической или энергетической промышленности (ТЭЦ), потребляющими большие количества воды. Понижение уровня грунтовых вод можно ожидать на территориях, дренируемых со специальной целью его понижения, а также при наличии вблизи водозаборных скважин (при отсутствии активных факторов подтопления, которые могут вызвать локальное замачивание грунтов основания).

Таблица 3.17

Тип территорий по потенциальной подтопляемости	Схема природных условий по табл. 3.16	Группа предприятий по количеству потребляемой воды на 1 га, м³/сут. (по табл. 3.15)
I	1	А, Б, В
	2	А, Б
	3	А, Б
II	1	Г, А
	2	В
	4	А, Б
	5	А, Б
III	1	$Д_3$
	2	Г, $Д_1$, $Д_2$, $Д_3$
	3	В, Г, $Д_1$, $Д_2$, $Д_3$
	4	В, Г, $Д_1$
	5	В
	6	А, Б
IV	4	$Д_2$, $Д_3$
	5	Г, $Д_1$, $Д_2$, $Д_3$
	6	В, Г, $Д_1$, $Д_2$, $Д_3$

Примечание. В табл. 3.17 для предприятий с малыми расходами воды (группа Д) учтена относительная площадь распространения грунтов с нарушенной структурой, обладающих более высокой фильтрационной способностью (относительная площадь планировочной подсыпки), и выделены подгруппы $Д_1$ — территории с относительной площадью подсыпки от 25 до 50%; $Д_2$ — от 10 до 25%; $Д_3$ — от 0 до 10%.

3.112(3.20). Расчетное положение уровня грунтовых вод и возможность изменения влажности грунтов в процессе строительства и эксплуатации построенных зданий и сооружений следует принимать по результатам инженерно-геологических изысканий и прогнозов, выполняемых на основе специальных расчетов.

3.113. Прогнозирование подтопления выполняется изыскательской организацией в две стадии. Вначале выполняется предварительный, качественный прогноз, затем — количественный.

Качественный прогноз заключается в определении типа потенциальной подтопляемости территории (табл. 3.17) на основе сравнения природных условий территории (табл. 3.16), а также характеристики проектируемого предприятия по количеству потребляемой им воды (табл. 3.15).

Установление типа потенциальной подтопляемости территории должно определить минимум требований в задании на последующий этап изысканий, необходимых для выполнения количественного прогноза подтопления.

Для территории IV типа потенциальной подтопляемости (табл. 3.17) количественный прогноз, как правило, не выполняется.

Количественный прогноз подтопления отдельных зданий и сооружений с установлением возможного уровня грунтовых вод выполняется на основе специальных расчетов, а в сложных геологических условиях с применением моделирования на ЭВМ и аналоговых устройствах. Прогнозом устанавливается расчетная зависимость положения уровня грунтовых вод на различные моменты времени. Для неподтопляемых территорий уровень грунтовых вод принимается постоянным и учитываются лишь его сезонные колебания.

Количественное прогнозирование выполняется в соответствии с «Рекомендациями по прогнозу подтопления промышленных площадок грунтовыми водами» (ВОДГЕО, ПНИИИС, 1976).

Примеры прогнозирования подтопляемости территории проектируемого предприятия.

Пример 1. Проектируется предприятие химической промышленности на площадке, сложенной просадочными суглинками мощностью 10 м, подстилаемыми юрскими глинами. Тип грунтовых условий по просадочности.— I. Грунтовые воды, по данным изысканий, находятся на глубине 11 м. Площадка находится в зоне переменного увлажнения. Природные условия территории по табл. 3.16 относятся к схеме № 1.

Согласно заданию на проектирование (или техническому проекту), количество потребляемой предприятием воды составляет 10 000 м³/сут на 1 га площади, которую будет занимать предприятие. В соответствии с табл. 3.15, по количеству потребляемой воды предприятие относится к группе Б.

По табл. 3.17 находим, что предприятие группы Б в природных условиях, соответствующих схеме № 1 (по табл. 3.16), относится к типу I территории по степени потенциальной подтопляемости, для которого вероятность подтопления значительная.

В связи с этим в задании на изыскания должны быть изложены требования к выполнению работ по количественному прогнозу подтопления территории.

Пример 2. Проектируется строительство элеватора в Средней Азии. По данным изысканий, на стадии выбора площадки природные условия соответствуют схеме № 6 (табл. 3.16). По количеству потребляемой воды на 1 га (менее 50 м³/сут на 1 га) элеватор относится к группе Д (табл. 3.15).

По табл. 3.17 определяем, что сочетание схемы природных условий с предприятием группы Д соответствует IV типу территории по степени ее потенциальной подтопляемости, т. е. возможность подтопления ее минимальна и для ее предупреждения достаточно ограничиться минимумом водозащитных мероприятий (планировка территории и отвод поверхностных вод от здания).

Выполнения количественного прогноза в этом случае не требуется.

3.114(3.21). При проектировании оснований зданий и сооружений с мокрым технологическим процессом должны предусматриваться мероприятия, не допускающие попадания в грунты основания производственных вод и подтопления территории, особенно в случае наличия отходов химического производства, вызывающих набухание грунта или коррозионное воздействие на материал фундаментов. Для своевременного выявления и предупреждения утечек производственных вод в проектах должно быть предусмотрено устройство постоянно действующих наблюдательных скважин.

3.115(3.22). Если существующий или прогнозируемый уровень грунтовых вод не исключает возможности подтопления фундаментов или заглубленных помещений, необходимо при проектировании последних предусматривать мероприятия, исключающие или уменьшающие неблагоприятные последствия этого подтопления на работу оснований и фундаментов, а также эксплуатацию проектируемых зданий и сооружений (устройство постоянно действующего водопонижения, гидроизоляции фундаментов и полов подвалов, специальных проемов в подземных конструкциях, снижающих подпор грунтовых или поверхностных вод, и пр.).

3.116. Выбор и разработку мероприятий по защите территории от подтопления, а также мероприятий, исключающих или уменьшающих неблагоприятное влияние возможного подтопления на свойства грунтов, работу оснований и фундаментов и на эксплуатацию проектируемого здания и сооружения следует выполнять на основе технико-экономической оценки этих мероприятий.

При выборе мероприятий для различных условий подтопления допускается пользоваться «Рекомендациями по проектированию защитных сооружений от подтопления промплощадок грунтовыми водами» (ВОДГЕО, 1977).

Наблюдательные скважины рекомендуется располагать по сетке, охватывающей всю потенциально подтопляемую территорию проектируемого предприятия.

При этом необходимо учесть, что при проектировании предприятий с агрессивными стоками следует предусматривать скважины внутри крупных зданий и сооружений, а также на участках накопителей, гидрозолоотвалов и т. п., в целях определения влияния фильтрующихся растворов на химический состав и агрессивность грунтовых вод.

3.117(3.23). В случаях, когда грунтовые или поверхностные воды, в том числе производственные, обладают агрессивностью по отношению к материалу фундаментов, следует предусматривать, согласно указаниям соответствующих нормативных документов, антикоррозионные мероприятия, не допускающие разрушения материала фундаментов.

3.118. При наличии грунтовых или поверхностных вод, агрессивных по отношению к материалу фундаментов или других заглубленных конструкций, антикоррозионные мероприятия применяются в зависимости от вида коррозии и условий эксплуатации зданий и сооружений по указаниям главы СНиП II-28-73 по защите строительных конструкций и сооружений от коррозии.

Следует иметь в виду, что агрессивные грунтовые воды, обогащенные химически активными компонентами инфильтрующихся

производственных стоков, оказывают неблагоприятное воздействие и на грунты оснований, вызывая их коррозию, растворение и вынос солей, а в некоторых случаях — набухание грунтов. Вследствие этого в необходимых случаях должны применяться мероприятия, не допускающие инфильтрацию агрессивных стоков в грунты оснований, особенно щелочных и кислотных, например антикоррозионную гидроизоляцию фундаментов, отвод агрессивных вод в промышленную канализацию, устройство специальных экранов или дренажей под зданиями и коммуникациями с агрессивными стоками. Выбор и применение мероприятий должны быть технико-экономически обоснованы.

3.119(3.24). Если грунты, окружающие фундамент, подвергаются воздействию поверхностных вод со скоростями, при которых возможно размывание грунтов, а также в случаях, когда в основаниях, сложенных песчаными грунтами или супесями, грунтовые воды движутся со скоростями, способными вымывать частицы грунта или растворять соли, должны приниматься надлежащие меры защиты основания (дренаж, шпунт и т. д.).

3.120(3.25). При проектировании оснований фундаментов или других подземных частей зданий и сооружений, закладываемых ниже напорного горизонта грунтовых вод, должны предусматриваться мероприятия, предупреждающие прорыв и связанное с ним взрыхление, размыв или другие повреждения восходящими токами воды слоев грунта, залегающих в основании.

3.121(3.26). Проверка возможности прорыва напорными водами вышележащего слоя грунта, если в основании проектируемого сооружения залегают водоупорные слои глины, суглинка или ила, подстилаемые слоем грунта с напорными водами, производится исходя из условия

$$\gamma_W H_0 \leqslant \gamma_1 h_0, \qquad (3.24)\ (13)$$

где γ_W — удельный вес воды;

H_0 — высота напора воды, отсчитываемая от подошвы проверяемого водоупорного слоя до максимального уровня грунтовых вод;

γ_1 — расчетное значение объемного веса грунта проверяемого слоя;

h_0 — расстояние от дна котлована или верха пола подвала до подошвы проверяемого слоя грунта.

Если это условие не удовлетворяется, необходимо предусматривать в проекте искусственное понижение напора водоносного слоя (откачка или устройство самоизливающихся скважин). Искусственное снижение напора грунтовых вод должно быть предусмотрено на срок, пока фундамент не приобретет достаточную прочность, обеспечивающую восприятие нагрузки от напора грунтовых вод, но не ранее окончания работ по обратной засыпке грунта в пазухи котлована.

3.122. При заглублении фундаментов ниже пьезометрического уровня грунтовых вод следует учитывать, что возможны два случая:

заглубление в грунт, подстилаемый водоносным слоем с напорными водами, когда возможен прорыв грунтов основания, подъем полов и т. п.; в этом случае следует предусматривать мероприятия, снижающие напор (например, откачку воды из скважины), или увеличивать пригрузку на залегающий в основании грунт;

заглубление в грунт водоносного слоя — когда возможны размыв, разрыхление грунтов, коррозия и другие повреждения фундаментов; в этом случае кроме снижения напора может предусматриваться также закрепление грунтов.

3.123. При ожидаемом понижении уровня грунтовых вод следует учитывать возникновение дополнительной осадки фундамента.

Она происходит вследствие того, что из-за снятия взвешивающего действия воды в зоне между прежним и новым уровнем грунтовой воды природное давление на все нижележащие слои грунта возрастает на величину Δp, определяемую в зависимости от высоты капиллярного понятия $h_к$, глубины расположения уровня грунтовых вод до его понижения $h_в$, величины снижения уровня грунтовых вод $\Delta h_в$ и объемных весов грунтов, расположенных ниже уровня грунтовых вод $\gamma_{взв}$, в зоне капиллярного поднятия γ_1 и выше этой зоны — γ_2.

Для случая, когда $h_к = h_в + \Delta h_в - h_2$, величина Δp находится по формуле

$$\Delta p = \gamma_1 (h_к - h_в) + \gamma_2 h_2 - \gamma_{взв} \Delta h_в, \qquad (3.25)$$

где h_2 — толщина слоя грунта над зоной капиллярного поднятия воды, образовавшейся после снижения уровня грунтовых вод.

Для случая, когда $h_к \leqslant \Delta h_в$,

$$\Delta p = (\gamma_2 - \gamma_{взв}) \Delta h_в = \frac{1}{1 + e_2} (\gamma_s W_2 + \gamma_W) \Delta h_в =$$

$$= \frac{1}{1 + e_2} (1 + G_2 e_2) \gamma_W \Delta h_в, \qquad (3.26)$$

где e_2, W_2 и G_2 — коэффициент пористости, влажность и степень влажности в слое грунта выше зоны капиллярного поднятия воды.

Для случая, когда $h_к \geqslant h_в + \Delta h_в$,

$$\Delta p = (\gamma_1 - \gamma_{взв}) \Delta h_в = \frac{1}{1 + e_1} (\gamma_s W_1 + \gamma_W) \Delta h_в =$$

$$= \frac{1}{1 + e_1} (1 + G_1 e_1) \gamma_W \Delta h_в, \qquad (3.27)$$

где e_1, W_1 и G_1 — коэффициент пористости, влажность и степень влажности грунта в зоне капиллярного поднятия воды.

При $G_1 = 1$

$$\Delta p = \gamma_W \Delta h_в.$$

Дополнительную осадку ΔS от снижения уровня грунтовых вод допускается определять по формуле

$$\Delta S = \frac{\Delta p H}{E}, \qquad (3.28)$$

где E — модуль деформации грунта в пределах сжимаемой толщи H.

Величина сжимаемой толщи H определяется из условия $\Delta p = 0{,}2\, p_{бz'}$, т. е. она равна глубине, на которой $p_{бz'} = 5\Delta p$.

Природное давление грунта $p_{бz}$ на глубине z' находится в зависимости от объемных весов грунта в отдельных его слоях ($\gamma_{взв}$, γ_1 и γ_2) после понижения уровня грунтовых вод.

Пример определения дополнительной осадки ΔS, вызванной снижением уровня грунтовой воды

Грунты, однородные по глубине, представлены песком мелким с характеристиками: $e=0{,}7$; $\gamma_s=2{,}7$ тс/м³ и $E=300$ кгс/см². Высота капиллярного поднятия воды $h_к=0{,}7$ м. Уровень грунтовой воды расположен на глубине $h_в=1$ м. После его снижения на $\Delta h_в=3$ м он будет находиться на глубине $h_в+\Delta h_в=1+3=4$ м.

Грунт, расположенный ниже уровня грунтовой воды, имеет $\gamma_{взв}=1$ тс/м³; грунт в зоне капиллярного поднятия воды толщиной $h_1=0{,}7$ м—$\gamma_1=2$ тс/м³, $G_1=1$ и $W_1=0{,}26$; в слое $h_2=3{,}3$ м, расположенном выше зоны капиллярного поднятия, — $\gamma_2=1{,}7$ тс/м³, $G_2=0{,}27$ и $W_2=0{,}07$.

В рассматриваемом случае имеем $h_к<\Delta h_в$, поэтому величина Δp должна определяться по формуле (3.26).

Используя значения γ_2, $\gamma_{взв}$ и $\Delta h_в$, находим

$$\Delta p=(1{,}7-1)\,3=2{,}1 \text{ тс/м}^2.$$

Глубину сжимаемой толщи грунта H определяем из равенства суммы значений $p_{бz}$ для каждого слоя грунта с различными значениями γ_i величине $5\Delta p$:

$$\gamma_2 h_2+\gamma_1 h_1+\gamma_{взв}(H-h_2-h_1)=1{,}7\cdot 3{,}3+$$
$$+2\cdot 0{,}7+1\,(H-4)=5\cdot 2{,}1=10{,}5.$$

Величина H будет равна $H=10{,}5-3=7{,}5$ м и величина

$$\Delta S=\frac{2{,}1\cdot 7{,}5}{3000}=0{,}005 \text{ м}=0{,}5 \text{ см}.$$

3.124. При проектировании оснований и методов производства работ следует учитывать, что возможно появление больших осадок, если применяется открытый водоотлив, вызывающий вынос частиц грунта из-под фундаментов, особенно если верхняя часть основания сложена песками.

Следует также учитывать, что если под верхними слоями грунта лежит песчаный грунт, то понижение уровня грунтовых вод в котловане открытым водоотливом или методами глубинного водопонижения может распространяться на большие расстояния, измеряемые десятками метров. Вследствие этого возможно появление осадок соседних, уже существующих зданий и сооружений.

Для уменьшения вредных последствий открытого водоотлива или глубинного водопонижения в проектах оснований и производства работ должны предусматриваться соответствующие мероприятия.

ГЛУБИНА ЗАЛОЖЕНИЯ ФУНДАМЕНТОВ

3.125. Глубина заложения фундаментов является одним из основных факторов, обеспечивающих необходимую несущую способность основания и величину деформации, не превышающую предельно допустимую по условиям нормальной эксплуатации проектируемого здания или сооружения и находящегося в них оборудования.

Выбор рациональной глубины заложения фундаментов, зависящей от условий, перечисленных в п. 3.126 (3.27), рекомендуется выполнять на основе технико-экономического сравнения различных вариантов фундаментов.

3.126 (3.27). Глубина заложения фундаментов должна определяться с учетом:

назначения, а также конструктивных особенностей зданий и сооружений (например, наличия подвалов, подземных коммуникаций, фундаментов под оборудование и т. д.);

величины и характера нагрузок и воздействий, действующих на основание;

глубины заложения фундаментов примыкающих зданий и сооружений, а также оборудования;

существующего и проектируемого рельефа застраиваемой территории;

геологических условий площадки строительства (строительных свойств грунтов, характера напластований отдельных видов грунтов, наличия слоев, склонных к скольжению, наличия пустот, образовавшихся вследствие выветривания, растворения солей, и пр.);

гидрогеологических условий (уровней грунтовых вод и верховодки, а также возможных их изменений в процессе строительства и эксплуатации здания и сооружения, агрессивности грунтовых вод и т. д.);

величины размыва грунта у опор сооружений, возводимых в руслах рек (опор мостов, переходов трубопроводов и т. п.);

глубины сезонного промерзания и оттаивания грунтов.

3.127. Глубина заложения фундаментов исчисляется от поверхности планировки или пола подвала до подошвы фундамента, т. е. нижней его поверхности, опирающейся на несущий слой грунта и передающей на него нагрузку. *При наличии бетонной подготовки* под фундаментом глубина заложения принимается, как правило, до ее низа.

Минимальную глубину заложения фундаментов во всех грунтах, кроме скальных, рекомендуется принимать не менее 0,5 м, считая от поверхности наружной планировки.

3.128. При выборе глубины заложения фундаментов под большие нагрузки следует учитывать, что такие фундаменты в целях уменьшения их размеров рационально основывать на малосжимаемых грунтах.

При однородных грунтах увеличение глубины заложения фундаментов для уменьшения площади их подошвы должно быть технико-экономически обосновано.

3.129. Разность отметок заложения рядом расположенных фундаментов (рис. 3.6) не должна превышать величину Δh, определяемую по формуле

$$\Delta h \leqslant a \operatorname{tg} \psi, \tag{3.29}$$

где a — расстояние между фундаментами в свету;

$\operatorname{tg} \psi$ — тангенс угла сдвига:

$$\operatorname{tg} \psi = \operatorname{tg} \varphi_I + \frac{c_I}{p}, \tag{3.30}$$

φ_I и c_I — соответственно расчетные значения угла внутреннего трения и удельного сцепления грунта, определяемые согласно требованиям пп. 3.43—3.49 (3.13—3.15);

p — среднее давление на грунты под подошвой вышерасположенного фундамента от нагрузок для расчета по несущей способности.

Условие (3.29) распространяется и на случай определения допустимой разности отметок заложения фундаментов здания и рядом расположенных каналов, тоннелей и пр.

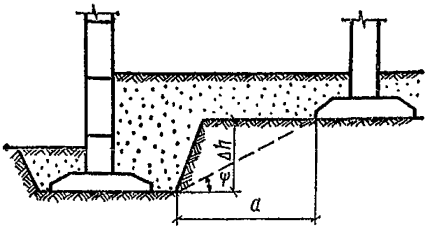


Рис. 3.6. Схема заложения соседних фундаментов на различной глубине

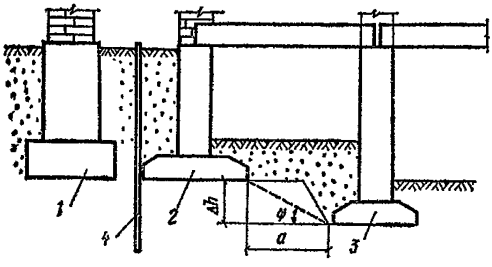


Рис. 3.7. Схема защиты существующего здания от дополнительных осадок при воздействии рядом нового здания с большей глубиной заложения фундаментов

1 — фундамент существующего здания; *2* — фундамент нового здания; *3* — фундамент с большой глубиной заложения; *4* — шпунтовая стенка

Фундаменты проектируемого здания, непосредственно примыкающие к фундаментам существующего, рекомендуется принимать на одной отметке. Переход на бóльшую глубину заложения следует выполнять лишь на расстоянии, определяемом по формуле (3.29).

Если условие (3.29) не выполняется, следует предусмотреть устройство шпунтовой стенки или другого жесткого ограждения (рис. 3.7).

3.130. При выборе глубины заложения фундаментов по инженерно-геологическим и гидрогеологическим условиям рекомендуется:

а) выбирать несущий слой грунта основания в зависимости от напластования грунтов, их физико-механических характеристик, способа производства работ, предельно допустимых деформаций основания и его несущей способности;

б) предусматривать заглубление фундамента в несущий слой грунта на 10—50 см;

в) не оставлять под подошвой фундамента слой грунта малой толщины, если строительные свойства грунта этого слоя значительно хуже свойств подстилающего слоя;

г) закладывать фундаменты выше уровня грунтовых вод для исключения необходимости применения водоотлива и сохранения естественной структуры грунта при производстве работ;

д) при заложении фундаментов ниже уровня грунтовых вод (с учетом его колебания) предусматривать методы производства работ, сохраняющие структуру грунта;

е) если глубина заложения по условиям несущей способности и деформируемости грунтов основания оказывается чрезмерно большой — предусматривать специальные мероприятия по подготовке оснований [п. 3.336 (3.85)] или переходить на свайные фундаменты.

3.131 (3.28). Глубина заложения фундаментов должна быть достаточной для надежной работы основания из условия его расчета по предельным состояниям и исключения возможности промерзания пучинистого грунта под подошвой фундамента.

3.132. При проектировании следует учитывать, что одним из основных факторов, определяющих отметку заложения фундаментов,

является глубина сезонного промерзания пучинистых грунтов, которые при промораживании увеличиваются в объеме, а после оттаивания дают значительные осадки. Деформации основания при морозном пучении и последующем оттаивании, как правило, неравномерные вследствие естественной неоднородности грунта, в том числе степени его пучинистости, и различия температурных условий, в которых могут находиться грунты под отдельными фундаментами.

3.133. К пучинистым грунтам относятся пески мелкие и пылеватые, а также глинистые и крупнообломочные грунты с глинистым заполнителем, расположенные вблизи уровня грунтовых вод.

Промерзание водонасыщенного пучинистого грунта сопровождается образованием в нем мерзлых прослоек, толщина которых увеличивается по мере миграции воды из слоев грунта, расположенных ниже уровня грунтовых вод. Последующее таяние промерзшего пучинистого грунта делает его переувлажненным и размягченным.

Степень пучинистости этих грунтов зависит как от вида и состояния этих грунтов, так и от близости расположения к ним уровня грунтовых вод и определяется согласно указаниям пп. 3.319—3.321 (2—4 прил. 6).

3.134. При назначении глубины заложения фундаментов по условию исключения возможности промерзания пучинистых грунтов под подошвой фундамента имеется в виду ежегодное промерзание в процессе эксплуатации зданий и сооружений. Исключение промерзания грунта в период строительства обеспечивается не глубиной заложения фундамента, а теплозащитными мероприятиями.

3.135 (3.29). Исключение возможности промерзания пучинистого грунта под подошвой фундаментов обеспечивается:

в период эксплуатации — соответствующей глубиной их заложения, установленной согласно требованиям пп. 3.30—3.39 настоящей главы (пп. 3.136—3.155 Рук.) в зависимости от вида и состояния грунтов, глубины расположения уровня грунтовых вод, нормативной глубины сезонного промерзания, теплового режима здания или сооружения и пр.;

в период строительства — защитными мероприятиями, назначаемыми согласно требованиям пп. 3.36—3.38, 3.40 и 3.41 настоящей главы (пп. 3.150—3.154, 3.157—3.160 Рук.).

3.136 (3.30). Нормативная глубина сезонного промерзания грунта $H^{н}$ принимается равной средней из ежегодных максимальных глубин сезонного промерзания грунтов по данным наблюдений за период не менее 10 лет за фактическим промерзанием грунтов под открытой, оголенной от снега, поверхностью горизонтальной площадки при уровне грунтовых вод, расположенном ниже глубины сезонного промерзания грунтов.

3.137. При использовании наблюдений за фактической глубиной промерзания следует учесть, что она должна определяться не по глубине расположения нулевой температуры, которую обычно сообщают метеорологические станции гидрометслужбы, а по глубине образования твердомерзлого грунта. Последняя обычно расположена выше линии нулевой изотермы.

3.138 (3.31). Нормативную глубину сезонного промерзания грунтов $H^{н}$, см, при отсутствии данных многолетних наблюдений допускается определять на основе теплотехнических расчетов, а для районов, где нормативная глубина промерзания не превышает 2,5 м,— по формуле

$$H^{н} = H_0 \sqrt{\Sigma |T_м|}, \qquad (3.31)\ (14)$$

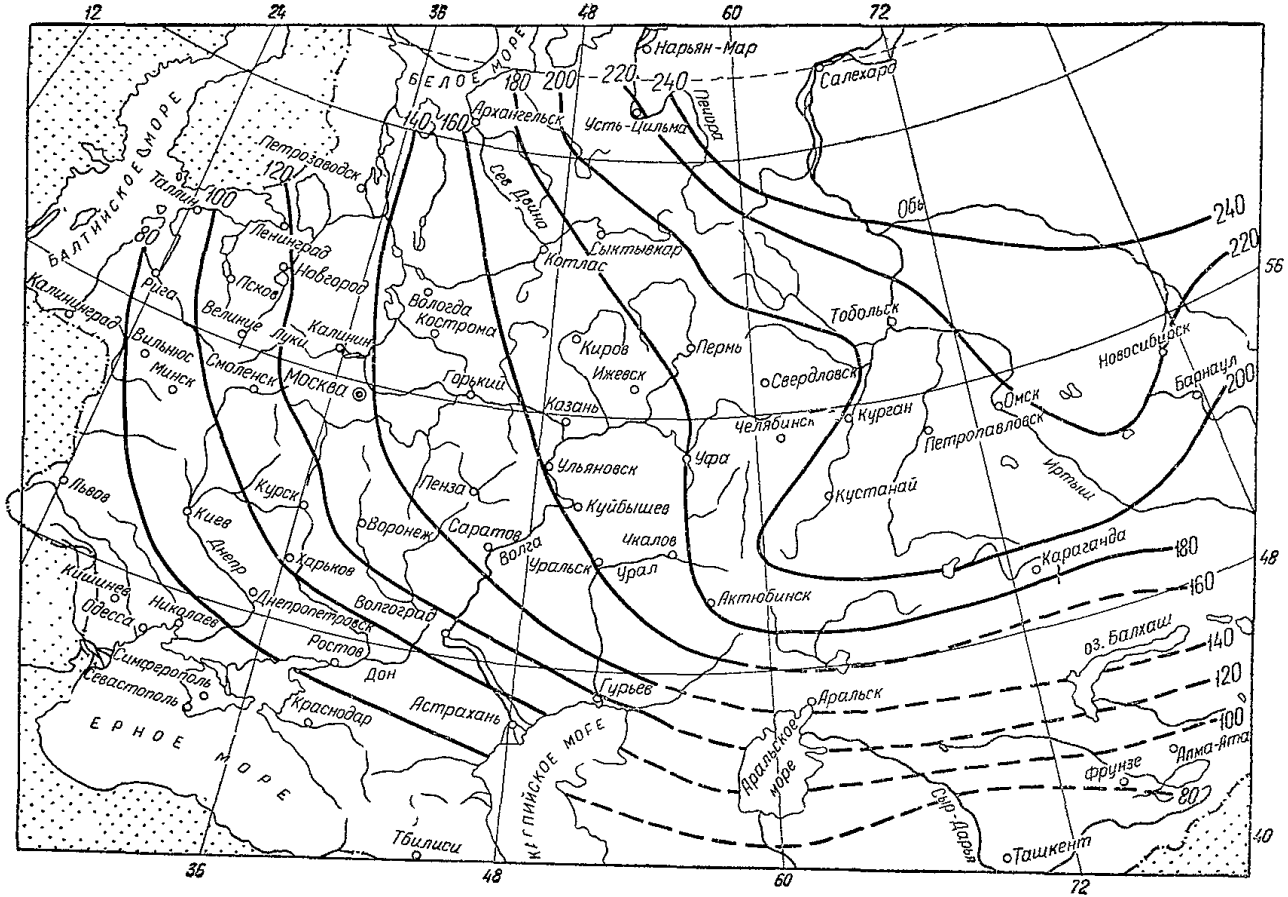


Рис. 3.8. Схематическая карта нормативных глубин промерзания суглинков и глин (изолинии нормативных глубин промерзания, обозначенные пунктиром, даны для малоисследованных районов)

где $\Sigma|T_м|$ — **сумма абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за зиму в данном районе, принимаемых по главе СНиП по строительной климатологии и геофизике, а при отсутствии в ней данных для конкретного пункта или района строительства — по результатам наблюдений гидрометеорологической станции, находящейся в аналогичных условиях со строительной площадкой;**

H_0 — **глубина промерзания при $\Sigma|T_м|=1$, зависящая от вида грунта и принимаемая равной (см) для:**
суглинков и глин — 23;
супесей, песков мелких и пылеватых — 28;
песков гравелистых, крупных и средней крупности—30;
крупнообломочных грунтов — 34.

Значение H_0 для грунтов неоднородного сложения определяется как средневзвешенное по глубине в пределах зоны промерзания грунта.

3.139. Значение H_0 в формуле (3.31) (14) для площадок неоднородного сложения (при наличии нескольких слоев с различными значениями H_{0i}) определяется последовательным приближением как средневзвешенное по глубине в пределах зоны промерзания.

В первом приближении рекомендуется принимать значение нормативной глубины промерзания $H^н$, полученное по формуле (3.31) (14) в предположении, что вся зона промерзания сложена одним видом грунта с величиной H_{01}, равной среднему из учитываемых величин H_{0i}. Полученное значение H_{01} используется для уточнения нормативной глубины промерзания $H^н$ и средневзвешенного значения $H_0^{ср}$, с учетом фактической толщины каждого слоя грунта с различными значениями H_{0i}.

Пример определения средневзвешенного значения H_0

Необходимо найти нормативную глубину промерзания на площадке, сложенной следующими грунтами. С поверхности залегает слой супеси толщиной $h_1=0{,}5$ м ($H_{01}=0{,}28$ м), далее следует слой суглинка толщиной $h_2=1$ м ($H_{02}=0{,}23$ м), подстилаемый крупнообломочным грунтом ($H_{03}=0{,}34$ м). Сумма абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур в данном районе $\Sigma|T_м|=64°$.

Допустим, что зона промерзания сложена одним грунтом с $H_{01}=0{,}28$ м. Тогда нормативная глубина сезонного промерзания по формуле (3.31) (14) равна $H^н=0{,}28\sqrt{64}=2{,}24$ м. В этом случае толщина нижнего слоя, которую следует учесть при определении средневзвешенного значения $H_0^{ср}$, равна

$$h_3=H^н-h_1-h_2=2{,}24-0{,}5-1=0{,}74 \text{ м. При этом}$$

$$H_0^{ср}=\frac{H_{01}h_1+H_{02}h_2+H_{03}h_3}{H^н}=$$

$$=\frac{0{,}28\cdot0{,}5+0{,}23\cdot1+0{,}34\cdot0{,}74}{2{,}24}=0{,}277 \text{ м.}$$

С учетом $H_0^{ср}=0{,}277$ м нормативная глубина промерзания составляет $H^н=0{,}277\sqrt{64}=2{,}22$ м, т. е. уточнение составляет всего 2 см, поэтому дальнейшие приближения можно не выполнять.

3.140. При определении нормативной глубины промерзания грунтов по формуле 3.31 (14) сумму абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур наружного воздуха следует принимать по табл. 1 главы СНиП II-А.6-72 «Строительная климатология и геофизика. Основные положения проектирования».

3.141. В случае если в зоне промерзания залегают суглинки и глины, величину $H^н$ допускается определять по схематической карте главы СНиП II-А.6-72, где даны изолинии нормативных глубин промерзания для этих грунтов, т. е. при $H_0=23$ см (рис. 3.8). При наличии в зоне промерзания других грунтов нормативная глубина промерзания, найденная по карте, должна умножаться на отношение $H_0/23$, где H_0 соответствует грунтам данной строительной площадки.

Для районов Дальнего Востока допускается пользоваться справочником «Характеристика строительной климатологии и геофизики Дальнего Востока» Дальневосточного Промстройниипроекта, 1967, включающим данные по 320 географическим пунктам (вместо 113 по главе СНиП), на основе которых составлена карта изолиний $H^н$ для этого района (рис. 3.9).

В случае если значение $H^н$, найденное по карте, не совпадает со значением по формуле (3.31) (14), в расчет следует принимать значения, найденные по формуле.

Пример определения нормативной глубины промерзания $H^н$ по формуле (3.31) (14) и карте СНиП II-А.6-72

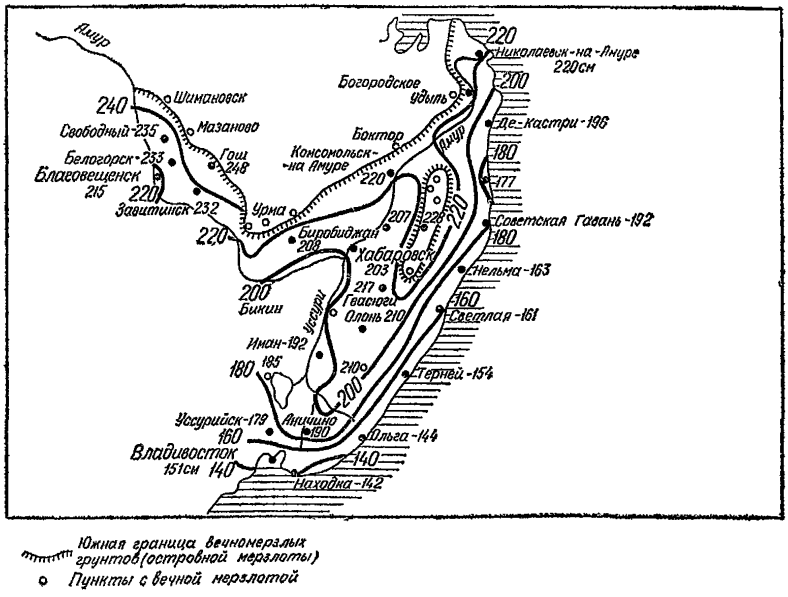


Рис. 3.9. Схематическая карта нормативной глубины промерзания суглинков в Приморском и Хабаровском краях, а также в Амурской области

Для г. Костромы абсолютное значение суммы отрицательных температур воздуха равно 41,7°.

По формуле (3.31) (14) для площадок, сложенных суглинком и глиной, получаем

$$H^{н} = 23\sqrt{41{,}7} = 149 \text{ см}.$$

По карте — $H^{н} = 150$ см.

3.142. Следует учесть, что ограничения в п. 3.138 (3.31) области применения формулы (3.31) (14) величиной $H^{н} > 2{,}5$ м распространяются преимущественно на районы Восточной и Западной Сибири, поскольку для них недостаточно данных наблюдений за фактической глубиной промерзания грунтов на опытных площадках. Кроме того, формулу (3.31) (14) и карту главы СНиП по строительной климатологии и геофизике не рекомендуется применять для горных районов, где резко изменяются рельеф местности и геологические условия.

Глубина промерзания для этих районов фактически больше, чем по карте и по формуле (3.31) (14), вследствие особенностей состава и свойств грунтов, рельефа и сурового климата.

В этих условиях нормативная глубина промерзания должна определяться теплотехническим расчетом, согласно указаниям главы СНиП II-18-76 «Основания и фундаменты зданий и сооружений на вечномерзлых грунтах. Нормы проектирования».

3.143. Нормативная глубина сезонного промерзания грунта $H^{н}$, м, на основе теплотехнического расчета определяется по формуле

$$H^{н} = \sqrt{\frac{2\lambda_{м}(t_2 + t_{н.з})\tau_2}{q_2}}, \qquad (3.32)$$

где $\lambda_{м}$ — коэффициент теплопроводности мерзлого грунта, ккал/(м·ч·град), принимаемый по прил. 1 к главе СНиП II-18-76;

t_2 — средняя температура воздуха за период отрицательных температур, °С (значение t_2 при расчетах принимается со знаком плюс; $t_2 = \Sigma T_{м} : n$, здесь $\Sigma T_{м}$ и n — соответственно сумма среднемесячных отрицательных температур наружного воздуха и число месяцев с отрицательной среднемесячной температурой воздуха, принимаемые по табл. 1 СНиП II-А.6-72);

$t_{н.з}$ — температура начала замерзания грунта, °С (определяется по п. 2.13 СНиП II-18-76);

τ_2 — продолжительность периода с отрицательными температурами воздуха, ч, соответствующая $(n-1)$ месяцев с отрицательной среднемесячной температурой по главе СНиП II-А.6-72;

$$q_2 = \rho(W_{с} - W_{н})\gamma_{ск.м} + 0{,}5\,C_{м}(t_2 + t_{н.з}), \qquad (3.33)$$

где ρ — удельная теплота плавления льда, принимаемая равной 80000 ккал/тс;

$W_{с}$ — суммарная (природная) влажность грунта в долях единицы;

$W_{н}$ — весовое содержание в грунте незамерзшей воды в долях единицы (определяется по п. 2.12 СНиП II-18-76 для температуры, равной 0,5 $(t_2 + t_{н.з})$;

$C_м$ — объемная теплоемкость мерзлого грунта, ккал/(м³·град), принимается по прил. 1 СНиП II-18-76;

$\gamma_{ск.м}$ — объемный вес скелета мерзлого грунта, тс/м³, определяется по формуле

$$\gamma_{ск.м} = \frac{\gamma}{1 + W_c}, \qquad (3.34)$$

где γ — объемный вес грунта, тс/м³.

Пример определения нормативной глубины промерзания грунтов на основе теплотехнического расчета

Площадка метеорологической станции в г. Ачинске Красноярского края. Грунт — суглинок мягкопластичный консистенции (I_L = =0,64); объемный вес грунта — γ=1,8 тс/м³; объемный вес скелета грунта — $\gamma_{ск.м}$=1,4 тс/м³; суммарная влажность — W_c=0,25; влажность на границе текучести — W_L=0,30 и на границе раскатывания — W_p=0,16; число пластичности — I_p=0,14.

В зоне сезонного промерзания рассматриваемый грунт при $I_L > 0{,}5$ по п. 3.321 (4 прил. 6) относится к сильнопучинистому.

Нормативная глубина промерзания суглинистого грунта в г. Ачинске по формуле (3.31) (14) составляет $H^н = 23\sqrt{69{,}1} = 191$ см. Фактическая глубина промерзания в этом районе по данным наблюдений за три года колеблется от 2,86 до 3,26 м. Как видим, для районов, где глубина промерзания более 2,5 м, получаемая по формуле (3.31) (14) нормативная глубина промерзания грунта оказывается намного меньше фактической.

Согласно указаниям п. 3.138 (3.31) для таких районов нормативную глубину промерзания грунтов допускается определять теплотехническим расчетом. Воспользуемся соответствующими формулами, приведенными в п. 3.143.

Числовые значения величин, входящих в формулы (3.32) и (3.33), следующие:

γ=1,8 тс/м³; $\gamma_{ск.м}$=1,4 тс/м³; W_c=0,25; W_L=0,30; W_P=0,16; I_P=0,14; I_L=0,64; $W_н$=0,08; t_2=13,2° С; $t_{н.з}$=0,2° С; τ_2=6×30× ×24=4320 ч; $\lambda_м$=1,3 ккал/(м·ч·град); $C_м$=490 ккал/(м³·град).

По формуле (3.32) получаем

$$H^н = \sqrt{\frac{2 \cdot 1{,}3\,(13{,}2 + 0{,}2)4320}{80\,000\,(0{,}25 - 0{,}08)1{,}4 + 0{,}5 \cdot 490\,(13{,}2 + 0{,}2)}} = 2{,}60 \text{ м}.$$

При тех же самых грунтовых характеристиках по формуле (3.32) получим для Абакана $H^н$=2,80 м.

В табл. 3.18 приведено сравнение значений нормативной глубины промерзания суглинистого грунта, полученных по формулам (3.31) (14) и (3.32), с результатами наблюдений по мерзлотомеру Ратомского за три года.

Таблица 3.18

Метеорологическая станция	Глубина промерзания грунта, м				
	по наблюдениям			по формулам	
	1968/69 г.	1969/70 г.	1970/71 г.	(3.32)	(3.31) (14)
Ачинск	3,26	2,93	2,86	2,6	1,91
Абакан	2,92	2,98	2,99	2,8	1,97

Приведенные результаты сопоставления свидетельствуют о том, что нормативная глубина промерзания по теплотехническому расчету получается довольно близкой к значениям фактического промерзания, а по формуле (3.31) (14) — нормативная глубина промерзания на один метр меньше фактической, что не дает основания для применения этой формулы в условиях, где глубина промерзания более 2,5 м.

3.144(3.32). Расчетная глубина сезонного промерзания грунта H у фундаментов определяется по формуле

$$H = m_t H^{н}, \qquad (3.35)\ (15)$$

где $H^{н}$ — **нормативная глубина промерзания, определяемая по п. 3.31 (п. 3.138 Рук.);**

m_t — **коэффициент, учитывающий влияние теплового режима здания (сооружения) на глубину промерзания грунта у фундаментов стен и колонн, принимаемый по указаниям пп. 3.33 и 3.39 настоящей главы (пп. 3.145 и 3.155 Рук.).**

Определение расчетной глубины промерзания грунтов по формуле (3.35) (15) распространяется только на здания и сооружения массового жилищно-гражданского и промышленного строительства. Формула не распространяется на определение расчетной глубины промерзания грунтов в основании открытых распределительных устройств электроподстанций, отдельных опор линий электропередачи и контактных сетей, а также зданий и сооружений, оказывающих большое тепловое влияние на температурный режим грунтов в основании фундаментов, как, например, горячих цехов, котельных, теплиц, холодильников и др.

3.145(3.33). Коэффициент m_t, учитывающий влияние теплового режима здания (сооружения) на промерзание грунта у фундаментов наружных стен и колонн регулярно отапливаемых зданий и сооружений, должен приниматься по табл. 3.19 (14).

3.146. При выборе по табл. 3.19 (14) коэффициента m_t, зависящего от температуры воздуха в помещении, следует принимать во внимание, что температура в подвале и технических подпольях может быть ниже температуры помещений первого этажа и отличаться в отдельных частях подвала.

Значения температур в помещениях принимаются согласно требованиям глав СНиП или других утвержденных нормативных документов по проектированию соответствующих зданий и сооружений.

Значениями коэффициента m_t по табл. 3.19 (14) допускается пользоваться и для зданий с нерегулярным отоплением, например промышленных, с односменной работой. В этом случае за расчетную температуру воздуха для определения коэффициента m_t принимается ее среднесуточное значение $t_{ср}$, находимое по формуле

$$t_{ср} = \frac{t_1 n_1 + t_2 n_2}{24}, \qquad (3.36)$$

где t_1 и t_2 — средняя расчетная температура воздуха в здании в отапливаемые и неотапливаемые периоды суток;

n_1 и n_2 — число часов в сутки, соответствующее температурам воздуха t_1 и t_2.

В случае если температура воздуха в помещении, примыкающем к фундаментам, ниже 5° С, то допускается коэффициент m_t принимать равным: для $t^0 = 0°$ С — 0,9; 1; 1 и 0,8; для $t^0 = -5°$ С — 1; 1; 1 и

Таблица 3.19(14)

Конструктивные особенности здания	Коэффициент m_t при расчетной среднесуточной температуре воздуха в помещении, примыкающем к фундаментам наружных стен и колонн			
	5°С	10°С	15°С	20°С и более
1. Здания (сооружения) без подвалов с полами, устраиваемыми:				
а) на грунте	0,8	0,7	0,6	0,5
б) на лагах по грунту	0,9	0,8	0,7	0,6
в) по утепленному цокольному перекрытию	1,0	0,9	0,8	0,7
2. Здания (сооружения) с подвалом или техническим подпольем	0,7	0,6	0,5	0,4

Примечания: 1. В табл. 3.19(14) указаны значения коэффициента m_t при вылете наружного ребра подошвы фундамента от внешней грани стены до 0,5 м; при вылете 1,5 м и более значения коэффициента m_t повышаются на 0,1, но не более чем до значения $m_t = 1$; при промежуточной величине вылета значения коэффициента m_t определяются интерполяцией.

2. К помещениям, примыкающим к фундаментам наружных стен и колонн, относятся подвалы и технические подполья, а при их отсутствии — помещения первого этажа.

3. При промежуточных значениях температуры воздуха m_t принимается с округлением до ближайшего меньшего значения, указанного в табл. 3.19(14).

0,9, где значения m_t для каждой температуры приведены в порядке их расположения по вертикали в табл. 3.19(14).

3.147(3.34). Расчетная глубина промерзания грунта в случае применения теплозащиты основания, а также, если технологический режим в проектируемых зданиях и сооружениях может сильно влиять на температуру грунтов (холодильники, котельные и т. п.), должна определяться теплотехническим расчетом.

3.148(3.35). Глубина заложения фундаментов (от поверхности планировки) отапливаемых зданий и сооружений по условиям недопущения возникновения сил морозного пучения грунтов под подошвой фундаментов должна назначаться:

для наружных стен и колонн — по условиям, изложенным в табл. 3.20(15) и п. 3.36 настоящей главы (п. 3.150 Рук.);

для внутренних стен и колонн — по указаниям п. 3.37 настоящей главы (п. 3.152 Рук.).

В обоих случаях глубина заложения фундаментов должна отвечать требованиям п. 3.38 настоящей главы (п. 3.153 Рук.) с исчис-

лением ее и расчетной глубины промерзания от пола подвала или технического подполья. Глубина заложения фундаментов неотапливаемых зданий устанавливается по требованиям п. 3.39 настоящей главы (п. 3.155 Рук.).

3.149. При назначении глубины заложения фундаментов по условиям морозного пучения грунтов следует учитывать большое влияние на интенсивность этого процесса дисперсности грунта и близости расположения к нему уровня грунтовых вод.

Так, например, глубина заложения фундаментов в суглинках и глинах зависит от положения уровня грунтовых вод, а для песков крупных и средних морозное пучение не может возникнуть при любом уровне грунтовых вод и поэтому глубина заложения фундаментов не зависит от него.

Уровень грунтовых вод должен приниматься с учетом его прогнозирования на период эксплуатации здания или сооружения по указаниям пп. 3.108—3.114 (3.18—3.21) и влияния на него водопонижающих мероприятий, если они предусматриваются проектом.

При использовании прим. 3 к табл. 3.20 (15) следует учесть, что когда по условиям морозного пучения глубина заложения фундаментов должна быть не менее расчетной глубины промерзания грунтов H (или $0{,}5H$), то величину и необходимость превышения этой глубины устанавливают исходя из всех других условий, которые необходимо учитывать при назначении глубины заложения фундаментов, в том числе условию удовлетворения размеров этой глубины расчету по предельным состояниям.

3.150 (3.36). Глубину заложения фундаментов наружных стен и колонн отапливаемых зданий и сооружений допускается назначать вне зависимости от расчетной глубины промерзания H, кроме случаев, указанных в табл. 3.20 (15), а также, когда под подошвой фундаментов залегают грунты:

а) пески мелкие — если специальными исследованиями при изысканиях было установлено, что эти пески на застраиваемой площадке при их промерзании в водонасыщенном состоянии не вызывают сил морозного пучения;

б) суглинки и глины при консистенции $I_L \leqslant 0{,}5$ и крупнообломочные грунты с глинистым заполнителем той же консистенции — если расчетная глубина промерзания $H \leqslant 2{,}5$ м и будут приняты меры, не допускающие увлажнения грунтов, а также их промерзания под подошвой фундаментов как в период строительства, так и эксплуатации;

в) все остальные грунты, при которых по табл. 3.20 (15) требуется заложение фундаментов на глубине не менее расчетной глубины промерзания, — если на основе специальных исследований и расчетов будет установлено, что деформации пучения при замерзании и последующем оттаивании грунтов не смогут привести к нарушению эксплуатационной пригодности здания или сооружения как в процессе его строительства, так и последующей эксплуатации.

Глубина заложения фундаментов при грунтах, указанных в подпунктах: «а» — не ограничивается; «б» — должна приниматься не менее половины расчетной глубины промерзания; «в» — устанавливается расчетом.

3.151. Назначение глубины заложения фундаментов меньше расчетной глубины промерзания в случаях, приведенных в п. 3.150 (3.36), должно быть обосновано данными специальных исследований и расчетов по устойчивости фундаментов на действие деформаций

Таблица 3.20(15)

Вид грунтов и консистенция глинистых грунтов под подошвой фундамента	Глубина заложения в зависимости от глубины расположения уровня грунтовых вод $H_в$, м, при	
	$H_в \leqslant H+2$	$H_в > H+2$
1. Скальные, крупнообломочные с песчаным заполнителем, пески гравелистые, крупные и средней крупности	Не зависит от расчетной глубины промерзания грунта H	
2. Пески мелкие и пылеватые	Не менее расчетной глубины промерзания грунта H	
3. Супеси с консистенцией:		
а) $I_L < 0$		
б) $I_L \geqslant 0$		
4. Суглинки, глины, а также крупнообломочные грунты с глинистым заполнителем, при консистенции глинистого грунта или заполнителя:		
а) $I_L \geqslant 0{,}25$		
б) $I_L < 0{,}25$		Не менее 0,5 H

Примечания: 1. Когда по табл. 3.20(15) глубину заложения фундаментов допускается принимать вне зависимости от расчетной глубины промерзания H, грунты, соответствующие этим случаям, должны залегать до глубины не менее $H^н$ (нормативной глубины промерзания).

2. Положение уровня грунтовых вод и верховодки должно приниматься с учетом указаний пп. 3.17—3.23 настоящей главы (пп. 3.101—3.115 Рук.).

3. Глубину заложения фундаментов в случаях, когда она, согласно табл. 3.20(15), должна быть не менее расчетной глубины промерзания (поз. 2—4), допускается ограничивать размером, требуемым расчетом основания по предельным состояниям.

и сил морозного пучения грунтов [пп. 3.318—3.331 (1—10 прил. 6)], а для случая, указанного в п. 3.150 «б» (3.36 «б»), также и технико-экономическими расчетами.

Согласно классификации грунтов по степени морозной пучинистости, приведенной в п. 3.321 (4 прил. 6), пески мелкие в водонасыщенном состоянии относятся к слабопучинистым разновидностям, а поэтому для решения вопроса о допущении заложения подошвы фундамента в промерзающем песчаном слое необходимо определить значения сил морозного пучения грунта экспериментальным путем.

Глубину заложения фундаментов по условиям морозного пучения можно существенно уменьшить за счет применения: теплоза-

щиты грунта, например керамзитом, пенопластом и пр.; водозащитных мероприятий, уменьшающих степень пучинистости грунта; замены пучинистого грунта на непучинистый под подошвой фундаментов и по боковой поверхности; обмазки боковой поверхности фундаментов, уменьшающей смерзание с ней грунта; засоления грунтов и других мероприятий.

Целесообразность применения тех или иных мероприятий в целях уменьшения глубины заложения фундаментов должна быть экспериментально проверена и технико-экономически обоснована. Эффективность действия мероприятий должна обеспечиваться в течение всего срока эксплуатации проектируемого объекта.

Глубина заложения фундаментов по условиям морозного пучения может быть уменьшена и в случае применения конструктивных мероприятий, обеспечивающих восприятие неравномерных деформаций оснований при замерзании и оттаивании пучинистого грунта без нарушения прочности верхних конструкций и ухудшения эксплуатации здания или сооружения.

3.152 (3.37). Глубина заложения фундаментов внутренних стен и колонн отапливаемых зданий и сооружений, считая от поверхности планировки, должна назначаться независимо от расчетной глубины промерзания грунтов, при условии, если грунты основания, перечисленные в поз. 2—4 табл. 3.20 (15), в период строительства будут защищены от увлажнения и промерзания.

3.153 (3.38). Глубина заложения фундаментов наружных и внутренних стен и колонн отапливаемых зданий и сооружений при наличии грунтов, приведенных в поз. 2—4 табл. 3.20(15), должна приниматься:

при холодных подвалах и технических подпольях (имеющих отрицательную температуру в зимний период времени) — не менее $0{,}5H$ (половины расчетной глубины промерзания), считая ее от пола подвала или технического подполья;

при теплых подвалах и технических подпольях — вне зависимости от расчетной глубины промерзания грунта H при условии его защиты в период строительства от увлажнения и промерзания.

3.154. Глубина заложения фундаментов, назначенная по требованиям табл. 3.20(15) и пп. 3.150—3.152 (3.36 и 3.37) с исчислением ее от поверхности планировки, должна удовлетворять также и требованиям п. 3.153(3.38) с исчислением ее от пола как холодных, так и теплых подвалов или технических подполий.

Способы предохранения пучинистых грунтов от промерзания в период строительства зависят от конструктивных особенностей здания, степени его завершения строительством и наличия на месте материалов и средств теплозащиты.

Могут быть рекомендованы для теплозащиты опилки, шлаки или другие промышленные отходы, пригодные для теплоизоляции, а при временной консервации строек в зимний период — отложения снега. В зданиях, не сданных в эксплуатацию, рекомендуется для предохранения от промерзания пучинистого грунта предусмотреть временное отопление помещений, примыкающих к фундаментам.

В целях предохранения пучинистых грунтов в период строительства от избыточного увлажнения следует в проекте предусматривать применение до возведения фундаментов необходимых мелиоративных мероприятий: ограждение котлованов нагорными канавами, планировку территорий со стоком воды по канавам или лоткам.

При высоком уровне грунтовых вод — водопонижение, дренажные устройства и пр. Выбор мероприятий должен быть технико-экономически обоснован.

3.155(3.39). Глубина заложения фундаментов наружных и внутренних стен и колонн неотапливаемых зданий и сооружений должна назначаться для грунтов, предусмотренных в поз. 2—4 табл. 3.20 (15), не менее расчетной глубины промерзания, считая ее от пола подвала или технического подполья, а при отсутствии подвала или технического подполья — от поверхности планировки.

Указанные требования относятся к высокому уровню грунтовых вод [левая колонка табл. 3.20(15)]. Если $H_в > H+2$ м, то для грунтов, указанных в пп. 2 и 3, *а* табл. 3.20(15), глубина заложения принимается независимо от глубины промерзания, а для грунтов, указанных в п. 4, *б*, — не менее $0{,}5\,H$.

Расчетная глубина промерзания грунта H для неотапливаемых зданий и сооружений принимается с коэффициентом $m_t = 1{,}1$, кроме районов, где среднегодовая температура воздуха (по данным главы СНиП по строительной климатологии и геофизике) отрицательная; в этих районах расчетная глубина промерзания грунта для неотапливаемых зданий и сооружений должна определяться теплотехническим расчетом применительно к требованиям главы СНиП по проектированию оснований и фундаментов на вечномерзлых грунтах.

3.156. При назначении глубины заложения фундаментов неотапливаемых зданий и сооружений на пучинистых грунтах следует учесть, что она должна быть больше расчетной глубины промерзания, поскольку условия оттаивания грунтов в летний период под этими зданиями и сооружениями менее благоприятны, чем на открытой местности.

В случае если подвал или техподполье неотапливаемого здания или сооружения является закрытым (непродуваемым), то глубину заложения фундаментов от пола подвала или техподполья допускается принимать для пучинистых грунтов не менее половины расчетной глубины промерзания.

3.157(3.40). В проекте оснований и фундаментов должно быть указано, что для предотвращения в процессе строительства в зимний период возможности морозного пучения грунтов под подошвой фундаментов следует защищать основание от увлажнения поверхностными водами, своевременно производить засыпку грунтом пазух котлованов, утеплять, если необходимо, фундаменты теплоизоляционными материалами или грунтом, вводить в грунт основания специальные добавки, понижающие температуру замерзания грунта, и пр.

Для защиты грунтов основания от увлажнения застраиваемая площадка под каждое здание и сооружение должна быть до устройства фундаментов ограждена нагорными канавами, тщательно спланирована, с устройством поверхностных канав и лотков, а при необходимости и дренажей.

Способ защиты грунтов основания от промерзания принимается в зависимости от вида грунтов, консистенции глинистых грунтов, конструктивных особенностей подземной части здания или сооружения и от местных условий строительства (климатических, времени года, производственных и пр.).

3.158. При разработке мероприятий по защите пучинистых грунтов основания от промерзания в период строительства следует учи-

тывать, что их промерзание на каждые 10 см под подошвой фундамента может вызвать согласно п. 3.329 (10 прил. 6) нормальное к подошве давление морозного пучения величиной порядка 0,6—1 кгс/см² (меньшее от промерзания слабопучинистого грунта и большее — сильнопучинистого).

При этом вследствие неоднородности грунта и различия в пределах площади здания условий увлажнения и охлаждения грунта подъем отдельных фундаментов, вызванный морозным пучением, и их последующая осадка после оттаивания могут быть очень неравномерны.

Укладка фундаментов на промороженный грунт (без его отогрева) допускается только на основе результатов специальных исследований на данной площадке, позволивших установить возможную деформацию пучения грунта при его промерзании и величину осадки после оттаивания.

3.159(3.41). Виды грунта для засыпки пазух котлованов, метод и степень уплотнения засыпки и сроки ее выполнения должны назначаться из условия, чтобы в процессе строительства и эксплуатации касательные силы морозного пучения не превышали сумму сил, удерживающих фундамент от выпучивания, определяемых согласно указаниям п. 3.82 настоящей главы (п. 3.317 Рук.).

В необходимых случаях должны предусматриваться мероприятия, уменьшающие касательные силы пучения (обмазка фундаментов специальными составами, засоление грунтов засыпки веществами, не вызывающими коррозии бетона и арматуры и пр.).

3.160. Для того чтобы не повышать степень пучинистости грунта и не допускать его промерзания, рекомендуется в проекте производства работ по нулевому циклу предусматривать возможно меньшие размеры котлованов, скорейшее выполнение работ по засыпке пазух фундаментов и устройству планировочной отмостки.

При выполнении работ по нулевому циклу в зимний период должны быть предусмотрены защитные мероприятия согласно указаниям пп. 3.153—3.158 (3.38—3.40) и требованиям главы СНиП III-9-74 по производству работ.

При строительстве на пучинистых грунтах следует проверять устойчивость фундаментов при воздействии на них касательных и нормальных сил морозного выпучивания.

При расчете фундаментов на действие сил морозного пучения следует учитывать, что деформации конструкций от морозного пучения грунта особенно неблагоприятны вследствие их знакопеременности и ежегодного повторения.

При назначении глубины заложения фундаментов по условиям морозного пучения и мероприятий по уменьшению сил морозного пучения допускается использование данных «Рекомендаций по проектированию оснований и фундаментов на пучинистых грунтах» (НИИ оснований. М., Стройиздат, 1972), а также монографии М. Ф. Киселева «Мероприятия против деформаций зданий и сооружений от действия сил морозного выпучивания фундаментов» (М., Стройиздат, 1971).

РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

3.161(3.42). Целью расчета оснований зданий и сооружений по деформациям является ограничение деформаций оснований, фундаментов и надфундаментных конструкций такими пределами, при ко-

торых гарантируется невозможность достижения состояния, затрудняющего нормальную эксплуатацию зданий и сооружений в целом или отдельных конструкций либо снижающего их долговечность вследствие появления недопустимых перемещений (осадок, кренов, изменений проектных уровней и положений конструкций, расстройств их соединений и т. п.). При этом имеется в виду, что прочность и трещиностойкость фундаментов и надфундаментных конструкций подтверждена расчетом, учитывающим усилия, которые возникают при взаимодействии зданий и сооружений со сжимаемым основанием.

3.162(3.43). Вертикальные деформации основания подразделяются на:

осадки — деформации, происходящие в результате уплотнения грунта под воздействием внешних нагрузок и в отдельных случаях собственного веса грунта, не сопровождающиеся коренным изменением его структуры;

просадки — деформации, происходящие в результате уплотнения и, как правило, коренного изменения структуры грунта под воздействием как внешних нагрузок и собственного веса грунта, так и дополнительно с ними действующих факторов, таких, как, например, замачивание просадочного грунта, оттаивание ледовых прослоек в замерзшем грунте и т. п.;

набухания и усадки — деформации, связанные с изменением объема некоторых видов глинистых грунтов при изменении их влажности, температуры (морозное пучение) или воздействии химических веществ;

оседания — деформации земной поверхности, вызываемые разработкои полезных ископаемых, изменением гидрогеологических условий и т. п.

3.163(3.44). Деформации основания в зависимости от причин возникновения подразделяются на два основных вида:

первый — деформации грунтов от нагрузок, передаваемых на основание зданием или сооружением (осадки и просадки);

второй — деформации, не связанные с нагрузкой от здания или сооружения и проявляющиеся в виде вертикальных и горизонтальных перемещений поверхности основания (оседания, просадки грунтов от собственного веса, набухания и усадки).

3.164. При проектировании следует иметь в виду, что при прочих равных условиях деформации первого вида вызывают тем большие усилия в конструкциях зданий и сооружений, чем больше сжимаемость грунтов основания, а деформации второго вида — наоборот.

Указанное в п. 3.163 (3.44) подразделение деформаций основания, показывающее не только специфику, но и сходство воздействий деформаций основания на конструкции сооружений, возводимых в различных грунтовых условиях, использовано в «Рекомендациях по унификации проектирования жилых зданий в особых грунтовых условиях» (Киев, 1972), где принят единообразный подход к проектированию зданий на неравномерно сжимаемых и просадочных грунтах, а также в районах горных выработок.

3.165. Наиболее опасными для зданий и сооружений являются *неравномерные деформации основания. Основными причинами* неравномерных деформаций основания являются следующие:

а) для деформаций основания первого вида:

изменение сжимаемости обычных грунтов (или относительной просадочности грунтов на площадках I типа) из-за неоднородности, выклинивания и непараллельности залегания отдельных слоев, нали-

чия линз, прослоев и других включений, неравномерного уплотнения грунтов, в том числе искусственных подушек и т. п.;

особенность деформирования основания как сплошной среды, которая проявляется, например, в том, что осадки основания происходят не только в пределах площади загружения, но и за ее пределами;

неравномерное увлажнение грунтов, в том числе просадочных, набухающих и засоленных, в пределах деформируемой зоны основания;

различие величин нагрузок на отдельные фундаменты, их размеров в плане и глубины заложения;

неравномерное распределение нагрузок на полы производственных зданий, а также загрузка территории в непосредственной близости от сооружения,

нарушения правил производства строительных работ, приводящие к ухудшению свойств грунтов, ошибки, допущенные при инженерно-геологических изысканиях и проектировании оснований и фундаментов, а также нарушение предусмотренных проектом условий эксплуатации здания или сооружения;

б) для второго вида:

замачивание или существенное повышение влажности грунтов на площадках II типа по просадочности;

подземные горные выработки;

изменение температурно-влажностного режима некоторых видов грунтов (например, набухающих), изменение гидрогеологических условий площадки и т. д.;

влияние динамических воздействий, например от городского транспорта.

Таким образом, среди перечисленных причин неравномерных деформаций основания, которые необходимо учитывать при проектировании, имеются не только инженерно-геологические и гидрогеологические факторы, но также конструктивные и технологические особенности проектируемых зданий и сооружений, способы производства работ по устройству оснований и фундаментов, особенности эксплуатации зданий и сооружений.

3.166 (3.47). Расчет оснований по деформациям производится исходя из условия

$$S \leqslant S_{\text{пр}}, \qquad (3.37)\ (16)$$

где S **— величина совместной деформации основания здания или сооружения, определяемая расчетом по указаниям прил. 3 «Расчет деформаций оснований» (пп. 3.220—3.263 Рук.);**

$S_{\text{пр}}$ **— предельно допустимая величина совместной деформации основания здания или сооружения, устанавливаемая по указаниям пп. 3.63—3.69 настоящей главы (пп. 3.264—3.283 Рук.).**

Примечания: 1. Под величинами S **и** $S_{\text{пр}}$ **может пониматься любая из перечисленных в п. 3.46 (пп. 3.168—3.176 Рук.) характеристик деформаций.**

2. В необходимых случаях (для прогноза продолжительности и скорости стабилизации осадок, оценки напряженно-деформированного состояния конструкций зданий и сооружений с учетом длительных процессов и т. д.) следует производить расчет осадок во времени.

3. При расчете оснований по деформациям необходимо учитывать возможность изменения как расчетных, так и предельных зна-

чений деформаций основания за счет применения мероприятий, указанных в пп. 3.83—3.89 настоящей главы (пп. 3.333—3.339 Рук).

3.167 (3.45). Расчет оснований по деформациям, как правило, должен производиться из условия совместной работы здания (сооружения) и основания (в том числе с учетом перераспределения нагрузок на основание надфундаментной конструкцией).

Деформации основания допускается определять без учета совместной работы здания (сооружения) и основания в случаях, оговоренных в п. 3.6 настоящей главы (п. 3.14 Рук.), а также:

а) если для зданий и сооружений, указанных в п. 3.66 настоящей главы (п. 3.272 Рук.), не устанавливаются величины предельно допустимых деформаций оснований по прочности, устойчивости и трещиностойкости надфундаментных конструкций $S^{\text{п}}_{\text{пр}}$ [подпункт «б» п. 3.63 настоящей главы (п. 3.265 Рук.)];

б) при определении неравномерных деформаций основания при привязке типовых проектов к местным геологическим условиям, если в этих проектах, согласно указаниям подпункта «б» п. 3.67 (п. 3.273 Рук.), приведены условные величины предельно допустимых деформаций $S^{\text{о}}_{\text{пр}}$;

в) при определении средних величин деформаций зданий и сооружений.

3.168(3.46). Совместная деформация основания и здания (сооружения) может характеризоваться:

а) абсолютной осадкой основания отдельного фундамента S_i;

б) средней осадкой основания здания или сооружения $S_{\text{ср}}$;

в) относительной неравномерностью осадок $\Delta S/L$ двух фундаментов, т. е. разностью их вертикальных перемещений, отнесенной к расстоянию между ними;

г) креном фундамента или сооружения в целом i, т. е. отношением разности осадок крайних точек фундамента к его ширине или длине;

д) относительным прогибом или выгибом f/L (отношением стрелы прогиба или выгиба к длине однозначно изгибаемого участка здания или сооружения);

е) кривизной изгибаемого участка здания или сооружения K;

ж) относительным углом закручивания здания или сооружения $\varkappa$;

з) горизонтальным перемещением фундамента или здания (сооружения) в целом U.

Примечание. Аналогичные характеристики деформаций могут устанавливаться также для просадок, набуханий (усадок) грунтов, оседаний земной поверхности и других деформаций.

3.169. Абсолютная осадка основания отдельного фундамента S_i определяется как средняя величина вертикального перемещения отдельного (i-го) фундамента от нагрузки, передаваемой на основание, или других причин (например, обводнения и, как следствие, просадки или набухания грунтов основания и т. п.). При фундаментах сложной формы в плане за величину S_i принимается осадка их центра тяжести. Значения S_i используются для вычисления средней осадки основания здания или сооружения, а также для оценки неравномерности деформаций оснований фундаментов и связанных с ними конструкций.

3.170. Средняя осадка основания здания или сооружения $S_{\text{ср}}$ — равномерная составляющая общей, как правило, неравномерной осад-

ки. В ряде случаев величина ожидаемой средней осадки может определить необходимость применения мероприятий, направленных на уменьшение деформаций основания или уменьшение чувствительности зданий или сооружений к деформациям основания.

При подсчете средней осадки необходимы данные по абсолютным осадкам не менее чем трех характерных (по размерам и действующим на них нагрузкам) фундаментов. Чем больше площадь застройки и больше различие в размерах отдельных фундаментов, тем большее число фундаментов необходимо учитывать при подсчете средней осадки. В общем случае значение $S_{ср}$ определяется по формуле

$$S_{ср} = \frac{\Sigma S_i F_i}{\Sigma F_i},$$

где S_i — абсолютная осадка i-го фундамента с площадью F_i.

Если осадки всех фундаментов сооружения одинаковы, т. е. происходит равномерная осадка основания сооружения, то в его конструкциях не возникает каких-либо дополнительных усилий и деформаций. В этом случае величина осадки ограничивается только технологическими или архитектурно-эстетическими требованиями.

3.171. Относительная неравномерность осадок $\Delta S/L$ двух фундаментов представляет собой разность абсолютных осадок двух фундаментов, отнесенную к расстоянию между ними. Эта характеристика используется при неплавных (скачкообразных) эпюрах осадок (рис. 3.10). Для гибких сооружений величина $\Delta S/L$ характеризует перекосные деформации, а для относительно жестких — преимущественно сдвиговые деформации конструкций.

3.172. Крен фундамента или сооружения в целом i — разность осадок крайних точек фундамента или сооружения в целом, отнесенная к ширине или длине фундамента (сооружения) (рис. 3.11). При такой деформации, характерной для жестких фундаментов и сооружений, осадки основания в любом направлении изменяются по линейному закону.

3.173. Относительный прогиб или выгиб f/L — отношение стрелы прогиба или выгиба к длине однозначно изгибаемого участка здания или сооружения. Эта характеристика используется при плавных искривлениях зданий или сооружений (рис. 3.12). Относительный прогиб (выгиб) вычисляется по формуле

$$\frac{f}{L} = \frac{2S_2 - S_1 - S_3}{2L},$$

где S_1 и S_3 — осадки концов рассматриваемого участка однозначного искривления;

S_2 — наибольшая или наименьшая осадка на том же участке;

L — расстояние между точками, имеющими осадки S_1 и S_3.

3.174. Кривизна изгибаемого участка здания или сооружения K — величина, обратная радиусу искривления, наиболее полно характеризует напряженно-деформированное состояние относительно жестких протяженных зданий и сооружений (рис. 3.12). Эта величина, вычисляемая при расчете зданий и сооружений в процессе разработки типовых проектов, в дальнейшем используется для установления предельных деформаций основания по условиям прочности и трещиностойкости конструкций (см. п. 3.270).

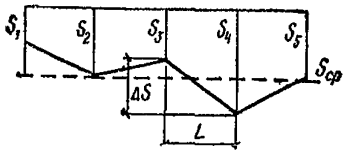


Рис. 3.10. Схема осадок основания фундаментов здания (сооружения). $\Delta S/L$ — относительная неравномерность осадок двух фундаментов

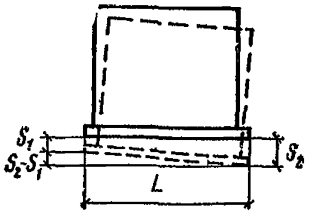


Рис. 3.11. Схема для определения крена жесткого сооружения

$$i = \frac{S_2 - S_1}{L}$$

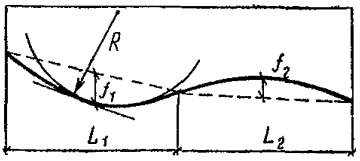


Рис. 3.12. Схема прогиба (выгиба) здания (сооружения)

f_1/L_1 — относительный прогиб на участке L_1; f_2/L_2 — относительный выгиб на участке L_2; $K = \frac{1}{R}$ — наибольшая кривизна

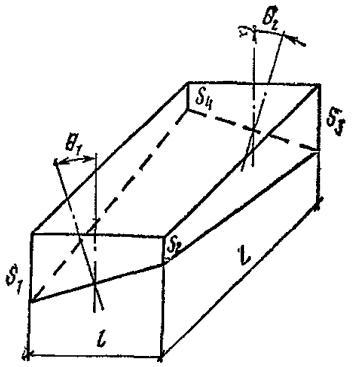


Рис. 3.13. Схема осадок, вызывающих кручение здания (сооружения)

$$\theta_1 \approx \operatorname{tg}\theta_1 = -\frac{S_1 - S_2}{l};$$

$$\theta_2 \approx \operatorname{tg}\theta_2 = \frac{S_3 - S_4}{l};$$

$$\varkappa = \frac{\theta_1 + \theta_2}{L}.$$

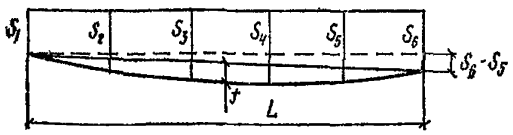


Рис. 3.14. Схема сложной деформации основания

$i = \frac{S_6 - S_1}{L}$ — крен сооружения; f/L — относительный прогиб

3.175. Относительный угол закручивания здания или сооружения $\varkappa$ (рис. 3.13) характеризует пространственную работу конструкций. Дополнительные усилия в конструкциях, возникающие при кручении здания или сооружения, могут суммироваться с усилиями от других видов деформаций (например, от прогибов).

3.176. Горизонтальное перемещение фундамента или сооружения в целом U должно определяться при действии на основание (в основном сочетании) неуравновешенных горизонтальных нагрузок.

3.177. Возможна сложная деформация здания или сооружения вследствие неравномерных осадок основания. В этом случае она может быть разложена на отдельные составляющие, как это сделано на рис. 3.14.

Определение расчетного давления на грунты основания

3.178 (3.50). При расчете деформаций основания с использованием расчетных схем, указанных в п. 3.49 настоящей главы (п. 3.223 Рук.), среднее давление на основание под подошвой фундамента от нагрузок, подсчитанных в соответствии с требованиями п. 3.7 (п. 3.17 Рук.), не должно превышать расчетного давления на основание R, тс/м^2, определяемого по формуле

$$R = \frac{m_1 m_2}{k_н}\left(Ab\gamma_{II} + Bh\gamma'_{II} + Dc_{II} - \gamma'_{II} h_0\right), \qquad (3.38)\ (17)$$

где m_1 и m_2 — соответственно коэффициент условий работы грунтового основания и коэффициент условий работы здания или сооружения во взаимодействии с основанием, принимаемые по указаниям п. 3.51 настоящей главы (п. 3.181 Рук.);

$k_н$ — коэффициент надежности, принимаемый по указаниям п. 3.52 настоящей главы (п. 3.183 Рук.);

A, B, D — безразмерные коэффициенты, принимаемые по табл. (3.21) (16) в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения φ_{II}, определяемого по указаниям пп. 3.10—3.16 настоящей главы (пп. 3.24—3.60 Рук.);

b — меньшая сторона (ширина) подошвы фундамента, м;

h — глубина заложения фундамента от уровня планировки срезкой или подсыпкой, м;

γ'_{II} — осредненное (по слоям) расчетное значение объемного веса грунта, залегающего выше отметки заложения фундамента, тс/м^3;

γ_{II} — то же, но залегающего ниже подошвы фундамента, тс/м^3;

c_{II} — расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, тс/м^2;

$h_0 = h - h_п$ — глубина до пола подвала, м, а при его отсутствии принимаемая $h_0 = 0$;

$h_п$ — приведенная глубина заложения фундамента от пола подвала в помещении с подвалом, определяемая по формуле

$$h_п = h_1 + h_2 \frac{\gamma_п}{\gamma_{II}}, \qquad (3.39)\ (18)$$

h_1 — толщина слоя грунта выше подошвы фундамента, м;

h_2 — толщина конструкции пола подвала, м;

$\gamma_п$ — средневзвешенное расчетное значение объемного веса конструкции пола подвала, тс/м³.

Примечания: 1. Формулу (3.38) (17) допускается применять при любой форме фундаментов в плане. Для подошвы фундамента в форме круга или правильного многоугольника значение b принимается равным $\sqrt{F}$, где F — площадь подошвы фундамента.

2. При глубине заложения фундамента менее 1 м для вычисления R в формулу (3.38) (17) подставляется $h = 1$ м, кроме случая, когда основанием являются водонасыщенные пылеватые пески и глинистые грунты с консистенцией $I_L > 0{,}5$, при котором глубина заложения принимается фактическая, от уровня планировки.

3. При ширине подвала более 20 м глубина заложения фундамента h принимается равной $h_п$ (глубине, исчисляемой от пола подвала).

4. Определение расчетного давления для оснований, сложенных рыхлыми песками, должно выполняться на основе специальных исследований.

3.179. При определении расчетного давления R по формуле (3.38) (17) следует учитывать, что для повышения экономичности проектных решений и надежности работы оснований:

а) величина R поставлена в зависимость от расчетных (а не нормативных) значении угла внутреннего трения, удельного сцепления и объемного веса грунтов оснований; однако в соответствии с п. 3.60 (3.16) допустимо использование и нормативных значений из табл. 3.12 и 3.13 (1 и 2 прил. 2), причем в этом случае для величины R применяется коэффициент надежности $k_н = 1{,}1$;

б) величина расчетного давления корректируется коэффициентами условий работы, поставленными в зависимость от вида и состояния грунта, а также конструктивной схемы и жесткости здания по пп. 3.181 (3.51) и 3.182;

в) для песчаных грунтов введено требование учета взвешивающего действия воды по п. 3.184 (3.53)—3.186;

г) объемный вес грунта в первом члене формулы (3.38) (17) (учитывающем ширину фундамента) принимается для слоев грунта, расположенных под подошвой фундамента, и во втором члене (учитывающем пригрузку, действующую на основание) — для слоев грунта, находящихся выше уровня подошвы фундамента;

д) значение R вычисляется по глубине заложения фундаментов, исчисляемой от уровня планировки срезкой или подсыпкой; в последнем случае в проекте должно быть оговорено требование о выполнении насыпи до приложения полной нагрузки на фундаменты;

е) в случае подвала шириной более 20 м в расчет вводится глубина заложения, исчисляемая от пола подвала (рис. 3.15);

Таблица 3.21(16)

Расчетное значение угла внутреннего трения φ_{II}, град	Коэффициенты		
	A	*B*	*D*
0	0	1	3,14
2	0,03	1,12	3,32
3	0,04	1,19	3,41
3,5	0,05	1,22	3,46
4	0,06	1,25	3,51
4,5	0,07	1,28	3,56
5	0,08	1,31	3,61
5,5	0,09	1,35	3,66
6	0,10	1,39	3,71
6,5	0,11	1,43	3,76
7	0,12	1,47	3,81
7,5	0,13	1,51	3,87
8	0,14	1,55	3,93
8,5	0,15	1,59	3,99
9	0,16	1,63	4,05
9,5	0,17	1,68	4,11
10	0,18	1,73	4,17
10,5	0,19	1,78	4,23
11	0,2	1,83	4,29
11,5	0,21	1,88	4,35
12	0,23	1,94	4,42
12,5	0,24	1,99	4,49
13	0,25	2,05	4,56
13,5	0,27	2,11	4,62
14	0,29	2,17	4,69
14,5	0,3	2,23	4,77
15	0,32	2,29	4,85
15,5	0,34	2,36	4,92
16	0,36	2,43	5
16,5	0,37	2,5	5,08
17	0,39	2,57	5,15
17,5	0,41	2,64	5,23
18	0,43	2,72	5,31

Продолжение табл. 3.21(16)

Расчетное значение угла внутреннего трения φ_{II}, град	Коэффициенты		
	A	*B*	*D*
18,5	0,45	2,8	5,39
19	0,47	2,88	5,48
19,5	0,49	2,97	5,57
20	0,51	3,06	5,66
20,5	0,53	3,15	5,75
21	0,55	3,24	5,84
21,5	0,58	3,34	5,94
22	0,61	3,44	6,04
22,5	0,63	3,54	6,14
23	0,66	3,65	6,24
23,5	0,69	3,76	6,34
24	0,72	3,87	6,45
24,5	0,75	4	6,56
25	0,78	4,11	6,67
25,5	0,81	4,24	6,78
26	0,84	4,37	6,90
26,5	0,87	4,51	7,02
27	0,9	4,65	7,14
27,5	0,94	4,79	7,27
28	0,98	4,93	7,40
28,5	1,02	5,08	7,53
29	1,06	5,24	7,67
29,5	1,1	5,41	7,81
30	1,15	5,59	7,95
30,5	1,2	5,78	8,10
31	1,24	5,97	8,25
31,5	1,29	6,16	8,40
32	1,34	6,35	8,55
32,5	1,39	6,56	8,71
33	1,44	6,78	8,87
33,5	1,49	6,99	9,04
34	1,55	7,21	9,21

Продолжение табл. 3.21(16)

Расчетное значение угла внутреннего трения φ_{II}, град	Коэффициенты		
	A	*B*	*D*
34,5	1,61	7,44	9,4
35	1,67	7,69	9,59
35,5	1,74	7,96	9,78
36	1,81	8,25	9,98
36,5	1,88	8,54	10,18
37	1,95	8,84	10,38
37,5	2,03	9,14	10,59
38	2,11	9,44	10,8
38,5	2,19	9,76	11,03
39	2,28	10,1	11,26
39,5	2,37	10,46	11,5
40	2,46	10,84	11,74
40,5	2,56	11,23	11,99
41	2,66	11,63	12,25
41,5	2,77	12,06	12,51
42	2,87	12,5	12,77
42,5	3	13	13,05
43	3,12	13,5	13,34
43,5	3,24	14	13,64
44	3,37	14,5	13,96
45	3,65	15,64	14,64

ж) для зданий с подвалом шириной менее 20 м и глубиной (от уровня планировки) более 2 м учитываемую глубину заложения фундаментов при вычислении R следует принимать не более 2 м; при большей глубине подвала глубина заложения фундаментов наружных стен, считая от пола подвала, должна приниматься не менее 0,5 м; возможность назначения меньшей глубины заложения должна быть подтверждена расчетом несущей способности основания;

з) наличие подвала шириной менее 20 м учитывается введением в формулу (3.38) (17) члена $-\gamma'_{II}h_0$.

3.180. Расчетные значения φ_{II}, c_{II} и γ_{II} определяются согласно указаниям пп. 3.24—3.60 (3.10—3.16) при доверительной вероятности, принимаемой для расчетов по II предельному состоянию, равной $\alpha=0{,}85$. Указанные характеристики находятся для толщи грунта,

Таблица 3.22(17)

Вид грунтов	Коэффициент m_1	Коэффициент m_2 для зданий и сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины здания (сооружения) или его отсека к его высоте L/H, равном	
		4 и более	1,5 и менее
Крупнообломочные грунты без заполнителя или с песчаным заполнителем и песчаные грунты, кроме мелких и пылеватых	1,4	1,2	1,4
Пески мелкие:			
маловлажные и влажные	1,3	1,1	1,3
насыщенные водой	1,2	1,1	1,3
Пески пылеватые:			
маловлажные и влажные	1,2	1,0	1,2
насыщенные водой	1,1	1,0	1,2
Крупнообломочные грунты с глинистым заполнителем и глинистые грунты с консистенцией $I_L \leqslant 0{,}5$	1,2	1,0	1,1
То же, с консистенцией $I_L > 0{,}5$	1,1	1,0	1,0

Примечания: 1. С жесткой конструктивной схемой считаются здания и сооружения, конструкции которых специально приспособлены к восприятию дополнительных усилий от деформаций основания путем применения мероприятий, указанных в п. 3.88 настоящей главы (п. 3.338 «а» Рук.).

2. Для зданий с гибкой конструктивной схемой значение коэффициента m_2 принимается равным единице.

3. При промежуточных значениях отношения длины здания (сооружения) к его высоте значение коэффициента m_2 определяется интерполяцией.

находящейся под подошвой фундамента, в пределах примерно $^1/_2$ ее ширины, если она не более 4 м, и $^1/_3$ — при большей ширине.

В целях облегчения пользования табл. 3.21 (16), особенно в случае, когда расчетные значения угла внутреннего трения подсчитаны с точностью до долей градуса, коэффициенты A, B и D приведены для углов φ_{II} с интервалом через 0,5°, вместо интервала 2° в табл. 16 главы СНиП II-15-74.

В случае если толща грунтов, расположенных ниже подошвы фундаментов или выше ее, неоднородна по глубине, то принимаются средневзвешенные значения ее характеристик по характеристикам грунта отдельных инженерно-геологических элементов этой толщи, определяемые по формуле

$$A_{ср} = \frac{\sum_{i=1}^{n} A_i h_i}{\sum_{i=1}^{n} h_i}, \qquad (3.40)$$

где $A_{ср}$ — средневзвешенное значение какой-либо характеристики грунта;

A_i — значение характеристики i-го инженерно-геологического элемента;

h_i — толщина элемента.

При неоднородности грунта в пределах плана расположения какого-либо протяженного фундамента (например, ленточного) расчет-

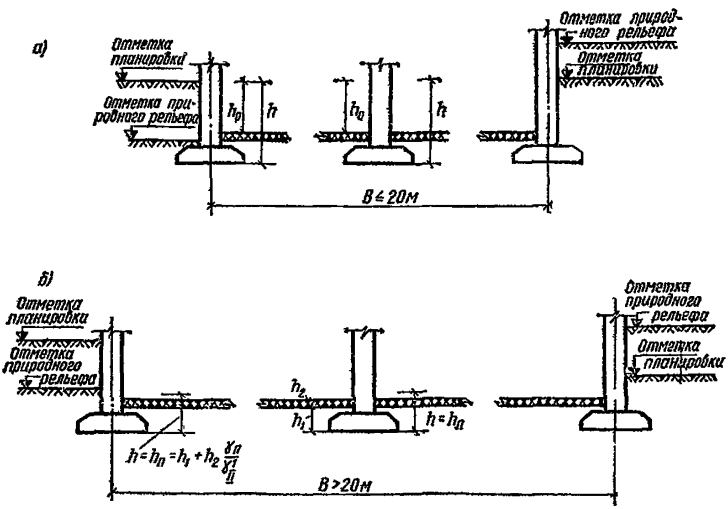


Рис. 3.15. Схема принимаемой в расчете глубины заложения фундаментов зданий при определении расчетного давления на основание R по формуле (3.38) (17)

а — при ширине подвала $B \leqslant 20$ м; *б* — то же, при $B > 20$ м

ное давление следует определять по характеристикам грунта наиболее слабого инженерно-геологического элемента или единый фундамент разделять на несколько различных по ширине.

3.181(3.51). Значения коэффициента условий работы грунтового основания m_1 и коэффициента условий работы здания или сооружения во взаимодействии с основанием m_2 принимаются по табл. 3.22(17).

3.182. К числу зданий и сооружений жесткой конструктивной схемы относятся:

а) здания панельные, блочные и кирпичные, в которых междуэтажные перекрытия опираются по всему контуру на поперечные и продольные стены и только на поперечные несущие стены — при малом их шаге;

б) сооружения типа башен, силосных корпусов, дымовых труб, домен.

3.183(3.52). Коэффициент надежности $k_н$ принимается в зависимости от метода определения расчетных характеристик грунта, в том числе:

по результатам непосредственных испытаний образцов грунта строительной площадки $k_н=1$;

по косвенным данным (без непосредственных испытаний) с использованием статистически обоснованных таблиц (например, приведенных в прил. 2) (табл. 3.12—3.14 Рук.) $k_н=1{,}1$.

При определении расчетного давления по формуле 3.38(17) по табличным нормативным значениям c и φ и при коэффициенте надежности $k_н=1{,}1$ допускается расчетные значения объемного веса грунта, расположенного ниже и выше подошвы фундамента, принимать равными нормативным.

3.184(3.53). Если грунт, расположенный вокруг фундамента и пригружающий основание, является песчаным, то при уровне грунтовых вод выше подошвы фундамента расчетное давление R по формуле (3.38) (17) должно вычисляться при объемном весе этого грунта γ'_{II} с учетом взвешивающего действия воды.

3.185. Взвешивающее действие воды при определении расчетного давления учитывается только для слоя песчаного и супесчаного грунта, расположенного выше подошвы фундамента, но ниже уровня грунтовой воды без учета капиллярного поднятия (рис. 3.16).

Если глинистый грунт выше подошвы фундамента подперт грунтовыми водами, давление от веса этого грунта уменьшается на величину «напорного» давления. Если водоупор расположен на уровне или выше подошвы фундамента, объемный вес вышерасположенного грунта принимается без учета взвешивания (рис. 3.16, *б*).

Если ширина траншеи или котлована в уровне подошвы фундамента более чем втрое превышает его ширину, вопрос о необходимости учета взвешивающего действия воды должен решаться в зависимости от вида грунта обратной засыпки. При меньших размерах котлована в расчет принимается объемный вес грунта естественного сложения, образующего откосы котлована.

Осредненное по слоям значение объемного веса грунта, залегающего выше подошвы фундамента, определяется по формуле (3.40), при этом отдельно должны рассматриваться слои, лежащие ниже и выше уровня грунтовых вод. Уровень грунтовой воды должен приниматься прогнозируемый по указаниям пп. 3.105—3.113 (3.17—3.20).

3.186. Объемный вес песчаного грунта с учетом взвешивающего действия воды $\gamma_{взв}$ определяется по формуле

$$\gamma_{взв} = \frac{\gamma_s - \gamma_W}{1 + e},$$

где γ_s — удельный вес грунта — для песчаного грунта допускается принимать равным 2,66 тс/м³;

γ_W — удельный вес воды, который допускается принимать равным $\gamma_W = 1$ тс/м³;

e — коэффициент пористости.

3.187(3.54). Расчетные давления R на основания, сложенные крупнообломочными грунтами, вычисляются по формуле (3.38) (17) на основе результатов непосредственных определений прочностных характеристик грунтов.

При отсутствии таких испытаний расчетное давление определяется по характеристикам заполнителя, если его содержание превышает 40% в случае песчаного заполнителя или 30% в случае глинистого заполнителя. При меньшем содержании заполнителя значения расчетных давлений на крупнообломочные грунты допускается принимать по табл. 1 прил. 4 «Условные расчетные давления на грунты оснований» (пп. 3.203—3.206 Рук.).

3.188. Для крупнообломочных грунтов элювиального происхождения условные расчетные давления R_0 принимаются по табл. 8.3. Расчетные давления R_0 на крупнообломочные грунты любого происхождения, приведенные в табл. 3.23 (1 прил. 4) и 8.3, допускается принимать для зданий и сооружений всех классов, кроме первого.

3.189(3.55). Расчетные давления на основание R в случае применения искусственного уплотнения грунтов или устройства грунтовых подушек должны определяться исходя из задаваемых проектом расчетных значений физико-механических характеристик уплотненных грунтов.

3.190. Для возможности правильного назначения и последующего производственного контроля характеристик уплотняемого грунта (в грунтовой подушке, в том числе песчаной, в отсыпаемой или намываемой насыпи и подсыпке или в уплотняемом верхнем слое основания) в проекте основания следует приводить характеристики грунта как в его естественном состоянии (в котловане, карьере), так и после уплотнения.

Для указанных целей должны определяться следующие характеристики:

а) номенклатурный вид грунта (песчаного — по крупности, глинистого — по числу пластичности, консистенции, просадочности, набухаемости и пр.);

б) объемный вес грунта, в том числе при оптимальной влажности уплотнения, объемный вес скелета грунта, а также коэффициента пористости грунта;

в) угол внутреннего трения, удельное сцепление и модуль деформации грунта.

3.191. Допускается прочностные характеристики уплотняемого грунта в проекте не указывать и ограничиваться назначением необходимой величины объемного веса глинистого грунта при оптимальной влажности уплотнения $W_{опт}$ и объемного веса скелета песчаного грунта, если:

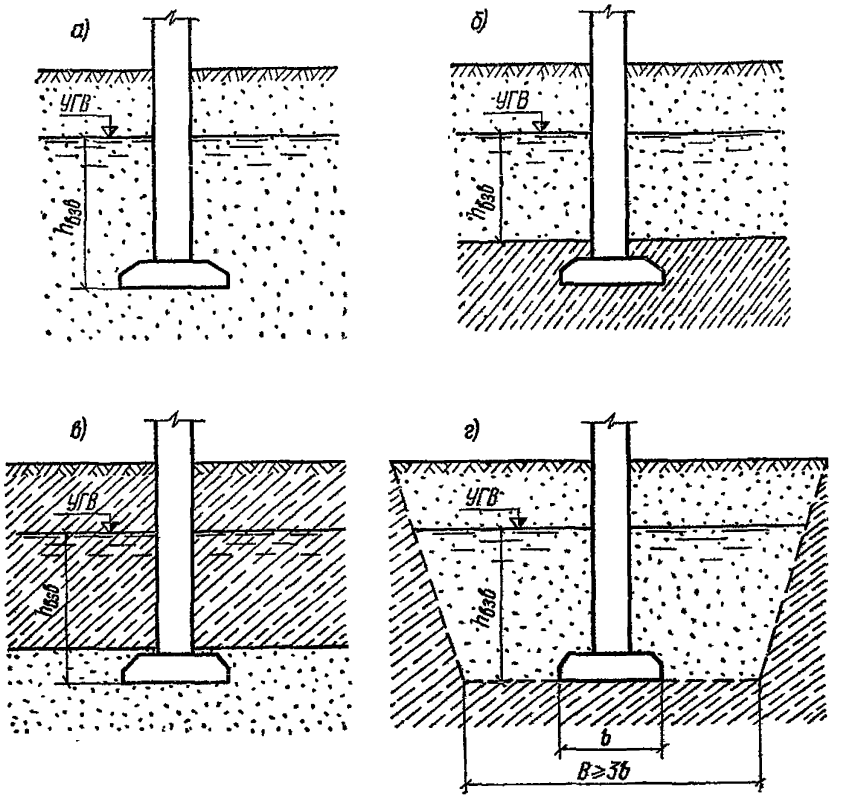


Рис. 3.16. Схемы слоев грунта толщиной $h_{взв}$, для которых учитывается взвешивающее действие воды

а — толщина слоя $h_{взв}$ принимается до подошвы фундамента; *б* — то же, до кровли глинистого грунта, расположенного выше подошвы фундамента; *в* — $h_{взв}$ включает слой глинистого грунта, испытывающий давление напорных вод нижележащего песчаного грунта; *г* — взвешивающее действие воды для всей засыпки песком при $B \geqslant 3b$

а) расчетное давление на грунты основания R будет приниматься по таблицам условного расчетного давления R_0, когда это допустимо по указаниям п. 3.203 (3.59);

б) если размеры фундамента будут в большей степени зависеть от характеристик подстилающего слоя, а не верхнего слоя, подлежащего уплотнению.

В остальных случаях назначение необходимых величин φ, c и γ обязательно.

3.192. Значения прочностных характеристик грунта φ и c допускается устанавливать для упрощения контроля уплотнения грунта по значениям его объемного веса в уплотненном состоянии, в том числе: объемного веса скелета песчаного грунта $\gamma_{ск}$ и объемного веса глинистого грунта γ при оптимальной влажности уплотнения.

Значения φ и c по значению γ могут определяться двояким путем:

а) на основе устанавливаемой при изысканиях экспериментальной зависимости φ и c от различных значений объемного веса одного и того же грунта, уплотненного до различной степени плотности;

б) по таблицам характеристик грунтов там, где эти таблицы допускаются к применению по п. 3.60 (3.16).

В обоих случаях допускается принимать расчетные значения φ и c, а также γ с коэффициентом безопасности $k_{\text{г}}=1$, но при этом расчетное давление R следует определять по формуле (3.38) (17) с коэффициентом надежности $k_{\text{н}}=1{,}1$.

При большом намеченном объеме работ по уплотнению грунтов рекомендуется предусмотреть использование результатов контроля уплотнения грунтов для корректировки принятых в проекте расчетных значений φ, c и γ и находимых по ним значений R и размеров фундамента.

3.193. Для назначения прочностных характеристик уплотненного грунта φ и c по табл. 3.12 и 3.13 (1 и 2 прил. 2) или условных расчетных давлений R_0 по табл. 3.23 и 3.24 (1 и 2 прил. 4) необходимо вычислить коэффициент пористости грунта и задаться, кроме того, консистенцией глинистого грунта.

Значение коэффициента пористости грунта определяется по формулам:

$$e=\frac{\gamma_s}{\gamma_{\text{ск}}}-1, \tag{3.41}$$

$$e=\frac{\gamma_{\text{ск}}}{\gamma}(1+W_{\text{опт}})-1, \tag{3.42}$$

где γ_s — удельный вес грунта;

$W_{\text{опт}}$ — оптимальное значение влажности глинистого грунта.

Удельный вес грунта в этом случае допускается принимать равным, тс/м³, для: песка — 2,66; супеси — 2,70; суглинка — 2,71; глины — 2,74.

Оптимальную для уплотнения влажность глинистого грунта в этих расчетах можно принимать равной 1,2 от влажности на границе раскатывания.

Значения φ и c для глинистых грунтов принимаются по табл. 3.13 (2 прил. 2) при консистенции 0—0,25.

3.194. Расчетные давления на рыхлые пески, найденные по формуле 3.38(17) при $m_1=1$ и $m_2=1$ или по указаниям п. 3.203(3.59), должны уточняться по результатам не менее трех испытаний штампа. Штамп следует применять размером и формой возможно более близкими форме и размерам проектируемого фундамента, но не менее 0,5 м².

Расчетное давление должно приниматься не более того, при котором ожидаемая осадка фундамента равна предельно допустимой величине.

Ожидаемую осадку допускается при этом определять по формуле

$$S=S_{\text{ш}}\sqrt{\frac{F_{\text{ф}}}{F_{\text{ш}}}}, \tag{3.43}$$

где $S_{\text{ш}}$ — осадка штампа при давлении, которое будет действовать по подошве проектируемого фундамента;

$F_{\text{ф}}$ — площадь подошвы фундамента (при $l>4b$, где l — длина и b — ширина фундамента, следует принимать $F_{\text{ф}}=4b^2$);

$F_{ш}$ — площадь подошвы штампа.

При проектировании фундаментов на рыхлых песках следует учитывать, что замачивание этих грунтов, а также различные динамические воздействия, в том числе сейсмические, могут привести к существенному увеличению осадок основания. В таких условиях для прогноза осадок формула (3.43) неприменима и возможные деформации основания должны определяться специальными исследованиями.

3.195. При значительной величине ожидаемых осадок и просадок основания, сложенного рыхлыми песками, или при возможности динамического на него воздействия следует предусматривать мероприятия по своевременному, до возведения здания или сооружения, уменьшению деформируемости основания (путем уплотнения, водопонижения, замачивания, закрепления, замены на плотный грунт и пр.) или же переходить на свайные фундаменты. Без указанных мероприятий устройство фундаментов на рыхлых песках и тем более в сейсмических районах не должно быть допущено. В необходимых случаях должны предусматриваться мероприятия по уменьшению чувствительности зданий и сооружений к неравномерным деформациям.

3.196(3.56). Расчетное давление на основание R, вычисленное по формуле 3.38 (17), может быть повышено в 1,2 раза, если определенные расчетом деформации основания при давлении R не превосходят 40% предельно допустимых величин, установленных в соответствии с требованиями пп. 3.63—3.69 настоящей главы (пп. 3.264—3.283 Рук.). При этом повышенное давление не должно вызывать деформации основания более 50% предельно допустимых и превышать величину давления из условий расчета оснований по несущей способности в соответствии с требованиями пп. 3.72—3.81 настоящей главы (пп. 3.291—3.316 Рук.).

3.197. Возможность повышения расчетного давления на грунты основания R против получаемого по формуле (3.38) (17) относится преимущественно к случаям, когда основание сложено песчаными грунтами (кроме рыхлых), а также глинистыми твердой и полутвердой консистенции, если при этом фундаменты имеют относительно небольшие размеры (до 20—30 м^2).

Повышение расчетного давления п. 3.196(3.56) недопустимо, если размеры фундамента определены, исходя из проверки подстилающего слоя по п. 3.218(3.62).

Пример определения допустимости повышения расчетного давления на 20% вследствие малой величины осадок.

Общие данные

Здание крупнопанельное высотой 9 этажей с поперечными и продольными несущими стенами. Междуэтажные перекрытия опираются на стены по всему контуру. Вследствие этого здание по п. 3.182 может быть отнесено к зданию с жесткой конструктивной схемой. Отношение длины здания к его высоте равно 1,5 (относительная длина здания).

Величину предельно допустимой средней осадки оснований фундаментов рассматриваемого здания принимаем по поз. 3.1 табл. 3.37 (18) равной 10 см.

Фундаменты проектируются ленточные с глубиной заложения, назначенной по конструктивным соображениям равной $h=1{,}7$ м, считая от уровня планировки срезкой. Предусмотрен подвал шириной

12 м. Глубина подвала от отметки планировки составляет 1,2 м. Толщина слоя грунта от подошвы фундамента до пола подвала $h_1 = 0{,}3$ м и толщина бетонного пола подвала $h_2 = 0{,}2$ м. Объемный вес материала пола подвала $\gamma_п = 2{,}3$ тс/м³.

Нагрузка на уровне верхнего обреза фундамента, расположенного на высоте $h_ф = 2{,}5$ м от отметки заложения фундамента, подсчитанная, согласно указаниям пп. 3.14 (3.6) и 3.20 (3.7), по грузовым площадям без учета перераспределения надфундаментной конструкцией, составляет 35 тс/м.

Для определения нагрузки (по подошве фундамента) и величины расчетного давления R примем для предварительных расчетов ширину ленточных фундаментов равной $b = 1{,}4$ м.

В этом случае дополнительная нагрузка от веса фундамента и грунта на его обрезах при усредненном объемном весе бетона и грунта $\gamma_{ср} = 2$ тс/м³ составит:

$$\Delta P = h_ф\, b \gamma_{ср} = 2{,}5 \cdot 1{,}4 \cdot 2 = 7 \text{ тс/м}.$$

Полная нагрузка равна

$$\Sigma P = 35 + 7 = 42 \text{ тс/м},$$

а давление по подошве фундамента

$$p = \frac{42}{1{,}4} = 30 \text{ тс/м}^2.$$

Грунтовые условия

Ниже подошвы фундамента до глубины 7 м залегает песок мелкий при коэффициенте пористости $e = 0{,}74$ и ниже — при $e = 0{,}65$. Засыпка пазух фундаментов предусматривается тем же мелким песком с уплотнением его до объемного веса скелета 1,6 тс/м³. Уровень грунтовых вод расположен ниже подошвы фундамента на 8 м.

По табл. 3.12 (1 прил. 2) нормативные значения характеристик грунта равны: $\varphi^н = 32°$; $c^н = 0{,}02$ кгс/см²; $E = 280$ кгс/см².

Объемный вес песка ниже подошвы фундамента $\gamma^н = 1{,}8$ тс/м³ и выше подошвы $\gamma^{н\prime} = 1{,}7$ тс/м³.

Поскольку прочностные и деформационные характеристики грунта приняты из указанной выше таблицы, где приведены лишь их нормативные значения, то согласно п. 3.60 (3.16) расчетные значения допускается для расчетов по второму предельному состоянию принимать равными нормативным. По аналогии за расчетные значения объемного веса грунтов принимаем также их нормативные значения.

Расчетные давления

Для определения расчетного давления по формуле (3.38) (17) установим в зависимости от указанных выше геологических и конструктивных данных коэффициенты m_1, m_2, $k_н$, A, B и D, а также значение расчетной глубины подвала h_0.

Коэффициенты m_1 и m_2 принимаем по табл. 3.22(17); $k_н$ — по указаниям п. 3.183 (3.52); A, B, и D — по табл. 3.21 (16).

Для мелкого песка (не насыщенного водой) $m_1 = 1{,}3$.

Для здания жесткой конструктивной схемы при относительной его длине 1,5 коэффициент $m_2 = 1{,}3$.

Поскольку значения прочностных характеристик грунта взяты из таблиц нормативные, то коэффициент надежности $k_н = 1{,}1$.

Для $\varphi_{II} = 32°$ имеем $A = 1{,}34$; $B = 6{,}35$ и $D = 8{,}55$.

Расчетная глубина подвала h_0 составит

$$h_0 = h - h_п = h - \left(h_1 + h_2 \frac{\gamma_п}{\gamma'_{II}}\right) = 1{,}7 - \left(0{,}3 + 0{,}2\frac{2{,}3}{1{,}7}\right) = 1{,}13 \text{ м},$$

а расчетное давление R будет равно

$$R = \frac{m_1 m_2}{k_н}\left(Ab\gamma_{II} + Bh\gamma'_{II} + Dc - \gamma'_{II} h_0\right) =$$

$$= \frac{1{,}3 \cdot 1{,}3}{1{,}1}(1{,}34 \cdot 1{,}4 \cdot 1{,}8 + 6{,}35 \cdot 1{,}7 \cdot 1{,}7 + 8{,}55 \cdot 0{,}2 - 1{,}7 \cdot 1{,}13) =$$

$$= 1{,}54\,(3{,}4 + 18{,}4 + 1{,}7 - 1{,}9) = 1{,}54\,(23{,}5 - 1{,}9) =$$

$$= 1{,}54 \cdot 21{,}6 = 33{,}3 \text{ тс/м}^2.$$

Видим, что расчетное давление на 10% превышает как фактическое давление p, так и условное расчетное давление по табл. 3.23 (1 прил. 4) $R_0 = 30$ тс/м^2.

Установим по величине деформаций основания при $p = 30$ тс/м^2 возможность увеличить расчетное давление на 20% и уменьшить соответственно ширину подошвы фундамента. Для этого определяем величину осадки.

Расчет осадки.

Осадку основания ленточного фундамента определяем по указаниям пп. 3.226—3.233 (1—7 прил. 3) с использованием таблиц, приведенных в работе Я. В. Юрика «Таблицы для определения осадок фундаментов» (Пособие для расчета оснований по деформациям. Київ, Будівельник, 1972 г.).

Расчет осадки выполним, предполагая, что сжимаемая толща основания на всю глубину представлена одним слоем грунта с модулем деформации $E = 280$ кгс/см^2 при объемном весе $\gamma = 1{,}8$ тс/м^3.

Величина природного давления на уровне подошвы фундамента

$$p_б = h\gamma'_{II} = 1{,}7 \cdot 1{,}7 = 2{,}9 \text{ тс/м}^2.$$

Находим дополнительное давление p_0 на грунты основания

$$p_0 = p - p_б = 30 - 2{,}9 = 27{,}1 \text{ тс/м}^2 = 2{,}71 \text{ кгс/см}^2.$$

По табл. 13 пособия Я. В. Юрика при $p = 2{,}75$ кгс/см^2, $h = 2$ м, $b = 1{,}4$ м и $E = 100$ кгс/см^2 осадка составит $S_{100} = 5{,}6$ см.

Индекс «100» при S поставлен для отличия обозначения осадки при $E = 100$ кгс/см^2 от осадки S при любом фактическом E.

Для $h = 1{,}7$ м осадку можно найти по интерполяции, используя разность осадок для фундаментов шириной $b = 1{,}6$ м при глубине заложения 1 и 2 м, тогда получим для $b = 1{,}4$ м и $h = 1{,}7$ м $S_{100} = 5{,}6 - 0{,}2 \cdot 0{,}3 = 5{,}54 \approx 5{,}6$ см.

Осадка при $E = 280$ кгс/см^2 будет равна

$$S = \frac{5{,}6 \cdot 100}{280} = 2 \text{ см} \ll S_{пр} = 10 \text{ см}.$$

Проверим допустимость учета в расчете осадки лишь верхнего слоя основания с $E = 280$ кгс/см^2.

Для $S_{100}=5{,}6$ см по нижней части табл. 13 имеем $m=10{,}4$ и глубину сжимаемой толщи

$$H=\frac{bm}{2}=\frac{1{,}4\cdot 10{,}4}{2}=7{,}3 \text{ м},$$

т. е. примерно равную величине толщи верхнего слоя грунта под подошвой фундамента. Таким образом, учет сжимаемости нижележащего слоя грунта не требуется.

Поскольку осадка $S=2$ см меньше 0,4 $S_{\text{пр}}$, в соответствии с п. 3.196 (3.56) допустимо величину R повысить в 1,2 раза, т. е. принять равной

$$R_{1,2}=1{,}2R=1{,}2\cdot 33{,}2=39{,}8\approx 40 \text{ тс/м}^2.$$

При $R_{1,2}=40$ тс/м^2 можно применить фундаменты шириной $b=1$ м вместо $b=1{,}4$ м. Тогда будем иметь давление по подошве фундамента шириной 1 м равным

$$p=\frac{35+2{,}5\cdot 1\cdot 2}{1}=\frac{35+5}{1}=40 \text{ тс/м}^2$$

и расчетное давление

$$R_{1,2}=39{,}8-1{,}2\cdot 1{,}54\cdot 3{,}4\,\frac{1{,}4-1}{1{,}4}=39{,}8-1{,}8=38 \text{ тс/м}^2.$$

Превышение фактическим давлением p расчетного на 2 тс/м^2, т. е. на 5%, в данном случае допустимо, поскольку осадка составляет всего 20% допустимой.

Поскольку осадка ленточного фундамента при постоянной внешней нагрузке очень мало зависит от давления по подошве, ее величину при уменьшенной ширине фундамента мы не уточняем.

Проверки несущей способности основания не требуется, поскольку, согласно п. 3.289 (3.4), наличие бетонного пола подвала создает условия, препятствующие боковому смещению фундамента.

3.198 (3.57). Расчетное давление R на основание в случае применения сборных прерывистых ленточных фундаментов определяется как для непрерывного ленточного фундамента по указаниям пп. 3.50—3.55 настоящей главы (пп. 3.178—3.193 Рук.) с повышением найденной величины R коэффициентом $m_{\text{пр}}$, учитывающим влияние распределительной способности грунтов основания и арочного эффекта между блоками прерывистого фундамента.

Коэффициент $m_{\text{пр}}$ допускается принимать:

а) для всех видов грунтов (кроме глинистых при коэффициенте пористости $e\geqslant 1{,}1$) $m_{\text{пр}}\leqslant 1{,}3$;

б) для глинистых грунтов при $e\geqslant 1{,}1$ $m_{\text{пр}}\leqslant 1{,}1$.

Примечание. Сборные ленточные фундаменты под стены, как правило, должны применяться прерывистыми.

3.199. Значение коэффициента $m_{\text{пр}}$ в пределах от 1,3 до 1,0 для случая *а* п. 3.198 (3.57) принимается равным:

$m_{\text{пр}}=1{,}3$ — для песков средней плотности при минимальном значении коэффициента пористости, а также для песков плотных;

$m_{\text{пр}}=1$ — для песков средней плотности при максимальном значении их коэффициента пористости для этой категории грунтов по табл. 2.11 (5), а также песков рыхлых.

Для песков средней плотности при промежуточных значениях коэффициента пористости между максимальными и минимальными его значениями по табл. 2.11(5) коэффициент $m_{пр}$ принимается по интерполяции.

Для глинистых грунтов значение $m_{пр}=1{,}3$ принимается при их консистенции $I_L \leqslant 0$ и $m_{пр}=1$ — при консистенции $I_L \geqslant 0{,}5$. Для грунтов с промежуточными значениями консистенции — по интерполяции.

Коэффициент $m_{пр}$ принимается равным $m_{пр}=1$ также в случаях, когда значение R вследствие малой величины осадок повышено по указаниям п. 3.56 СНиП II-15-74 (п. 3.196 Рук.) или когда ширина фундамента подобрана на основе проверки по слабому подстилающему слою.

3.200. Применение прерывистых фундаментов не рекомендуется, когда:

а) грунтовые условия относятся ко II типу по просадочности;

б) грунты под подошвой фундамента являются глинистыми с показателем консистенции $I_L > 0{,}5$.

Прерывистые фундаменты запрещается применять, если основание сложено: рыхлыми песками; просадочными грунтами в районах с сейсмичностью свыше 6 баллов.

3.201. Проектирование прерывистых фундаментов производится в следующей последовательности:

а) рассчитывается ширина b ленточного фундамента, при которой давление по его подошве p при нагрузках, соответствующих расчету по деформациям, равно расчетному давлению R, находимому по указаниям пп. 3.178—3.193 (3.50—3.55)), т. е. $p=R$;

б) определяется площадь $F=Lb$ ленточного фундамента длиной L, подлежащего замене на прерывистый фундамент;

в) в зависимости от грунтовых условий принимается максимально допустимая по указаниям пп. 3.198 и 3.199 (3.57) величина коэффициента $m_{пр}$;

г) выбирается по каталогу типоразмер блока-подушки длиной l и шириной $b_{пр}$; блок принимается, как правило, шириной, превышающей ширину ленточного фундамента, $b_{пр} \geqslant b$;

д) находится минимально допустимая величина суммарной площади подошвы всех блоков прерывистого фундамента по формуле

$$F_{пр} = \frac{F}{m_{пр}}; \qquad (3.44)$$

е) по величине $F_{пр}$ и площади одного блока $f_{пр}=lb_{пр}$ определяется необходимое число блоков n:

$$n = \frac{F_{пр}}{f_{пр}} + \Delta n, \qquad (3.45)$$

где Δn — поправка для округления отношения $\frac{F_{пр}}{f_{пр}}$ до большего целого числа;

ж) проверяется фактическая величина коэффициента $m'_{пр}$ при числе блоков n по формуле

$$m'_{пр} = \frac{F}{F_{пр}} = \frac{F}{nf_{пр}}; \qquad (3.46)$$

з) определяется величина расстояния (просвета) C между блоками

$$C = \frac{L - nl}{n - 1}; \tag{3.47}$$

и) находятся значения величин давления по подошве блоков $p_{\text{пр.бл}} = m'_{\text{пр}} p$ и давления по пятну фундамента, т. е. давления, отнесенного к общей площади всего прерывистого фундамента, включая просветы между блоками, и находимого по формуле

$$p_{\text{пр}} = \frac{pb}{b_{\text{пр}}}. \tag{3.48}$$

В случае применения в прерывистом фундаменте блоков различной длины, например с включением укороченных блоков, определение числа блоков n и расстояний между ними C производится подсчетом без использования формул (3.45) и (3.47).

3. 202. При проектировании прерывистых фундаментов необходимо учитывать следующее:

а) чем больше ширина блоков $b_{\text{пр}}$ при одной и той же их длине l, тем больший просвет получается между ними.

Величина просвета между блоками прерывистого фундамента должна быть не более 1,2 м и 0,7 l, а ширина фундаментных блоков $b_{\text{пр}}$ — не более 1,4 b;

б) раскладка блоков в прерывистом фундаменте осуществляется тем легче, чем меньше длина этих блоков и чем больше общая длина ленточного фундамента;

в) в проекте должно предусматриваться заполнение с трамбованием промежутков между блоками песком или местным грунтом;

г) рекомендуется подбор размеров блоков выполнять в нескольких вариантах, чтобы обеспечить при допустимых значениях C наибольшую величину повышающего коэффициента $m_{\text{пр}}$ и экономичность фундамента; для тех же целей целесообразно применение в случае необходимости в прерывистом фундаменте блоков не только нормальной длины, но и укороченных, например половинной длины;

д) применение прерывистых фундаментов экономически нецелесообразно, если фактическое значение коэффициента $m'_{\text{пр}}$ при подборе блоков стало меньше единицы и давление по подошве прерывистого фундамента меньше, чем у ленточного непрерывного фундамента;

е) краевые давления при внецентренной нагрузке не должны превышать величины $1{,}2\, m_{\text{пр}} R$;

ж) при расчете осадок прерывистого фундамента он рассматривается как непрерывный ленточный фундамент шириной $b_{\text{пр}}$, с давлением по его подошве, равным $p_{\text{пр}}$, определяемым по формуле (3.48);

з) давление по подошве блоков $p_{\text{пр.бл}} = m_{\text{пр}} p$, пересчитанное на нагрузки, принимаемые для расчетов по прочности, не должно превышать давления, на которое запроектирована конструкция блоков.

Пример определения размеров блоков прерывистого фундамента и их раскладки

Крупнопанельное здание высотой 9 этажей имеет ленточные фундаменты поперечные длиной $L = 13$ м и продольные — $L = 32$ м. Ширина фундаментов $b = 1$ м. Нагрузка по подошве фундамента для

расчетов по деформациям равна $p=40$ тс/м. Расчетное давление $R=40$ тс/м². Грунты песчаные плотные.

При замене ленточного непрерывного фундамента на прерывистый допустимо исходить из повышенного расчетного давления по подошве блоков прерывистого фундамента, принимая его с коэффициентом $m_{пр}=1{,}3$. Тогда площадь подошвы всех блоков прерывистого фундамента $F_{пр}$ может быть принята равной для поперечных стен

$$F_{пр}=\frac{F}{m_{пр}}=\frac{Lb}{m_{пр}}=\frac{13\cdot 1}{1{,}3}=10\ м^2.$$

Проверим применение фундаментных блоков-подушек в трех вариантах шириной $b_{пр}=1$; 1,2 и 1,4 м. Длина блоков всех размеров $l=2{,}38$ м. Площадь подошвы блока $f_{пр}$ каждого размера равна: 2,38; 2,85 и 3,33 м². Число необходимых блоков:

$$n=\frac{F_{пр}}{f_{пр}}+\Delta n=\frac{10}{2{,}38}+\Delta n=4{,}2+0{,}8=5;$$

$$n=\frac{10}{2{,}85}+\Delta n=3{,}5+0{,}5=4;$$

$$n=\frac{10}{3{,}33}+\Delta n=3.$$

Фактическая величина $m'_{пр}$:

$$m'_{пр}=\frac{F}{nf_{пр}}=\frac{13}{5\cdot 2{,}38}=1{,}09;$$

$$m'_{пр}=\frac{13}{4\cdot 2{,}85}=1{,}14;$$

$$m'_{пр}=\frac{13}{3\cdot 3{,}33}=1{,}3.$$

Находим величину расстояния (просвета) между блоками:

$$C=\frac{L-nl}{n-1}=\frac{13-5\cdot 2{,}38}{4}=\frac{13-11{,}9}{4}=\frac{1{,}1}{4}=0{,}275\ м;$$

$$C=\frac{13-4\cdot 2{,}38}{3}=\frac{13-9{,}5}{3}=\frac{3{,}5}{3}=1{,}17\ м;$$

$$C=\frac{13-3\cdot 2{,}38}{2}=\frac{13-7{,}15}{2}=\frac{5{,}85}{2}=2{,}92\ м.$$

Значительная величина просвета в последнем случае ($C=2{,}92$ м) не позволяет применить блоки шириной $b_{пр}=1{,}4$ м, длиной 2,38 м. Целесообразно применять блоки шириной $b_{пр}=1{,}2$ м, но укороченные, длиной $l=1{,}18$ м. Тогда

$$n=\frac{10}{1{,}2\cdot 1{,}18}+\Delta n=7;$$

$$m'_{\text{пр}} = \frac{13}{7 \cdot 1,2 \cdot 1,18} = 1,31;$$

$$C = \frac{13 - 7 \cdot 1,18}{6} = \frac{4,7}{6} = 0,78 \text{ м} < 0,7\, l = 0,83 \text{ м}.$$

Величина давлений равняется:
по подошве блоков $p_{\text{пр.бл}} = 1,31 \cdot 40 = 52,4$ тс/м²;

по пятну всего фундамента $p_{\text{пр}} = \frac{p \cdot b}{b_{\text{пр}}} = \frac{40 \cdot 1}{1,2} = 33,3$ тс/м²;

по подошве блоков от расчетных нагрузок при коэффициенте перегрузки $k = 1,2$ для расчета по прочности $p^{\text{п}}_{\text{пр.бл}} = 1,2 \cdot 52,4 = 62,9$ тс/м².

Для фундаментов под продольные стены длиной $L = 32$ м аналогичный расчет дает значения:
общей площади блоков прерывистого фундамента

$$F_{\text{пр}} = \frac{32 \cdot 1}{1,3} = 24,6 \text{ м};$$

числа n необходимых блоков при их ширине:

$$b_{\text{пр}} = 1 \text{ м} \quad n = \frac{24,6}{2,38} + \Delta n = 10,4 + 0,6 = 11;$$

$$b_{\text{пр}} = 1,2 \text{ м} \quad n = \frac{24,6}{2,85} + \Delta n = 8,7 + 0,3 = 9;$$

$$b_{\text{пр}} = 1,4 \text{ м} \quad n = \frac{24,6}{3,33} + \Delta n = 7,4 + 0,6 = 8.$$

Фактические величины коэффициента $m'_{\text{пр}}$:

$$m'_{\text{пр}} = \frac{32}{11 \cdot 2,38} = 1,22; \quad m'_{\text{пр}} = \frac{32}{9 \cdot 2,85} = 1,25;$$

$$m'_{\text{пр}} = \frac{32}{8 \cdot 3,33} = 1,2.$$

Расстояния между блоками:

$$C = \frac{32 - 11 \cdot 2,38}{10} = 0,58 \text{ м};$$

$$C = \frac{32 - 9 \cdot 2,38}{8} = 1,33 \text{ м};$$

$$C = \frac{32 - 8 \cdot 2,38}{7} = 1,86 \text{ м}.$$

Последние два варианта раскладки неприменимы, поскольку полученные значения $C > 1,2$ м.

При блоках $l=1{,}18$ м будем иметь более удачную раскладку, что видно из следующих данных, которые выписываем последовательно для $b_{пр}=1$ м; 1,2 м и 1,4 м:

$n=20{,}9+0{,}1=21$; $n=17{,}4+0{,}6=18$; $n=14{,}9+0{,}1=15$

$m'_{пр}=1{,}3$; $m'_{пр}=1{,}26$; $m''_{пр}=1{,}29$;

$C=0{,}36$ м; $C=0{,}64$ м; $C=1{,}02$ м$>0{,}7l=0{,}83$ м

3.203 (3.59). Предварительные размеры фундаментов должны назначаться по конструктивным соображениям или из условия, чтобы среднее давление на основание под подошвой фундамента было равно условному значению расчетного давления R_0, принятому в соответствии с требованиями, изложенными в прил. 4 к настоящей главе (пп. 3.204—3.206 Рук.).

Прил. 4 допускается также пользоваться для окончательного назначения размеров фундаментов зданий и сооружений III и IV классов при основаниях, сложенных горизонтальными, выдержанными по толщине слоями грунта (уклон не более 0,1), сжимаемость которых не увеличивается с глубиной в пределах двойной ширины наибольшего фундамента ниже проектной глубины его заложения.

3.204 (1 прил. 4). Условные расчетные давления на грунты основания R_0, приведенные в табл. 1—4 настоящего приложения (табл. 3.23, 3.24, 4.2 и 10.3 Рук.), предназначены для предварительь-

Таблица 3.23(1 прил. 4)

Условные расчетные давления R_0 на крупнообломочные и песчаные грунты [область применения см. п. 3.59 (п. 3.203 Рук.)]

Вид грунтов	R_0, кгс/см²	
Крупнообломочные		
Галечниковый (щебенистый) с песчаным заполнителем	6	
Гравийный (дресвяный) из обломков:		
а) кристаллических пород	5	
б) осадочных пород	3	
Песчаные	**Плотные**	**Средней плотности**
Пески крупные независимо от влажности	6	5
Пески средней крупности независимо от влажности	5	4
Пески мелкие:		
а) маловлажные	4	3
б) влажные и насыщенные водой	3	2
Пески пылеватые:		
а) маловлажные	3	2,5
б) влажные	2	1,5
в) насыщенные водой	1,5	1

Таблица 3.24(2 прил. 4)

Условные расчетные давления R_0 на глинистые (непросадочные) грунты [область применения см. п. 3.59 (п. 3.203 Рук.)]

Вид глинистых грунтов	Коэффициент пористости грунта e	R_0, кгс/см², при консистенции грунта	
		$I_L = 0$	$I_L = 1$
Супеси	0,5	3	3
	0,7	2,5	2
Суглинки	0,5	3	2,5
	0,7	2,5	1,8
	1	2	1
Глины	0,5	6	4
	0,6	5	3
	0,8	3	2
	1,1	2,5	1

Примечание. Для глинистых грунтов с промежуточными значениями e и I_L допускается определять величину R_0, пользуясь интерполяцией, вначале по e для значений $I_L=0$ и $I_L=1$, затем по I_L между полученными значениями R_0 для $I_L=0$ и $I_L=1$.

ного определения размеров фундаментов и окончательного — в случаях, указанных в п. 3.59 (п. 3.203 Рук.), для крупнообломочных и песчаных грунтов (табл. 1) и для глинистых (непросадочных) грунтов (табл. 2), в п. 4.9 (п. 4.46 Рук.) для просадочных грунтов (табл. 3) и в п. 10.6 (п. 10.36 Рук.) для насыпных грунтов (табл. 4).

3.205. Двойную интерполяцию, необходимую для нахождения R_0 для глинистых грунтов при промежуточных значениях e и I_L, рекомендуется выполнять за один прием по формуле

$$R_{0(eI_L)} = \frac{e_2 - e}{e_2 - e_1}\left[(1 - I_L)\, R_{0(1,0)} + I_L\, R_{0(1,1)}\right] + \\ + \frac{e - e_1}{e_2 - e_1}\left[(1 - I_L)\, R_{0(2,0)} + I_L\, R_{0(2,1)}\right], \qquad (3.49)$$

где e и I_L — характеристики грунта, для которого ищется значение R_0;

e_1 и e_2 — соседние значения коэффициента пористости, в интервале между которыми находится коэффициент пористости для рассматриваемого грунта;

$R_{0(1,0)}$ и $R_{0(1,1)}$ — табличные значения R_0 для e_1 при $I_L=0$ и $I_L=1$ соответственно;

$R_{0(2,0)}$ и $R_{0(2,1)}$ — то же, для e_2.

Если значение коэффициента пористости совпадает с приведенным в табл. 3.24 (2 прил. 4), то R_0 определяется по формуле

$$R_{0(I_L)} = R_{0(1,0)} - I_L (R_{0(1,0)} - R_{0(1,1)}). \qquad (3.50)$$

3.206 (2 прил. 4). При использовании в расчетах значений R_0, приведенных в табл. 1—3 (табл. 3.23, 3.24 и 4.2 Рук.) для окончательного назначения размеров фундаментов зданий и сооружений в случаях, указанных в пп. 3.59 и 4.9 настоящей главы (пп. 3.203 и 4.47 Рук.), величина расчетного давления на грунты основания R определяется по формулам (1) и (2) настоящего приложения (пп. 3.51 и 3.52 Рук.); при этом принимается, что значения R_0 в табл. 1—3 (табл. 3.23, 3.24 и 4.2 Рук.) относятся к фундаментам, имеющим ширину $b_1=1$ м и глубину заложения $h_1=2$ м.

При $h \leqslant 2$ м

$$R=R_0\left[1+k_1\left(\frac{b-b_1}{b_1}\right)\right]\left(\frac{h+h_1}{2h_1}\right); \quad (3.51)\ (1\ \text{прил. 4})$$

при $h>2$ м

$$R=R_0\left[1+k_1\left(\frac{b-b_1}{b_1}\right)\right]+k_2\gamma_{II}(h-h_1), \quad (3.52)\ (2\ \text{прил. 4})$$

где R_0 — условные значения расчетного давления (табл. 1—3 настоящего приложения) (табл. 3.23, 3.24 и 4.2 Рук.), соответствующие фундаментам с шириной $b_1=1$ м и глубиной заложения $h_1=2$ м;

b и h — соответственно фактические ширина и глубина заложения фундамента, м;

γ_{II} — расчетное значение объемного веса грунта, расположенного выше подошвы фундамента, тс/м^3;

k_1 — коэффициент, учитывающий влияние ширины фундамента, принимаемый для оснований, сложенных крупнообломочными и песчаными грунтами, кроме пылеватых песков, $k_1=0{,}125$, а пылеватыми песками и глинистыми грунтами $k_1=0{,}05$;

k_2 — коэффициент, учитывающий влияние глубины заложения фундамента, принимаемый для оснований, сложенных крупнообломочными и песчаными грунтами, $k_2=0{,}25$, супесями и суглинками $k_2=0{,}2$ и глинами $k_2=0{,}15$.

Для удобства расчетов по формуле (3.52) (2 прил. 4) величины R и R_0 выражены в кгс/см^2, а всех других в м и тс/м^3, что учтено значением k_2.

Пример определения ширины ленточного фундамента по условному расчетному давлению R_0

Глубина заложения фундамента $h=1{,}6$ м, его высота $h_\Phi=2$ м, нагрузка в уровне верха фундамента $P=29$ тс/м. Грунт основания — суглинок имеет следующие физические характеристики (приводим лишь необходимые для определения условного расчетного давления R_0): $e=0{,}7$; $I_L=0{,}9$.

Предварительную ширину подошвы фундамента назначаем, пользуясь табл. 3.24 (2 прил. 4).

Для суглинка при $e=0{,}7$ условное расчетное давление равно $R_{0(1,0)}=2{,}5$ кгс/см^2 и $R_{0(1,1)}=1{,}8$ кгс/см^2.

Линейно интерполируя по величине I_L, получим

$$R_0 = 2{,}5 - (2{,}5 - 1{,}8)\,0{,}9 = 1{,}86 \text{ кгс/см}^2 = 18{,}6 \text{ тс/м}^2.$$

Ширину подошвы фундамента найдем по формуле

$$b = \frac{P}{R_0 - \gamma_{ф.г}\, h_ф}, \qquad (3.53)$$

где P — нагрузка по верху фундамента;

$\gamma_{ф.г}$ — средневзвешенное значение объемного веса фундамента и грунта на обрезах фундаментной подушки;

$h_ф$ — высота фундамента.

Примем значение $\gamma_{ф.г} = 2$ тс/см^3. Тогда ширина будет равна

$$b = \frac{29}{18{,}6 - 2 \cdot 2} = \frac{29}{14{,}6} = 2 \text{ м}.$$

Учтем влияние глубины заложения фундамента и его ширины на величину расчетного давления по формуле (3.51) (1 прил. 4).

Для суглинка $k_1 = 0{,}05$

$$R = 18{,}6\left(1 + 0{,}05\,\frac{2-1}{1}\right)\frac{1{,}6+2}{2\cdot 2} = 18{,}6 \cdot 1{,}05 \cdot 0{,}9 = 17{,}5 \text{ тс/м}^2.$$

При этом ширина фундамента должна быть принята равной

$$b = \frac{29}{17{,}5 - 2 \cdot 2} = \frac{29}{13{,}5} = 2{,}15 \text{ м}.$$

Найдем величину расчетного давления на основание также и по формуле (3.38) (17) при $b = 2{,}15$ м, учитывая, что при дополнительных изысканиях получены значения прочностных характеристик грунта $\varphi_{II} = 22°$ и $c_{II} = 0{,}14$ кгс/см^2, а также его объемного веса $\gamma_{II} = 1{,}8$ тс/м^3. Модуль деформации по статическим испытаниям оказался равным $E = 150$ кгс/см^2.

Так как от поверхности грунта до подошвы фундамента располагается несколько слоев грунта с различными объемными весами, по формуле (3.40) получаем средневзвешенное значение объемного веса этих грунтов $\gamma'_{ср} = 1{,}75$ тс/м^3.

Коэффициенты условий работы грунтового основания m_1 и условий работы здания или сооружения с основанием m_2 примем по табл. 3.22(17), в которой для основания, сложенного суглинками при консистенции $I_L > 0{,}5$, коэффициенты $m_1 = 1{,}1$ и $m_2 = 1$.

Коэффициент надежности $k_н$ принимаем по указаниям п. 3.183 (3.52) равным $k_н = 1$, так как использованы характеристики грунтов, полученные в результате испытаний.

По табл. 3.21 (16) для $\varphi = 22°$ имеем $A = 0{,}6$; $B = 3{,}44$; $D = 6{,}04$.

Тогда расчетное давление по формуле (3.38) (17) для бесподвального здания получим равным $R = \frac{1{,}1 \cdot 1}{1}(0{,}6 \cdot 2{,}15 \cdot 1{,}8 + 3{,}44 \cdot 1{,}6 \times$

$$\times 1{,}75 + 6{,}04 \cdot 1{,}4) = 1{,}1\,(2{,}3 + 9{,}6 + 8{,}65) = 1{,}1 \cdot 20{,}4 = 22{,}5 \text{тс/м}^2.$$

Поскольку $R = 22{,}5$ тс/м^2, найденное по прочностным характеристикам грунта, оказалось больше $R = 17{,}5$ тс/м^2, найденного по R_0, то ширину фундамента можно уменьшить.

Ширина фундамента по формуле (3.53) будет равна

$$b = \frac{29}{22{,}5 - 2 \cdot 2} = \frac{29}{18{,}5} = 1{,}58 \approx 1{,}6 \text{ м}.$$

Примем $b = 1{,}6$ м. Тогда расчетное давление будет равно $R = 22$ тс/м^2, а давление по подошве фундамента от действующих нагрузок составит величину

$$p = \frac{29 + 2 \cdot 2 \cdot 1{,}6}{1{,}6} = \frac{35{,}4}{1{,}6} = 22 \text{ тс/м}^2.$$

Так, вследствие использования прочностных характеристик грунта φ и c ширина подошвы фундамента может быть равной 1,6 м, вместо 2,15 м, если бы R определялось по значениям R_0 на основе простейших характеристик грунта.

Величину осадки фундамента определим по табл. 10 упомянутого выше пособия (см. стр. 122).

Для $p_0 = 22{,}0 - 1{,}6 \cdot 1{,}8 \approx 20$ тс/см^2 $= 2$ кгс/см^2 осадка равна: при $E = 100$ кгс/см^2 — $S_{100} = 4{,}3$ см, при $E = 150$ кгс/см^2 — $S = 2{,}9$ см.

3.207(3.58). При необходимости увеличения нагрузок на основание существующих здании и сооружении (при надстроиках, реконструкции, установке более тяжелого оборудования и пр.) расчетные давления на основания должны приниматься в соответствии с фактическими данными о виде, состоянии и физико-механических свойствах грунтов основания, с учетом типа и состояния фундаментов и надфундаментных конструкций здания и сооружения и продолжительности их эксплуатации с оценкой ожидаемой и допустимой величины дополнительных осадок при увеличении нагрузок на фундаменты.

Если величина нового расчетного давления на грунты основания окажется недостаточной для восприятия новых нагрузок, то должны быть предусмотрены мероприятия по усилению основания, фундаментов, надфундаментных конструкций или по ограничению величины новых нагрузок.

3.208. Исследования показали, что давления на грунт от эксплуатируемых зданий и сооружений после стабилизации осадок могут быть существенно повышены, если эти здания и сооружения не имеют осадочных деформаций.

Увеличение нагрузок на основания эксплуатируемых зданий и сооружений, которые могут возникнуть при реконструкции, надстройке, капитальном ремонте и пр., допускается в таких размерах, при которых дополнительные осадки не нарушат эксплуатационную пригодность зданий и сооружений, а также прочность и сохранность конструкций.

Не допускается увеличение нагрузок без принятия соответствующих конструктивных мероприятий, если конструкции здания или сооружения находятся в неудовлетворительном по сохранности состоянии и имеют трещины и другие дефекты.

Не рекомендуется увеличение нагрузок на здания и сооружения, возведенные на насыпных грунтах и грунтах с растительными остатками.

3.209. Решение о допустимости и величине дополнительных нагрузок на основание, а также необходимых усилительных мероприятиях принимается проектной организацией на основе технического обследования конструкций и инженерно-технологических исследований.

Важно установить, какого размера и под какими частями здания или сооружения происходили осадки основания в процессе строительства и после его окончания и когда они затухли; какие возникали при этом деформации верхних конструкций и прекратилось ли их развитие; какие предпринимались ремонтно-укрепительные мероприятия, в том числе рихтовка крановых путей и другого оборудования.

При наличии осадочных деформаций следует установить маяки и в случае их разрыва организовать наблюдение за осадками.

Дополнительные инженерно-геологические исследования при отсутствии достаточных материалов изысканий, выполненных при первоначальном проектировании ранее построенного здания или сооружения, должны выполняться в соответствии с требованиями действующих нормативных документов, как при новом проектировании.

При проведении изысканий необходимо установить, не произошло ли существенного изменения геологических и гидрогеологических условий под реконструируемым зданием или сооружением.

При этом около существующих фундаментов должны быть отрыты шурфы для уточнения размеров фундаментов, их состояния и для проведения исследований и испытаний грунтов на уровне подошвы фундаментов и ниже ее на 0,5—1 м.

Шурфы должны отрываться как с наружной, так и с внутренней стороны фундаментов. Рекомендуется намечать расположение шурфов с таким расчетом, чтобы они находились вблизи наиболее нагруженных фундаментов или подлежащих наибольшему дополнительному нагружению. Исследуются также грунты и фундаменты, над которыми наблюдаются в верхних конструкциях какие-либо дефекты.

Расчет дополнительных осадок оснований отдельных фундаментов допускается выполнять на дополнительную величину давления, возникающую при увеличении нагрузок на фундаменты, если установлено, что осадки от ранее существовавших нагрузок полностью стабилизировались.

3.210(3.60). Давление на грунт у края подошвы внецентренно-нагруженного фундамента (вычисленное в предположении линейного распределения давления под подошвой фундамента) при нагрузках, принимаемых для расчета оснований по деформациям [см. п.3.7 настоящей главы (п. 3.17 Рук.)], должно определяться, как правило, с учетом заглубления фундамента в грунт, жесткости соединения фундамента с надфундаментной конструкцией и жесткости этой конструкции. При этом величина краевого давления при действии изгибающего момента вдоль каждой оси фундамента не должна превышать 1,2 R и в угловой точке — 1,5R (здесь R — расчетное давление на основание, определяемое в соответствии с требованиями пп. 3.50—3.54 настоящей главы (пп. 3.178—3.187 Рук.).

Примечание. При расчете оснований фундаментов мостов на внецентренную нагрузку следует руководствоваться требованиями главы СНиП по проектированию мостов и труб.

Требование настоящего п. 3.210 (3.60) распространяется и на случаи, когда расчетное давление R определяется по указаниям пп. 3.189—3.206 (3.55—3.59).

3.211. Влияние заделки фундаментов в грунте допускается не учитывать при относительном их заглублении $\frac{h}{b} \leqslant 2$, где h и b глубина заделки фундамента в грунте и его ширина соответственно.

3.212. Влияние на краевые давления жесткости соединения фундамента с надфундаментной конструкцией и жесткости самой конструкции определяется на основе расчета этих конструкций с учетом сжимаемости основания.

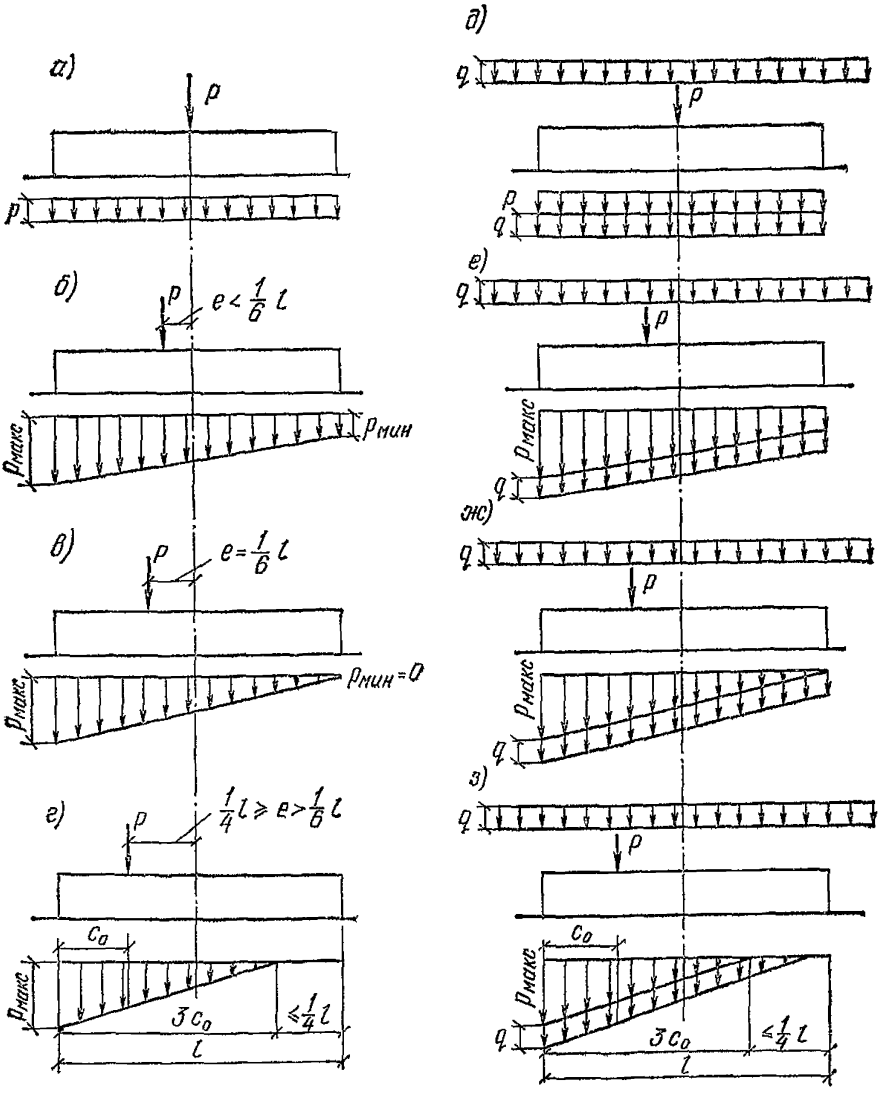


Рис. 3.17. Эпюры давлений по подошве фундаментов при центральной и внецентренной нагрузках

а—г — при отсутствии нагрузок на полы; *д—з* — при сплошной равномерно распределенной нагрузке интенсивностью *q*; *а* и *д* — при центральной нагрузке; *б* и *е* — при эксцентриситете нагрузки $e<\frac{l}{6}$; *в* и *ж* — при $e=\frac{l}{6}$; *г* и *з* — при $e>\frac{l}{6}$ (с частичным отрывом фундамента от грунта)

3.213. При расчете внецентренно-нагруженных фундаментов помимо трапециевидных эпюр давлений могут быть допущены и треугольные, в том числе укороченной длины, обозначающие краевой отрыв подошвы фундамента от грунта при относительном эксцентриситете равнодействующей более $^1/_6$ (рис. 3.17).

Для фундаментов колонн зданий, оборудованных мостовыми кранами грузоподъемностью 75 тс и выше, а также для фундаментов колонн открытых крановых эстакад при кранах грузоподъемностью свыше 15 тс, для труб, домен и других сооружений башенного типа или при величине расчетного давления на основание фундаментов всех видов зданий и сооружений менее $R=1{,}5$ кгс/см^2 размеры фундаментов рекомендуется назначать такими, чтобы эпюра давлений была трапециевидной, с соотношением краевых давлений $\frac{p_{мин}}{p_{мако}} \geqslant 0{,}25$.

В остальных случаях для фундаментов зданий с мостовыми кранами допускается треугольная эпюра, но без отрыва подошвы фундамента от грунта, т. е. с относительным эксцентриситетом равнодействующей, равным $^1/_6$.

Для фундаментов бескрановых зданий с подвесным транспортным оборудованием допускается треугольная эпюра давлений с нулевой ординатой на расстоянии не более $^1/_4$ длины подошвы фундамента, что соответствует относительному эксцентриситету равнодействующей не более $^1/_4$.

Требования, ограничивающие допустимую форму эпюры давления на грунт (допустимую величину эксцентриситета), относятся к любым основным сочетаниям нагрузок.

3.214. Краевые давления определяются по формулам:

при относительном эксцентриситете $\frac{e_0}{l} \leqslant {}^1/_6$

$$p = \frac{N}{F} + \gamma_{ф.г}\, h_ф \pm \frac{M}{W}; \qquad (3.54)$$

при относительном эксцентриситете $\frac{e_0}{l} > {}^1/_6$

$$p = \frac{2}{3}\,\frac{N + \gamma_{ф.г}\, h_ф\, lb}{bc_0}, \qquad (3.55)$$

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

F — площадь подошвы фундамента;

$\gamma_{ф.г}$ — среднее взвешенное значение объемных весов тела фундамента, грунта и пола, расположенных над подошвой фундамента, принимается равным 2 тс/м^3;

$h_ф$ — высота фундамента;

M — момент от равнодействующей всех нагрузок, действующих по подошве фундамента, найденный с учетом заглубления фундамента в грунте и перераспределяющего влияния верхних конструкций или без этого учета;

W — момент сопротивления площади подошвы фундамента;

c_0 — расстояние от точки приложения равнодействующей до края фундамента по его оси, определяемое по формуле

$$c_0 = \frac{l}{2} - \frac{M}{N + \gamma_{ф.г} h_ф lb}; \qquad (3.56)$$

e_0 — эксцентриситет нагрузки по подошве фундамента, определяемый по формуле

$$e_0 = \frac{M}{N + \gamma_{ф.г} h_ф lb}. \qquad (3.57)$$

При относительном эксцентриситете $\frac{e_0}{l} \leqslant 1/30$ краевые давления допускается не определять, поскольку при среднем давлении $p_{ср} \leqslant R$ краевое давление $p_{макс} \leqslant 1{,}2R$.

3.215. При наличии моментов, действующих в двух направлениях — M_x и M_y, параллельных осям x и y прямоугольного фундамента, величина наибольшего давления в угловой точке определяется по формуле

$$p_{макс} = \frac{N}{F} + \gamma_{ф.г} h_ф + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y}. \qquad (3.58)$$

3.216. При наличии на полах сплошной равномерно распределенной нагрузки интенсивностью q краевые и средние давления по подошве следует увеличивать на величину q (рис. 3.17, *д—з*).

Нагрузку на полы промышленных зданий допускается считать

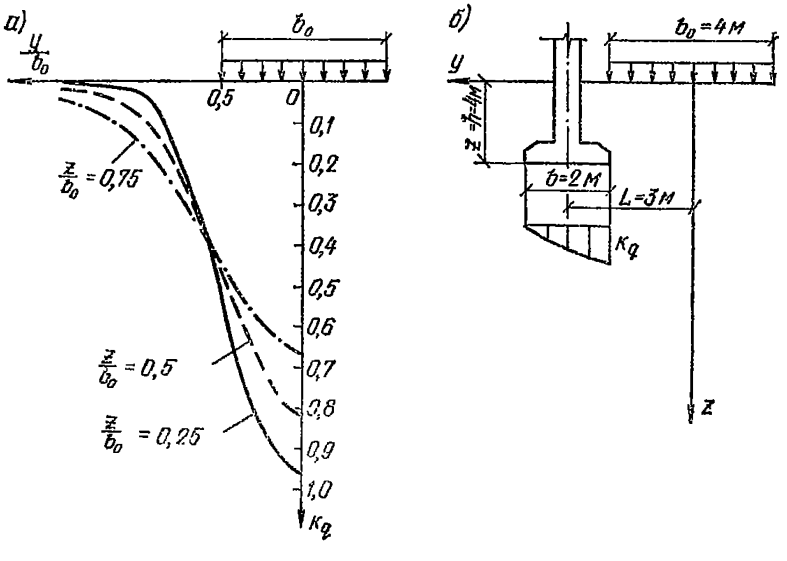


Рис. 3.18. Расчетные схемы для учета влияния полосовой нагрузки на деформацию основания

а — значения коэффициента k_q, соответствующие различным горизонтальным сечениям основания; *б* — схема для примера расчета давления от полосовой нагрузки на уровне подошвы фундамента

равной $q=2$ тс/м², если в технологическом задании на проектирование не оговаривается большее значение этой нагрузки.

Если нагрузка на полы расположена лишь с одной стороны фундамента, то она учитывается как полосовая, согласно указаниям п. 3.217.

3.217. При действии местной (полосовой) равномерно распределенной нагрузки интенсивностью q в виде полосы шириной b_0 (рис. 3.18, *а*) средние давления на грунт под подошвой фундамента, а также краевые давления должны быть увеличены на $k_q q$, где коэффициент изменения в толще грунта давления от нагрузки на полы k_q принимается по табл. 3.25 в зависимости от отношений z/b_0 и $\frac{y}{b_0}$, в которых z и y — координаты точек, расположенных по вертикали, проходящей через рассматриваемую точку на подошве фундамента.

Пример определения давлений по подошве фундаментов от полосовой нагрузки на полах (рис. 3.18, б).

Фундаменты шириной $b=2$ м заглублены от пола помещения на $h=4$ м; нагрузка на полах интенсивностью $q=2$ тс/м² равномерно распределена по полосе шириной $b_0=4$ м. Полоса удалена от оси фундамента на $L=3$ м (считая от оси полосы).

Подсчет давлений выполним для трех точек подошвы фундамента:

1) для наиболее удаленной от полосовой нагрузки краевой точки, находящейся на расстоянии от оси полосы, равном $y_1=L+\frac{b}{2}$;

2) для осевой точки $y_2=L$;

3) для наиболее близкой краевой точки $y_3=L-\frac{b}{2}$.

Таблица 3.25

z/b_0	Коэффициент k_q изменения давления в толще грунта от полосовой нагрузки в зависимости от y/b_0								
	0	0,15	0,25	0,35	0,5	0,75	1	1,5	2
0	1	1	1	1	0,5	0	0	0	0
0,15	0,99	0,98	0,97	0,91	0,5	0,03	0	0	0
0,25	0,96	0,94	0,91	0,81	0,5	0,09	0,02	0	0
0,35	0,91	0,89	0,83	0,73	0,49	0,15	0,04	0,01	0
0,5	0,82	0,81	0,73	0,65	0,48	0,22	0,08	0,02	0
0,75	0,67	0,65	0,61	0,55	0,45	0,26	0,15	0,05	0,02
1	0,54	0,53	0,51	0,47	0,41	0,29	0,19	0,07	0,03
1,25	0,46	0,45	0,44	0,4	0,37	0,27	0,2	0,10	0,04
1,5	0,40	0,39	0,38	0,35	0,33	0,27	0,21	0,11	0,06
1,75	0,35	0,34	0,34	0,32	0,3	0,25	0,21	0,13	0,07
2	0,31	0,3	0,29	0,29	0,28	0,24	0,2	0,13	0,08
2,5	0,24	0,24	0,24	0,24	0,23	0,22	0,19	0,14	0,09
3	0,21	0,21	0,21	0,2	0,2	0,18	0,17	0,13	0,1
4	0,16	0,16	0,16	0,15	0,15	0,14	0,14	0,12	0,11
5	0,13	0,13	0,13	0,13	0,12	0,12	0,12	0,11	0,10

Давление в указанных точках находим для глубины z, равной глубине заложения фундамента, $z=h$ и $z=0{,}5h$.

Давления определяются через коэффициент k_q, находимый по табл. 3.25 в зависимости от относительных величин удаленности точек от оси полосовой нагрузки $\frac{y}{b_0}$ и глубины их расположения $\frac{z}{b_0}$.

Подсчет для случая $q=2$ тс/м², $b_0=4$ м, $b=2$ м, $L=3$ м выполним в табличной форме (табл. 3.26).

Таблица 3.26

№ точки	y, м	$\frac{y}{b_0}$	При $\frac{z}{b_0}=0{,}5$		При $\frac{z}{b_0}=1$	
			k_q	$k_q q$, тс/м²	k_q	$k_q q$, тс/м²
1	$L+\frac{b}{2}=4$	1	0,08	0,16	0,19	0,38
2	$L=3$	0,75	0,22	0,44	0,29	0,58
3	$L-\frac{b}{2}=2$	0,5	0,48	0,96	0,41	0,82

3.218 (3.62). **При наличии в пределах сжимаемой толщи основания на глубине z от подошвы фундамента слоя грунта меньшей прочности, чем прочность вышележащих слоев, размеры фундамента должны обеспечивать соблюдение условия:**

$$p_{0z}+p_{бz}\leqslant R_z, \qquad (3.59)\ (19)$$

где p_{0z} — **дополнительное давление на глубине z от фундамента здания или сооружения, определяемое по указаниям прил. 3 к настоящей главе (пп. 3.226—3.232 Рук.);**

$p_{бz}$ — **давление от собственного веса грунта на глубине z;**

R_z — **расчетное давление на кровлю грунта пониженной прочности (расположенную на глубине z), вычисленное по формуле (3.38) (17) для условного фундамента шириной b_z, равной**

$$b_z=\sqrt{F_z+a^2}-a. \qquad (3.60)\ (20)$$

В формуле (3.60) (20) обозначено:

$$F_z=\frac{P}{p_{0z}};$$

$$a=\frac{l-b}{2},$$

где P — **нагрузка, передаваемая на основание проектируемым фундаментом;**

l, b — **соответственно длина и ширина проектируемого фундамента.**

3.219. В случае, если проверка по подстилающему слою грунта относится к ленточному фундаменту с нагрузкой P, тс/м, длину условного фундамента можно считать равной длине проектируемого. При этом ширину условного фундамента b_z допускается определять по формуле

$$b_z = \frac{P}{p_{0z}}. \qquad (3.61)$$

Для квадратного фундамента

$$b_z = \sqrt{F_z}.$$

Пример определения размеров фундамента при проверке по подстилающему слою грунта меньшей прочности,, чем прочность грунта вышележащих слоев (рис. 3.19).

Грунтовые условия представлены следующими напластованиями: с поверхности до глубины 3,8 м залегают крупные пески с характеристиками: $\varphi_{II}=38°$, $\gamma_{II}=1{,}8$ тс/м³ и $E=400$ кгс/см². Пески подстилаются суглинками, имеющими $\varphi_{II}=19°$, $c_{II}=1{,}1$ тс/м², $\gamma_{II}=1{,}7$ тс/м³ и $E=170$ кгс/см².

Характеристики грунтов приняты по результатам испытаний, их расчетные значения определены по указаниям пп. 3.24—3.60 (3.10—3.16).

Здание с гибкой конструктивной схемой. Вертикальная нагрузка на фундамент $N=470$ тс, момент $M=47$ тс·м, эксцентриситет нагрузки $e=0{,}1$ м.

Глубина заложения фундамента —2 м.

Фундамент принимаем квадратным со стороной $b=3$ м.

а) Расчетное давление на основание под подошвой фундамента вычисляем по формуле 3.38 (17).

Коэффициенты условий работы грунтового основания m_1 и m_2 находим по табл. 3.22 (17): $m_1=1{,}4$ и $m_2=1$.

Коэффициент надежности $k_н$ в соответствии с п. 3.183 (3.52) принимаем $k_н=1$.

Для $\varphi_{II}=38°$ по табл. 3.21 (16) находим: $A=2{,}11$; $B=9{,}44$; $D=10{,}8$, тогда расчетное давление будет равно

$$R = \frac{1{,}4\cdot 1}{1}(2{,}11\cdot 3\cdot 1{,}8 + 9{,}44\cdot 2\cdot 1{,}8) = 1{,}4\,(11{,}4 + 34{,}0) =$$

$$= 1{,}4\cdot 45{,}4 = 63{,}6 \text{ тс/м}^2.$$

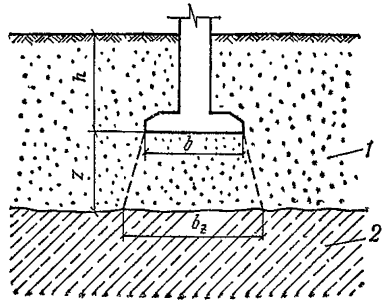


Рис. 3.19. Схема для проверки расчетного давления по характеристикам грунта подстилающего слоя основания

1 — грунт верхних слоев основания; *2* — подстилающий слой грунта меньшей прочности, чем грунты вышележащих слоев

Давление по подошве фундамента

$$p = \frac{N}{b^2} + \gamma_{ф.г}\, h_ф = \frac{470}{9} + 2 \cdot 2 = 52{,}3 + 4 = 56{,}3 \text{ тс/м}^2.$$

По характеристикам верхнего слоя грунта размеры фундамента имеют запас и могут быть уменьшены до 2,85×2,85 м. Тогда будем иметь $R = 62$ тс/м² и $p = \frac{470}{8{,}1} + 4 = 62$ тс/м².

Краевое давление можно не проверять, так как относительный эксцентриситет равен $^1/_{30}$ (п. 3.214).

Проверка допустимости размера фундамента 3×3 м расчетом его осадки показала, что при дополнительном давлении $p_0 = p - p_б = 56{,}3 - 2 \cdot 1{,}8 = 52{,}7$ тс/м² фундамента на двухслойное основание с $E = 400$ кгс/см² и 170 кгс/см² осадка составляет $S \approx 5$ см.

Это существенно меньше предельного значения средней осадки ($S_{пр} = 8$ см). Таким образом, размеры фундамента допустимы;

б) выполняем проверку по подстилающему слою, расположенному на глубине $z = 1{,}8$ м ниже подошвы фундамента.

Для определения p_{0z} — дополнительного давления на глубине z, находим

$$p_0 = p - \gamma h = 62 - 1{,}8 \cdot 2 = 62 - 3{,}6 = 58{,}4 \text{ тс/м}^2;$$

$$m = \frac{2z}{b} = \frac{2 \cdot 1{,}8}{3} = 1{,}2 \text{ и } \alpha = 0{,}606.$$

Тогда

$$p_{0z} = \alpha p_0 = 0{,}606 \cdot 58{,}4 = 35{,}3 \text{ тс/м}^2.$$

Для определения ширины условного фундамента b_z по формуле (3.60) (20) находим только F_z, поскольку величина a для квадратного фундамента равна нулю.

$$F_z = \frac{P}{p_{0z}} = \frac{N + \gamma_{ф.г}\, h_ф\, b^2}{p_{0z}} = \frac{470 + 2 \cdot 2 \cdot 9}{35{,}3} = \frac{506}{35{,}3} = 14{,}4 \text{ м}^2,$$

откуда

$$b_z = \sqrt{F_z} = \sqrt{14{,}4} = 3{,}8 \text{ м}.$$

Для условного фундамента на кровле подстилающего слоя, с характеристиками грунта $\varphi_{II} = 19°$ и $c_{II} = 1{,}1$ тс/м², расчетое давление будем определять при $m_1 = m_2 = k_2 = 1$ и значениях коэффициентов $A = 0{,}47$; $B = 2{,}88$ и $D = 5{,}48$, тогда

$$R_z = 0{,}47 \cdot 3{,}8 \cdot 1{,}7 + 2{,}88 \cdot 3{,}8 \cdot 1{,}8 + 5{,}48 \cdot 1{,}1 =$$
$$= 2{,}8 + 19{,}6 + 6 = 28{,}4 \text{ тс/м}^2.$$

Сравнение R_z с действующим давлением

$$p_{0z} + p_{бz} = 35{,}3 + 1{,}8 \cdot 3{,}8 = 35{,}3 + 6{,}8 = 42{,}1 > 28{,}4 \text{ тс/м}^2$$

показывает необходимость увеличения размеров (площади) фундамента;

в) увеличиваем площадь фундамента примерно пропорционально отношению действующего давления к расчетному R_z:

$$(3 \cdot 3)\frac{42}{28} = (3 \cdot 3)\, 1{,}5 = 13{,}5 \text{ м}^2.$$

Примем новые размеры фундамента равными

$$b = \sqrt{13{,}5} = 3{,}67 \approx 3{,}7 \text{ м}.$$

При $b=3{,}7$ м давление по подошве составит

$$p = \frac{470}{3{,}7 \cdot 3{,}7} + 4 = 34{,}5 + 4 = 38{,}5 \text{ тс/м}^2;$$

$$p_0 = 38{,}5 - 3{,}6 = 34{,}9 \text{ тс/м}^2.$$

Значение p_{0z} на кровле подстилающего слоя при

$$m = \frac{2 \cdot 1{,}8}{3{,}7} = 0{,}97 \text{ и } \alpha \approx 0{,}72$$

составит $p_{0z} = 0{,}72 \cdot 34{,}9 = 25{,}1 \text{ тс/м}^2$.

Суммарное давление будет равно

$$p_{0z} + p_{бz} = 25{,}1 + 6{,}8 = 31{,}9 \text{ тс/м}^2.$$

Площадь условного фундамента:

$$F_z = \frac{P}{p_{0z}} = \frac{470 + 4 \cdot 13{,}5}{25{,}1} = \frac{470 + 54}{25{,}1} = \frac{524}{25{,}1} = 20{,}9 \text{ м}^2$$

и его ширина $b_z=4{,}58$ м.

Тогда расчетное давление для условного фундамента шириной $b_z=4{,}58$ м на глубине расположения кровли подстилающего слоя будет равно

$$R_z = 0{,}47 \cdot 4{,}58 \cdot 1{,}7 + 19{,}6 + 6 = 29{,}3 < 31{,}9 \text{ тс/м}^2.$$

Полное совпадение (до 2%) расчетного и суммарного давлений на кровле подстилающего слоя будет при ширине фундамента (расположенного на верхнем слое грунта), равной $b=3{,}9$ м, вместо ширины $b=3$ м, при которой действующее давление по подошве фундамента на песчаном грунте не превышает расчетного давления R и краевое — 1,2 R;

г) если фундамент размером 3×3 м удовлетворял при нагрузке $N=470$ тс требованиям расчета по деформациям ($S < S_{пр}$), то фундамент большего размера при той же нагрузке тем более будет удовлетворять этим требованиям, так как его осадка составляет величину порядка 4 см $< S_{пр}=8$ см.

Расчет деформаций оснований

3.220 Расчет деформаций оснований должен производиться с учетом:

размеров фундамента в плане, его формы и глубины заложения;

физико-механических характеристик слоев грунтов в пределах сжимаемой толщи основания, а также их изменения в плане и по глубине;

вычисленных по указаниям пп. 3.14—3.23 (3.6—3.9) нагрузок на рассматриваемый фундамент, а также нагрузок на соседние фундаменты, полы и прилегающие площади.

Примечание. При определении крена отдельно стоящего фундамента (сооружения) следует также, как правило, учитывать

увеличение эксцентриситета нагрузки из-за наклона фундамента (сооружения).

3.221 (3.48). **Расчетная схема основания, используемая для определения совместной деформации основания и здания или сооружения (упругое линейно- или нелинейно-деформируемое полупространство; основание в виде слоя конечной толщины; основание, характеризуемое коэффициентом постели, в том числе переменным, и т. д.), должна выбираться с учетом механических свойств грунтов, характера их напластований в основании и особенностей сооружения.**

3.222. Для расчета деформаций основания используются расчетные схемы основания в виде упругого линейно-деформируемого полупространства и слоя конечной толщины [пп. 3.223 (3.49) и 3.224]. Для расчета конструкций на сжимаемом основании кроме этих расчетных схем могут применяться схемы, характеризуемые коэффициентом постели или коэффициентом жесткости. Под коэффициентом жесткости понимается отношение величины нагрузки, действующей на фундамент, к его расчетной осадке, которая может определяться, в частности, по рекомендациям главы СНиП II-15-74. Такая характеристика сжимаемости основания оказывается очень удобной, в особенности при необходимости учета неоднородности грунтов основания.

При соответствующем обосновании допускается применение расчетных схем основания, учитывающих нелинейность зависимости «нагрузка — осадка».

3.223 (3.49). **Расчет деформаций основания следует, как правило, выполнять, применяя расчетную схему основания в виде:**

а) линейно-деформируемого полупространства с условным ограничением глубины сжимаемой толщи основания исходя из соотношения величин дополнительного давления от фундамента $p_{0z'}$ (по вертикали, проходящей через его центр) и природного давления на той же глубине $p_{бz'}$;

б) линейно-деформируемого слоя конечной толщины, если:

в пределах сжимаемой толщи основания, определяемой как для линейно-деформируемого полупространства, расположен грунт с модулем деформации $E \geqslant 1000$ кгс/см^2;

фундамент имеет большие размеры (ширина или диаметр более 10 м) и модуль деформации грунтов $E \geqslant 100$ кгс/см^2 независимо от глубины залегания малосжимаемого грунта.

3.224. Расчетную схему линейно-деформируемого слоя допускается применять:

а) при наличии в пределах сжимаемой толщи основания z', определяемой по п. 3.232 (6 прил. 3), слоя грунта с модулем деформации $E_1 \geqslant 1000$ кгс/см^2, подстилаемого грунтом с модулем деформации $E_2 < E_1$, если соблюдается условие

$$h_1 \geqslant z' \left(1 - \sqrt[3]{\frac{E_2}{E_1}}\right), \qquad (3.62)$$

где h_1 — толщина слоя грунта с модулем деформации E_1;

б) для фундаментов больших размеров в плане при наличии в пределах сжимаемой толщи основания, определенной по пп. 3.235—3.264, слоев грунта с модулем деформации $E < 100$ кгс/см^2, если их суммарная толщина не превышает значения, указанного в п. 3.238.

3.225. Расчет деформаций основания с использованием расчет-

ных схем, указанных в п. 3.223 (3.49), следует выполнять в соответствии с требованиями, изложенными в пп. 3.226—3.264.

При этом среднее давление на основание под подошвой фундамента должно ограничиваться в соответствии с указаниями пп. 3.178—3.219 (3.50—3.60 и 3.62).

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСАДКИ

3.226 (1 прил. 3). Осадка основания фундамента с использованием расчетной схемы основания в виде упругого линейно-деформируемого полупространства [подпункт «а» п. 3.49 настоящей главы (п. 3.223 Рук.)] определяется методом послойного суммирования осадок отдельных слоев в пределах сжимаемой толщи основания.

Принимается, что для фундаментов шириной или диаметром менее 10 м осадка вызывается дополнительным давлением, равным разности среднего давления, передаваемого фундаментом, и природного давления (от веса грунта до выемки котлована), а величина сжимаемой толщи основания может устанавливаться по указаниям п. 6 (п. 3.232 Рук.).

Метод послойного суммирования позволяет определять осадку как отдельно стоящего фундамента, так и фундамента, на осадку которого влияют нагрузки, передаваемые соседними фундаментами, а также нагрузки на полы и прилегающие площади.

В обоих случаях при расчете осадок для ряда горизонтальных сечений сжимаемой толщи основания определяются дополнительные давления по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента.

Для учета влияния соседних фундаментов помимо этих давлений должны также определяться давления по вертикалям, проходящим по углам «фиктивных фундаментов», согласно указаниям п. 4 (п. 3.229 Рук.).

3.227 (2 прил. 3). При расчете осадок отдельно стоящих фундаментов методом послойного суммирования следует учитывать схему распределения вертикальных давлений в толще основания, приведенную на рис. 3.20 (1 прил. 3), где приняты следующие обозначения:

h — глубина заложения фундамента от планировочной отметки (подсыпки или срезки);

h' — глубина заложения фундамента от отметки поверхности природного рельефа;

p — среднее фактическое давление под подошвой фундамента;

$p_б$ — природное (бытовое) давление в грунте на уровне подошвы фундамента от веса вышележащих грунтов (до отметки природного рельефа);

$p_{бz}$ — природное давление на глубине z ниже подошвы фундамента (или на глубине $h'+z$ от поверхности природного рельефа);

$p_0=p-p_б$ — дополнительное (к природному) вертикальное давление на грунт по подошве фундамента;

p_{0z} — дополнительное давление в грунте на глубине z от подошвы фундамента, определяемое по формуле

$$p_{0z} = \alpha (p - p_б) = \alpha p_0; \qquad (3.63)\ (1\ прил.\ 3)$$

α — коэффициент, учитывающий изменение по глубине до-

полнительного давления в грунте и принимаемый по табл. 3.27 (1 прил. 3) в зависимости от относительной глубины $m=\frac{2z}{b}$, формы подошвы, а для прямоугольного фундамента и от отношения его сторон $n=\frac{l}{b}$ (длины l и ширины b).

Примечания: 1. Для круглых фундаментов (радиусом r) значения α принимаются в зависимости от $m=\frac{z}{r}$.

2. Для фундаментов, имеющих подошву в форме правильного многоугольника с площадью F, значения α принимаются как для круглых фундаментов радиусом $r=\sqrt{\frac{F}{\pi}}$.

3.228. (3 прил. 3). Нормальные давления на глубине z по вертикали, проходящей через угловую точку прямоугольного фундамента, вычисляются по формуле

$$p_{0z}^{y}=\frac{\alpha_1}{4}p_0, \qquad (3.64)\ (2\ прил.\ 3)$$

где α_1 — коэффициент, определяемый по табл. 3.27 (1 прил. 3), в которой вместо значения m принимается значение $m_1=\frac{z}{b}$.

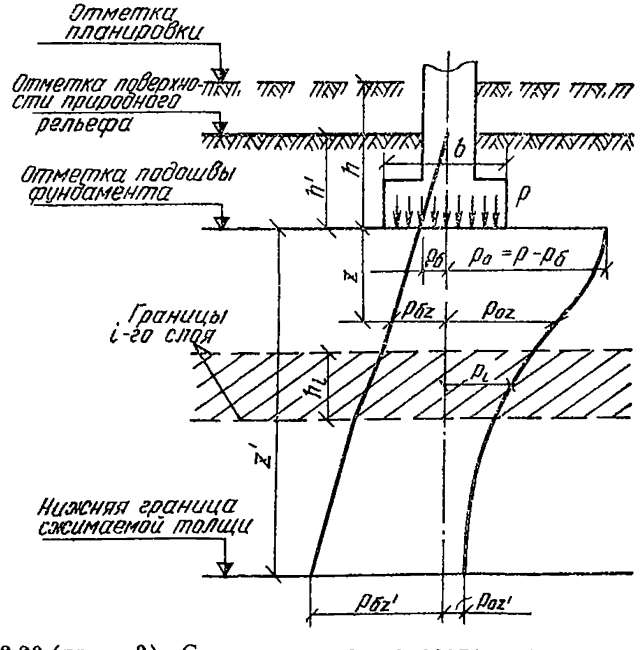


Рис. 3.20 (прил. 3). Схема для расчета осадок методом послойного суммирования

3.229 (4 прил. 3). Распределение по глубине нормальных давлений в любой точке C в пределах или за пределами рассматриваемого фундамента с дополнительным давлением по подошве p_0 находится с использованием метода угловых точек.

В соответствии с этим методом нормальные давления p^c_{0z} по вертикали, проходящей через указанную точку C, определяются алгебраическим суммированием давлений в угловых точках четырех фиктивных фундаментов [рис. 3.21 (2 прил. 3)], равномерно загруженных давлением p_0, по формуле

$$p^c_{0z} = \sum_1^4 p^y_{0z}, \qquad (3.65)\ (3\ \text{прил. } 3)$$

3.230 (5 прил. 3). Вертикальные давления на любой глубине по вертикали, проходящей через центр рассчитываемого фундамента, с учетом влияния соседних фундаментов p'_{0z}, определяются по формуле

$$p'_{0z} = p_{0z} + \sum_1^k p^c_{0z}, \qquad (3.66)\ (4\ \text{прил. } 3)$$

где k — число влияющих фундаментов.

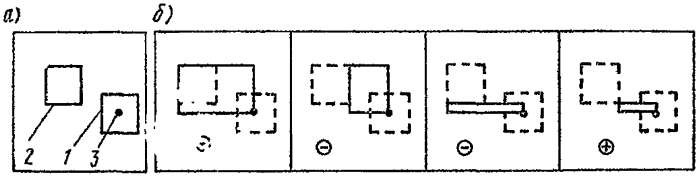


Рис. 3.21. (2 прил. 3). Схема расположения «фиктивных фундаментов» для учета влияния на осадку по методу угловых точек

а — схема взаимного расположения рассчитываемого *1* и влияющего *2* фундамента; *б* — схема расположения «фиктивных фундаментов» с указанием знаков «+» и «—» для расчета по формуле 3.66 (4 прил. 3); *1* — рассчитываемый фундамент; *2* — влияющий фундамент; *3* — точка, в которой определяется осадка

3.231. Учет влияния нагрузок на полы по грунту от оборудования, материалов и пр., а также нагрузок на поверхности природного рельефа (например, от планировочной насыпи) выполняется согласно следующим указаниям:

а) если эти нагрузки распределены на ограниченной площади, значение p'_{0z} определяется теми же методами, что и при учете влияния соседних фундаментов по указаниям п. 3.230 (5 прил. 3);

б) если нагрузка сплошная равномерно распределенная интенсивностью q, значение p'_{0z} для любой глубины z определяется по формуле

$$p'_{0z} = p_{0z} + q; \qquad (3.67)$$

Таблица 3.27(1 прил. 3)

Коэффициент α

$m=2z/b$ или $m=z/r$	Коэффициент α для фундаментов							
	круглых	прямоугольных с соотношением сторон $n=\frac{l}{b}$, равным						ленточных при $n\geqslant 10$
		1	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,875	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,0	0,284	0,336	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,213	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,123	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,172	0,208
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
6,8	0,032	0,040	0,055	0,069	0,088	0,110	0,145	0,185
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,025	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,023	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,033	0,042	0,055	0,071	0,098	0,143
9,2	0,017	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10	0,015	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079	0,126
10,4	0,014	0,017	0,024	0,031	0,040	0,052	0,074	0,122
10,8	0,013	0,016	0,022	0,029	0,037	0,049	0,069	0,117
11,2	0,012	0,015	0,021	0,027	0,035	0,045	0,065	0,113
11,6	0,011	0,014	0,020	0,025	0,033	0,042	0,061	0,109
12,0	0,010	0,013	0,018	0,023	0,031	0,040	0,058	0,106

Примечание. Для промежуточных значений m и n величина коэффициента α определяется интерполяцией.

в) если нагрузка равномерно распределена по полосе шириной b_0, значение p'_{0z} определяется по формуле

$$p'_{0z} = p_{0z} + kq, \tag{3.68}$$

где k — коэффициент, принимаемый по табл. 3.25;

г) в случае односторонней сплошной нагрузки, непосредственно примыкающей к рассматриваемому фундаменту (например, от планировочной насыпи), коэффициент k в формуле (3.68) принимается равным 0,5;

д) при наличии нескольких параллельных полосовых нагрузок с различной интенсивностью значение p'_{0z} определяется по формуле

$$p'_{0z} = p_{0z} + k_1 q_1 + k_2 q_2 + \ldots \tag{3.69}$$

3.232 (6 прил. 3). Глубина сжимаемой толщи основания z' ограничивается исходя из соотношения величин дополнительного давления от фундамента $p_{0z'}$ или с учетом влияния соседних фундаментов и других нагрузок $p'_{0z'}$ (по вертикали, проходящей через его центр) и природного давления на той же глубине $p_{бz'}$. При наличии грунтовых вод природное давление вычисляется с учетом взвешивающего действия воды.

Для песчаных и глинистых грунтов это соотношение допускается принимать равным: $p_{0z'} = 0{,}2\ p_{бz'}$.

Если найденная нижняя граница сжимаемой толщи заканчивается в слое грунта с модулем деформации $E < 50$ кгс/см^2 или если такой слой залегает непосредственно ниже этой границы, он должен быть включен в состав сжимаемой толщи. В этих случаях граница сжимаемой толщи ограничивается соотношением

$$p_{0z'} = 0{,}1\, p_{бz'}.$$

3.233 (7 прил. 3). Осадка основания фундамента по методу послойного суммирования определяется (с учетом и без учета влияния соседних фундаментов) по формуле

$$S = \beta \sum_{i=1}^{n} \frac{p_i h_i}{E_i}, \tag{3.70}$$

(5 прил. 3)

где S — конечная (стабилизированная) осадка фундамента;

n — число слоев, на которое разделена по глубине сжимаемая толща основания;

h_i — толщина i-го слоя грунта;

E_i — модуль деформации i-го слоя грунта;

p_i — среднее дополнительное (к природному) давление в i-м слое грунта, равное полусумме дополнительных давлений p_{0z} на верхней и нижней границах этого слоя, определяемых по формуле 3.63 (1 прил. 3) для случая, когда не учитывается влияние соседних фундаментов, и по формуле 3.66 (4 прил. 3) при учете этого влияния;

β — безразмерный коэффициент, равный 0,8.

Пример. Рассчитать осадку фундамента с учетом влияния давлений в основании, вызванных нагрузкой от соседнего фундамента в здании с гибкой конструктивной схемой, при следующих данных.

С поверхности до глубины $h+h_1=6$ м (рис. 3.22) залегает песок пылеватый со следующими характеристиками: $\gamma_s=2{,}66$ тс/м^3; $\gamma_{II}=1{,}78$ тс/м^3; $W=0{,}14$; $e=0{,}67$; $c_{II}=0{,}4$ тс/м^2; $\varphi_{II}=30°$; $E=180$ кгс/см^2 [прочностные и деформационные характеристики приняты по табл. 3.12 (1 прил 2)].

Ниже залегает песок мелкий, для которого: $\gamma_s=2{,}66$ тс/м^3; $\gamma_{II}=1{,}99$ тс/м^3; $W=0{,}21$; $e=0{,}62$; $c_{II}=0{,}2$ тс/м^2; $\varphi_{II}=32°$; $E=280$ кгс/см^2.

Уровень грунтовых вод находится на глубине 6,8 м от поверхности.

Объемный вес песка мелкого с учетом взвешивающего действия воды

$$\gamma_{II\ взв}=\frac{\gamma_s-\gamma_W}{1+e}=\frac{2{,}66-1}{1+0{,}62}=1{,}02\ \text{тс/м}^3.$$

Фундаменты имеют квадратную подошву со стороной $b=4$ м. Глубина заложения $h=2$ м. Расстояние между осями фундаментов $l=8$ м.

Определенная по указаниям пп. 3.14(3.6)—3.23(3.9) суммарная расчетная нагрузка на основание под каждым фундаментом (с учетом его веса) $P=540$ тс.

Величину расчетного давления на основание находим, используя характеристики верхнего слоя, по формуле (3.38) (17).

Значения коэффициентов условий работы m_1 и m_2 принимаем по табл. 3.22(17): $m_1=1{,}2$ и $m_2=1$.

В соответствии с указаниями п. 3.183 (3.52) $k_н=1{,}1$.

Для $\varphi_{II}=30°$ по табл. 3.21 (16) $A=1{,}15$; $B=5{,}59$; $D=7{,}95$.

Согласно исходным данным, $h=2$ м, $h_0=0$.

Объемный вес грунта, залегающего выше подошвы фундамента $\gamma'_{II}=1{,}78$ тс/м^3, то же, залегающего ниже подошвы фундамента в пределах половины его ширины (см. п. 3.180), — $\gamma_{II}=1{,}78$ тс/м^3. Тогда

$$R=\frac{1{,}2\cdot 1}{1{,}1}(1{,}15\cdot 4\cdot 1{,}78+5{,}59\cdot 2\cdot 1{,}78+7{,}95\cdot 0{,}4)=$$

$$=1{,}09\,(8{,}2+19{,}9+3{,}2)=1{,}09\cdot 31{,}3=34{,}1\ \text{тс/м}^2.$$

Среднее фактическое давление на грунт под подошвой фундамента от расчетных нагрузок (для расчета оснований по деформациям они равны нормативным) равно

$$p=\frac{P}{b^2}=\frac{540}{4^2}=33{,}8\ \text{тс/м}^2<R=34{,}1\ \text{тс/м}^2.$$

Учитывая природное давление в грунте на отметке подошвы фундамента, в расчет осадок вводим дополнительное давление

$$p_0=p-p_б=p-\gamma'_{II}h=33{,}8-1{,}78\cdot 2=$$

$$=33{,}8-3{,}6=30{,}2\ \text{тс/м}^2\approx 3\ \text{кгс/см}^2.$$

Расчет осадок проводим методом угловых точек. Распределение вертикальных сжимающих давлений по вертикали, прохо-

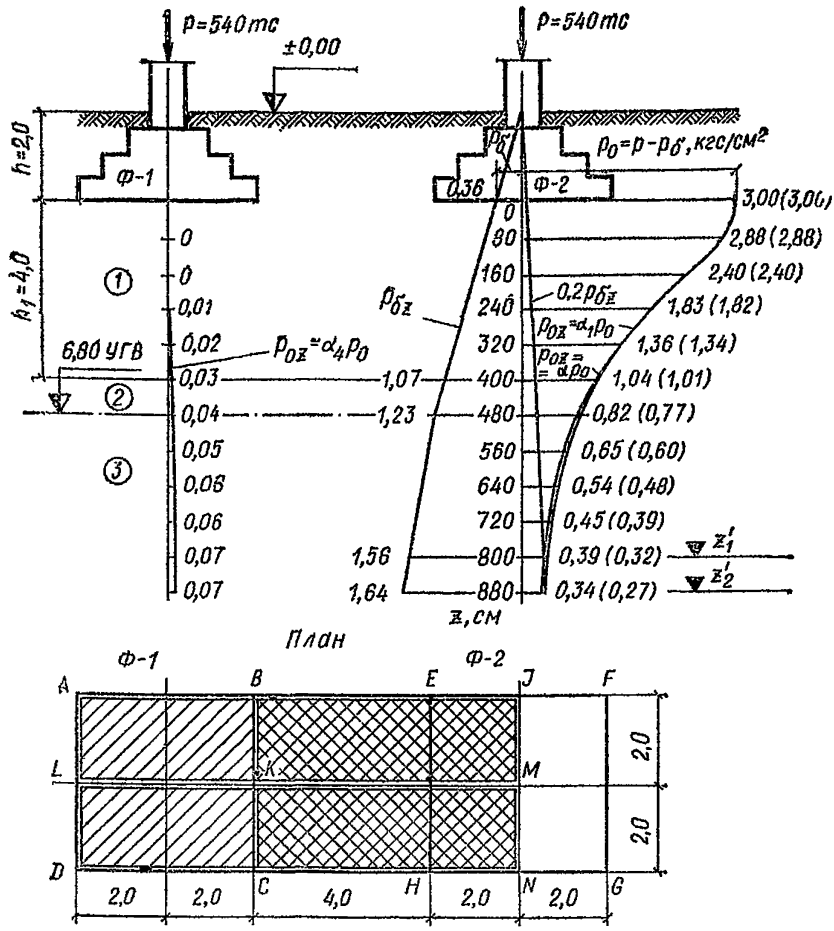


Рис. 3.22. Схемы для примера расчета осадки фундамента Ф-2 с учетом влияния соседнего фундамента Ф-1

1 — песок пылеватый с объемным весом $\gamma_{II}=1{,}78$ гс/см³ и модулем деформации $E=180$ кгс/см²; *2*—песок мелкий, имеющий $\gamma_{II}=1{,}99$ гс/см³ и $E=280$ кгс/см²; *3* — то же, с объемным весом $\gamma_{IIвзв}=1{,}02$ гс/см³; z_1' — нижняя граница сжимаемой толщи для фундамента Ф-2 без учета влияния фундамента Ф-1; z_2' — то же, с учетом этого влияния. Значения p_0, приведенные в скобках, соответствуют давлениям без учета влияния соседнего фундамента

дящей через центр фундамента Ф-2, получаем суммированием давлений в основании, вызванных нагрузкой от рассчитываемого фундамента Ф-2 и дополнительного давления, вызванного нагрузкой от влияющего фундамента Ф-1. Дополнительное давление от фундамента Ф-1 определяем как сумму давлений в угловой точке *M* четырех загруженных прямоугольников («фиктивных фундаментов»): *MLAI* и *MNDL*, взятых со знаком «+», и *MKBI* и *MNCK*, взятых со знаком «—».

Соотношения сторон указанных прямоугольников равны:
для *EFGH* (Ф-2) $n=1$;

для *MLAI* и *MNDL* $n=\frac{l}{b}=\frac{10}{2}=5$;

для *MKBI* и *MNCK* $n=\frac{l}{b}=\frac{6}{2}=3$.

При разбивке толщи основания на «элементарные» слои толщину последних Δh выбираем такой, чтобы значения $m=\frac{2\Delta h}{b}$ (для определения значений p_{oz} в центре фундамента шириной b) и $m=\frac{\Delta h}{b_1}$ (для определения значений p^{y}_{0z} в угловой точке загруженного прямоугольника шириной b_1) были равны. Принимая $\Delta h=0{,}2b=80$ см, для всех прямоугольников получаем $m=0{,}4$.

Определим значения коэффициента α на границах «элементарных» слоев по вертикали, проходящей через точку M, пользуясь табл. 3.27 (1 прил. 3), с учетом полученных значений n и m. Вычисления сведены в таблицу А, в которой приняты следующие обозначения:

α_1 — коэффициент изменения дополнительных давлений в грунте по вертикали, проходящей через точку M, от действия нагрузки по прямоугольнику *EFGH* (Ф-2);

α_2 — то же, от нагрузки по прямоугольникам *MLAI* и *MNDL*;

α_3 — то же, от нагрузки по прямоугольникам *MKBI* и *MNCK*;

α_4 — то же, от нагрузки по прямоугольнику *ABCD*: $\alpha_4=2\cdot\frac{1}{4}\times$ $\times(\alpha_2-\alpha_3)$;

α — то же, от нагрузки по прямоугольникам *ABCD* и *EFGH*: $\alpha=\alpha_1+\alpha_4$.

Осадка фундамента Ф-2 без учета влияния фундамента Ф-1:

$$S=\beta\sum_{1}^{10}\frac{p_i h_i}{E_i}=\Delta h\beta\sum_{1}^{10}\frac{p_i}{E_i}=$$

$$=80\cdot0{,}8\left(\frac{3+2\cdot2{,}88+2\cdot2{,}40+2\cdot1{,}82+2\cdot1{,}35+1{,}01}{2\cdot180}+\right.$$

$$\left.+\frac{1{,}01+2\cdot0{,}77+2\cdot0{,}6+2\cdot0{,}48+2\cdot0{,}39+0{,}32}{2\cdot280}\right)=4{,}3\text{ см}.$$

Осадка фундамента Ф-2 с учетом влияния фундамента Ф-1:

$$S=\Delta h\beta\sum_{1}^{11}\frac{p_i}{E_i}=$$

$$=80\cdot0{,}8\left(\frac{3+2\cdot2{,}88+2\cdot2{,}40+2\cdot1{,}83+2\cdot1{,}36+1{,}04}{2\cdot180}+\right.$$

$$\left.+\frac{1{,}04+2\cdot0{,}82+2\cdot0{,}65+2\cdot0{,}54+2\cdot0{,}45+2\cdot0{,}39+0{,}34}{2\cdot280}\right)=4{,}5\text{ см}.$$

Таблица А

Расчет осадки фундамента с учетом влияния соседнего фундамента

z, см	m	α_1	α_2	α_3	$\alpha_4 = \frac{1}{2} \times (\alpha_2 - \alpha_3)$	α	$p_0\alpha_1$, кгс/см²	$p_0\alpha_4$, кгс/см²	$p_0\alpha$, кгс/см²	$p_{бz}$, кгс/см²	$0{,}2p_{бz}$, кгс/см²	E, кгс/см²
0	0	1,000	1,000	1,000	0	1,000	3	0	3	1,78·2,0·0,1= =0,36*	0,07	
80	0,4	0,960	0,977	0,977	0	0,960	2,88	0	2,88			
160	0,8	0,800	0,881	0,878	0,002	0,802	2,40	0,005	2,40			
240	1,2	0,606	0,754	0,748	0,003	0,609	1,82	0,009	1,83			180
320	1,6	0,449	0,639	0,627	0,006	0,455	1,35	0,018	1,36			
400	2,0	0,336	0,545	0,525	0,010	0,346	1,01	0,03	1,04	1,78(2,0+4,0)× ×0,1=1,07	0,21	
480	2,4	0,257	0,470	0,443	0,014	0,271	0,77	0,04	0,82	1,07+1,99·0,8× ×0,1=1,23	0,25	
560	2,8	0,201	0,410	0,376	0,017	0,218	0,60	0,051	0,65			
640	3,2	0,160	0,360	0,322	0,019	0,179	0,48	0,057	0,54			
720	3,6	0,130	0,320	0,278	0,021	0,151	0,39	0,063	0,45	1,23+1,02·3,2× ×0,1=1,56	0,31	280
800	4	0,108	0,285	0,241	0,022	0,130	0,32	0,066	0,39			
880	4,4	0,091	0,256	0,211	0,023	0,113	0,27	0,067	0,34	1,23+1,02·4× ×0,1=1,64	0,33	

* При подсчете значений $p_{бz}$ использован множитель 0,1, переводящий размерности этой величины из тс/м² в кгс/см².

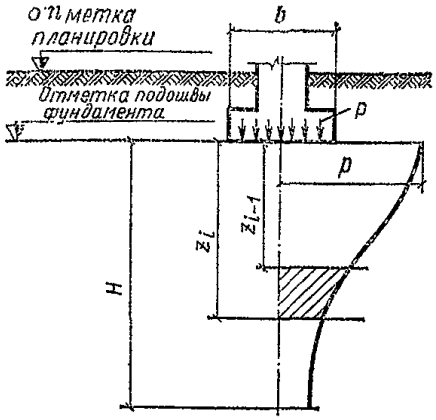


Рис. 3.23. (3 прил. 3). Схема для расчета осадок методом линейно-деформируемого слоя конечной толщины

3.234 (8 прил. 3). Определение осадки основания с использованием расчетной схемы линейно-деформируемого (упругого) слоя конечной толщины производится в случаях, указанных в подпункте «б» п. 3.49 настоящей главы (пп. 3.224 и 3.225 Рук.).

Принимается, что осадка в этих случаях вызывается полным средним давлением, действующим по подошве фундамента (без вычета природного давления грунта).

За расчетную толщину линейно-деформируемого (упругого) слоя принимается величина, определяемая согласно указаниям п. 10 (п. 3.235 Рук.).

3.235. (10 прил. 3). Расчетная толщина линейно-деформируемого слоя $H_{расч}$ [рис. 3.23 (3 прил. 3)] принимается до кровли грунтов с модулем деформации $E \geqslant 1000$ кгс/см² и для фундаментов больших размеров (шириной или диаметром более 10 м) при модуле деформации $E \geqslant 100$ кгс/см² по формуле

$$H_{расч} = H_0 + tb, \qquad (3.71)\ (7\ прил.\ 3)$$

где H_0 и t — **принимаются соответственно равными для оснований, сложенных: глинистыми грунтами — 9 м и 0,15; песчаными грунтами — 6 м и 0,1.**

3.236. При фундаментах больших размеров (шириной или диаметром более 10 м) и модуле деформации грунтов основания $E \geqslant 100$ кгс/см² толщина линейно-деформируемого слоя H, используемая в расчетах деформаций основания, должна приниматься с учетом фактического давления на основание. При этом значение $H_{расч}$, определенное по п. 3.235 (10 прил. 3), должно умножаться на коэффициент k_p, принимаемый равным:

$k_p = 0{,}8$ при давлении $p = 1$ кгс/см²;

$k_p = 1{,}2$ при давлении $p = 5$ кгс/см².

При промежуточных давлениях значение k_p определяется линейной интерполяцией.

3.237. Если основание сложено и глинистыми, и песчаными грунтами, значение H определяется как средневзвешенное следующим образом.

Вначале вычисляются значения H в предположении, что основание сложено только песчаными $H_п$ или только глинистыми $H_г$ грунтами:

$$H_п = (6 + 0{,}1b)\, k_p;$$

$$H_г = (9 + 0{,}15b)\, k_p = 1{,}5\, H_п\, k_p.$$

При наличии в основании до глубины $H_п$ (от подошвы фундамента) слоев глинистого грунта различаются следующие случаи (см. рис. 3.24):

1) в пределах от $H_п$ до $H_г$ залегают только песчаные грунты

$$H_1 = H_п + \frac{k_p}{3} \sum h^в_{гi}, \tag{3.72}$$

где $\Sigma h^в_{гi}$ — суммарная толщина глинистых слоев до глубины $H_п$;

2) в пределах от $H_п$ до $H_г$ залегают только глинистые грунты

$$H_2 = H_п + \frac{k_p}{2} \sum h^в_{гi}; \tag{3.73}$$

3) в пределах от $H_п$ до $H_г$ залегают и песчаные, и глинистые грунты

$$H_3 \approx H_1 + \frac{k_p}{3} \sum h^н_{гi}, \tag{3.74}$$

где $\Sigma h^н_{гi}$ — суммарная толщина глинистых слоев в пределах глубины от $H_п$ до H_1.

Допускается в этом случае принимать

$$H_3 = \frac{H_1 + H_2}{2} = H_п + \frac{5k_p}{12} \sum h^в_{гi}. \tag{3.74а}$$

3.238. В пределах сжимаемой толщи основания H, определенной по пп. 3.235—3.237, допускается наличие слоев грунта с модулем деформации $E<100$ кгс/см², если суммарная толщина этих слоев не превышает 0,2 H.

3.239. Величина H, найденная по пп. 3.235—3.238, должна быть увеличена на толщину слоя грунта с модулем деформации

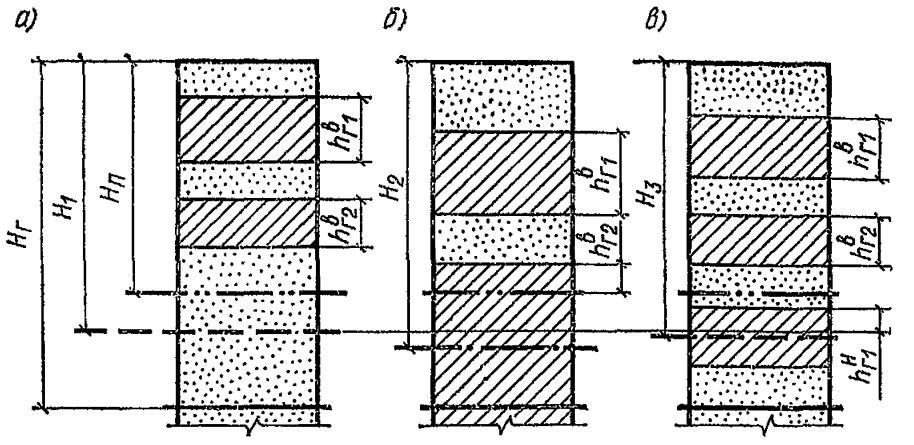


Рис. 3.24. Схемы к определению глубины сжимаемой толщи при неоднородном основании

ниже $H_п$ *а* — только песчаные грунты; *б* — только глинистые грунты; *в* — песчаные и глинистые грунты

$E<100$ кгс/см², если этот слой расположен ниже H и толщина его не превышает 5 м. При большей толщине слоя такого грунта, а также если вышележащие слои грунта имеют модуль деформации $E<100$ кгс/см², расчет деформаций основания выполняется по расчетной схеме линейно-деформируемого полупространства.

3.240 (9 прил. 3). Осадка основания отдельного фундамента по расчетной схеме основания в виде линейно-деформируемого слоя конечной толщины H определяется по формуле

$$S = bpM \sum_{i=1}^{n'} \frac{k_i - k_{i-1}}{E_i}, \qquad (3.75)(6 \text{ прил. } 3)$$

где b — **ширина прямоугольного или диаметр круглого фундамента;**

p — **среднее давление на грунт под подошвой фундамента;**

M — **коэффициент, определяемый по табл. 2 настоящего приложения (табл. 3.28 Рук.) в зависимости от m' — отношения толщины упругого слоя H к полуширине или радиусу фундамента при ширине его 10—15 м;**

n' — **количество слоев, различающихся по сжимаемости в пределах упругого слоя H;**

k_i — **коэффициент, определяемый по табл. 3.29 (3 прил. 3) для i-го слоя в зависимости от формы подошвы фундамента, соотношения сторон прямоугольного фундамента $n = \frac{l}{b}$ и отношения глубины залегания подошвы слоя z к полуширине фундамента $m = \frac{2z}{b}$ или его радиусу $m = \frac{z}{r}$;**

E_i — **модуль деформации i-го слоя грунта.**

3.241. Значения коэффициента M по табл. 3.28 (2 прил. 3) допускается использовать в расчетах средних осадок фундаментов шириной $b>15$ м. При ширине фундаментов $b<10$ м значения коэффициента M по табл. 3.28 (2 прил. 3) принимаются увеличенными в 1,5 раза.

Таблица 3.28 (2 прил. 3)

Коэффициент M

Пределы отношения $m' = \frac{2H}{b}$ или $m' = \frac{H}{r}$	Коэффициент M
$0<m'\leqslant 0{,}5$	1,0
$0{,}5<m'\leqslant 1$	0,95
$1<m'\leqslant 2$	0,90
$2<m'\leqslant 3$	0,80
$3<m'\leqslant 5$	0,75
$m'>5$	0,67

3.242. Указания п. 3.240 (9 прил. 3) относятся к определению средней осадки основания.

При определении средней осадки основания толщины слоев грунта с различными прочностными и деформационными характеристиками принимаются средними в пределах контура фундамента.

3.243. Средняя осадка основания фундамента непрямоугольной (некруглой) формы определяется по формуле (3.75) (6 прил. 3) как для равновеликого прямоугольника (круга), максимально приближающегося по своим очертаниям к действительному фундаменту.

3.244. Осадки центра, угловых точек и середин сторон прямоугольного фундамента, а также центра и края круглого фундамента определяются по формуле

$$S = \frac{pb}{E_{\text{пр}}} k, \tag{3.76}$$

где p — среднее давление под подошвой фундамента;

b — ширина или диаметр фундамента;

$E_{\text{пр}}$ — приведенный в пределах линейно-деформируемого слоя H (по вертикали, проходящей через рассматриваемую точку фундамента) модуль деформации грунтов основания, определяемый по п. 3.245;

$k = k_0$ — коэффициент, определяемый по табл. 3.30 для центра фундамента в зависимости от его формы, отношения сторон прямоугольного фундамента $n = \frac{l}{b}$ и отношения толщины слоя к полуширине фундамента $m' = \frac{2H}{b}$ или к его радиусу $m' = \frac{H}{r}$;

$k = k_1$ — то же, для середины большей стороны прямоугольного фундамента или края круглого фундамента;

$k = k_2$ — то же, для середины меньшей стороны прямоугольного фундамента;

$k = k_3$ — то же, для угловой точки прямоугольного фундамента;

$k = k_r$ — коэффициент, принимаемый по табл. 3.31 в зависимости от отношения толщины слоя к радиусу влияющего фундамента $m' = \frac{H}{r}$ и отношения $\rho = \frac{R}{r}$ (здесь R — расстояние от центра влияющего фундамента до рассматриваемой точки).

Примечание. Величины осадок отдельных точек фундаментов шириной $b \geqslant 10$ м, вычисленные по формуле (3.76), должны быть уменьшены в 1,5 раза.

3.245. Приведенное в пределах линейно-деформируемого слоя (по заданой вертикали) значение модуля деформации грунтов основания определяется по формуле

$$E_{\text{пр}} = \frac{k_{n'}}{\sum_{i=1}^{n'} \frac{k_i - k_{i-1}}{E_i}}, \tag{3.77}$$

где k_i — коэффициент, определяемый по табл. 3.29 (3 прил. 3) для i-го слоя грунта в зависимости от формы подошвы фундамента, отношения сторон прямоугольного фундамента $n = \frac{l}{b}$ и отношения глубины залегания подошвы слоя z_i к полуширине фундамента $m = \frac{2z_i}{b}$ или к радиусу $m = \frac{z_i}{r}$;

E_i — модуль деформации i-го слоя грунта;

n — число слоев, различающихся по сжимаемости в пределах сжимаемой толщи H.

Таблица 3.29 (3 прил. 3)

Коэффициент k

$m=\frac{2z}{b}$ или $m=\frac{z}{r}$	Коэффициент k для фундаментов							
	круглых радиусом r	прямоугольных с соотношением сторон $n=l/b$, равным						ленточных при $n\geqslant 10$
		1	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,4	0,090	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,104
0,8	0,179	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,208
1,2	0,266	0,299	0,300	0,300	0,300	0,300	0,300	0,311
1,6	0,348	0,380	0,394	0,397	0,397	0,397	0,397	0,412
2,0	0,411	0,446	0,472	0,482	0,486	0,486	0,486	0,511
2,4	0,461	0,499	0,538	0,556	0,565	0,567	0,567	0,605
2,8	0,501	0,542	0,592	0,618	0,635	0,640	0,640	0,687
3,2	0,532	0,577	0,637	0,671	0,696	0,707	0,709	0,763
3,6	0,558	0,606	0,676	0,717	0,750	0,768	0,772	0,831
4,0	0,579	0,630	0,708	0,756	0,796	0,820	0,830	0,892
4,4	0,596	0,650	0,735	0,789	0,837	0,867	0,883	0,949
4,8	0,611	0,668	0,759	0,819	0,873	0,908	0,932	1,001
5,2	0,624	0,683	0,780	0,884	0,904	0,948	0,977	1,050
5,6	0,635	0,697	0,798	0,867	0,933	0,981	1,018	1,095
6,0	0,645	0,708	0,814	0,887	0,958	1,011	1,056	1,138
6,4	0,653	0,719	0,828	0,904	0,980	1,031	1,090	1,178
6,8	0,661	0,728	0,841	0,920	1,000	1,065	1,122	1,215
7,2	0,668	0,736	0,852	0,935	1,019	1,088	1,152	1,251
7,6	0,674	0,744	0,863	0,948	1,036	1,109	1,180	1,285
8,0	0,679	0,751	0,872	0,960	1,051	1,128	1,205	1,316
8,4	0,684	0,757	0,881	0,970	1,065	1,146	1,229	1,347
8,8	0,689	0,762	0,888	0,980	1,078	1,162	1,251	1,376
9,2	0,693	0,768	0,896	0,989	1,089	1,178	1,272	1,404
9,6	0,697	0,772	0,902	0,998	1,100	1,192	1,291	1,431
10,0	0,700	0,777	0,908	1,005	1,110	1,205	1,309	1,456
11,0	0,705	0,786	0,922	1,022	1,132	1,233	1,349	1,506
12,0	0,710	0,794	0,933	1,037	1,151	1,257	1,384	1,550

Таблица 3.30

Коэффициенты k_0, k_1, k_2, k_3

$m' = \frac{2H}{t}$	$n = 1$				$n = 1{,}5$				$n = 2$			
	k_0	k_1	k_2	k_3	k_0	k_1	k_2	k_3	k_0	k_1	k_2	k_3
0,2	0,090	0,045	0,045	0,024	0,091	0,046	0,045	0,024	0,091	0,046	0,045	0,023
0,5	0,233	0,115	0,115	0,056	0,229	0,113	0,115	0,056	0,229	0,112	0,114	0,056
1	0,462	0,233	0,233	0,116	0,469	0,235	0,231	0,115	0,466	0,233	0,231	0,115
2	0,701	0,398	0,417	0,233	0,769	0,443	0,404	0,235	0,796	0,461	0,403	0,233
3	0,802	0,485	0,485	0,305	0,911	0,565	0,508	0,323	0,969	0,610	0,514	0,328
5	0,888	0,565	0,565	0,380	1,036	0,682	0,617	0,426	1,130	0,761	0,641	0,448
70	0,925	0,601	0,601	0,416	1,092	0,736	0,669	0,478	1,204	0,832	0,708	0,512
10	0,954	0,630	0,630	0,444	1,135	0,779	0,712	0,518	1,260	0,888	0,762	0,565

Продолжение

$m' = \frac{2H}{b}$	$n = 3$				$n = 5$				$n = 10$			
	k_0	k_1	k_2	k_3	k_0	k_1	k_2	k_3	k_0	k_1	k_2	k_3
0,2	0,092	0,047	0,046	0,023	0,092	0,047	0,046	0,024	0,092	0,047	0,046	0,024
0,5	0,229	0,112	0,115	0,056	0,230	0,114	0,115	0,057	0,231	0,114	0,115	0,057
1	0,463	0,229	0,231	0,114	0,461	0,229	0,231	0,114	0,463	0,230	0,232	0,115
2	0,808	0,469	0,400	0,231	0,802	0,464	0,400	0,231	0,799	0,461	0,400	0,231
3	1,016	0,649	0,514	0,328	1,029	0,658	0,511	0,326	1,023	0,651	0,511	0,326
5	1,235	0,852	0,658	0,462	1,305	0,916	0,658	0,463	1,316	0,926	0,656	0,460
7	1,340	0,954	0,742	0,545	1,459	1,065	0,756	0,558	1,511	1,116	0,752	0,555
10	1,423	1,036	0,815	0,617	1,588	1,193	0,852	0,652	1,706	1,306	0,858	0,659

Таблица 3.31

$m'=\frac{H}{r}$	Значения k_r при отношении $\rho=\frac{R}{r}$, равном											
	0	0,25	0,5	0,75	1	1,25	1,5	2	2,5	3	4	5
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,25	0,12	0,12	0,12	0,12	0,05	0	—	—	—	—	—	—
0,5	0,24	0,24	0,23	0,22	0,11	0,01	0	—	—	—	—	—
0,75	0,35	0,35	0,34	0,29	0,16	0,03	0,01	—	—	—	—	—
1	0,45	0,44	0,42	0,35	0,21	0,07	0,02	0	—	—	—	—
1,5	0,58	0,57	0,53	0,45	0,28	0,13	0,07	0,02	0	—	—	—
2	0,65	0,64	0,60	0,52	0,34	0,17	0,10	0,04	0,01	0	—	—
3	0,74	0,73	0,68	0,59	0,41	0,23	0,16	0,08	0,04	0,02	0	—
5	0,81	0,79	0,74	0,66	0,47	0,30	0,22	0,13	0,09	0,06	0,02	0,01
7	0,84	0,82	0,77	0,69	0,50	0,33	0,24	0,15	0,11	0,08	0,04	0,02
10	0,85	0,83	0,79	0,71	0,52	0,35	0,27	0,18	0,13	0,10	0,06	0,04
∞	0,91	0,89	0,84	0,76	0,58	0,40	0,32	0,23	0,18	0,15	0,11	0,09

3.246. Осадки центра, углов и середин сторон прямоугольных фундаментов от влияния соседних фундаментов или нагрузок на полы определяют по формуле (3.76) с использованием схемы фиктивных фундаментов [см. рис. 3.25 (2 прил. 3)] либо с помощью ЭВМ по стандартной программе.

3.247. Осадки различных точек непрямоугольных фундаментов (составленных из прямоугольников) определяются с учетом взаимного влияния прямоугольных фундаментов, на которые условно разбивается исходный фундамент.

3.248. Дополнительную осадку фундамента шириной $b>10$ м от влияния соседних фундаментов допускается принимать равной дополнительной осадке центра рассчитываемого фундамента.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ КРЕНА ФУНДАМЕНТОВ

Учет внецентренного действия нагрузки

3.249 (11 прил. 3). Крен фундамента при действии внецентренной нагрузки по расчетной схеме основания в виде линейно-деформируемого полупространства (подпункт «а» п. 3.49 настоящей главы) (п. 3.223 Рук.) определяется:

а) прямоугольного фундамента — в направлении большей его стороны l (вдоль продольной оси) по формуле

$$i_l = \frac{1-\mu^2}{E} k_l \frac{Pe_l}{\left(\frac{l}{2}\right)^3}; \qquad (3.78)(8 \text{ прил. } 3)$$

б) прямоугольного фундамента — в направлении меньшей его стороны b (вдоль поперечной оси) по формуле

$$i_b = \frac{1-\mu^2}{E} k_b \frac{Pe_b}{\left(\frac{b}{2}\right)^3}; \qquad (3.79)(9 \text{ прил.}3)$$

в) круглого фундамента радиусом r по формуле

$$i_r = \frac{1-\mu^2}{E} \frac{3Pe}{4r^3}, \qquad (3.80)(10 \text{ прил. } 3)$$

где P **— равнодействующая всех вертикальных нагрузок, передаваемых фундаментом на основание, кгс;**

e_l, e_b, e **— соответственно расстояния точки приложения равнодействующей от середины подошвы фундамента по продольной оси, поперечной оси и по радиусу круга, см;**

E и μ **— соответственно модуль деформации, кгс/см^2, и коэффициент Пуассона грунта, принимаемые средними в пределах сжимаемой толщи;**

k_l и k_b **— коэффициенты, определяемые по табл. 3.32 (табл. 4 прил. 3) в зависимости от соотношения сторон подошвы фундамента.**

3.250. При расчете кренов отдельных фундаментов, на которые действуют изгибающие моменты, в том числе вызванные горизонтальными силами, приложенными выше подошвы фундамента, в формулах (3.78) — (3.80) [(8)—(10) прил. 3] вместо величины изгибающего момента от вертикальной составляющей нагрузки P необходимо принимать суммарный изгибающий момент относительно оси поворота фундамента.

3.251. При расчете кренов фундаментов с использованием расчетной схемы основания в виде линейно-деформируемого полупро-

Таблица 3.32 (4 прил. 3)

Коэффициенты k_l и k_b

Коэффициенты	Коэффициенты k_l и k_b в зависимости от соотношения сторон прямоугольного фундамента $n=l/b$, равного					
	1	1,4	1,8	2,4	3,2	5
k_l	0,50	0,71	0,83	0,97	1,1	1,44
k_b	0,50	0,39	0,33	0,25	0,19	0,13

Примечание. Крен фундамента с подошвой в форме правильного многоугольника вычисляется по формуле (10) [формула (3.80) Рук.], причем за r принимается величина

$$r = \sqrt{\frac{F}{\pi}},$$

где F — площадь подошвы фундамента данной формы.

странства среднее (приведенное) значение модуля деформации грунтов в пределах сжимаемой толщи основания определяется по формуле (3.86) (21).

3.252. Среднее значение коэффициента Пуассона в пределах сжимаемой толщи основания определяется по формуле

$$\mu_{ср} = \frac{\sum_{i=1}^{n'} \mu_i h_i}{\sum_{i=1}^{n'} h_i}, \qquad (3.81)$$

где μ_i — коэффициент Пуассона i-го слоя грунта, принимаемый по указаниям п. 3.253;

h_i — толщина i-го слоя;

n' — число слоев грунта, различающихся по величине коэффициента Пуассона.

3.253. Значения коэффициента Пуассона для различных грунтов принимаются по табл. 3.33.

Таблица 3.33

Наименование грунтов	Коэффициент Пуассона μ
Крупнообломочные	0,27
Пески и супеси	0,30
Суглинки	0,35
Глины	0,42

3.254. Крен фундаментов по расчетной схеме линейно-деформируемого слоя определяется с учетом полной нагрузки на основание без вычета бытового давления грунта. При этом используется приведенное значение модуля деформации грунтов основания по п. 3.245, а толщина сжимаемого слоя устанавливается по пп. 3.235—3.239.

3.255. Крен прямоугольного фундамента по расчетной схеме основания в виде линейно-деформируемого слоя конечной толщины определяется по формулам (3.78) и (3.79) [(8) и (9) прил. 3], в которых значения коэффициентов k_l и k_b принимаются по табл. 3.34 и 3.35 (разработаны В. С. Урисманом) в зависимости от соотношения сторон подошвы фундамента $n = \frac{l}{b}$ и от отношения толщины слоя к полуширине фундамента $m = \frac{2H}{b}$.

Таблица 3.34

$n = \frac{l}{b}$	Значения k_l при $m = \frac{2H}{b}$, равном							
	0,5	1	1,5	2	3	4	5	∞
1	0,28	0,41	0,46	0,48	0,50	0,50	0,50	0,50
1,2	0,29	0,44	0,51	0,54	0,57	0,57	0,57	0,57
1,5	0,31	0,48	0,57	0,62	0,66	0,68	0,68	0,68
2	0,32	0,52	0,64	0,72	0,78	0,81	0,82	0,82
3	0,33	0,56	0,73	0,83	0,95	1,01	1,04	1,17
5	0,34	0,60	0,80	0,94	1,12	1,24	1,31	1,42
10	0,35	0,63	0,85	1,04	1,31	1,45	1,56	2,00

Таблица 3.35

$n=\frac{l}{b}$	Значения k_b при $m=\frac{2H}{b}$, равном							
	0,5	1	1,5	2	3	4	5	∞
1	0,28	0,41	0,46	0,48	0,5	0,5	0,5	0,5
1,2	0,24	0,35	0,39	0,41	0,42	0,43	0,43	0,43
1,5	0,19	0,28	0,32	0,34	0,35	0,36	0,36	0,36
2	0,15	0,22	0,25	0,27	0,28	0,28	0,28	0,28
3	0,1	0,15	0,17	0,18	0,19	0,2	0,2	0,20
5	0,06	0,09	0,1	0,11	0,12	0,12	0,12	0,12
10	0,03	0,05	0,05	0,06	0,06	0,06	0,06	0,07

3.256 (12 прил. 3). Крен круглого фундамента по расчетной схеме основания в виде линейно-деформируемого слоя конечной толщины определяется по формуле

$$i_r=\frac{1-\mu^2}{E}k_c\frac{Pe}{r^3}, \qquad (3.82)\ (11\ прил.\ 3)$$

где k_c — коэффициент, определяемый по табл. 3.36 (5 прил. 3) в зависимости от отношения толщины слоя к радиусу фундамента H/r. Остальные обозначения те же, что и в формуле (3.80) (10 прил. 3).

Таблица 3.36 (5 прил. 3)

Коэффициент k_c

H/r	0,25	0,5	1	2	>2
k_c	0,26	0,43	0,63	0,74	0,75

3.257. Величины кренов фундаментов шириной $b\geqslant 10$ м, вычисленные по пп. 3.254—3.256, должны быть уменьшены в 1,5 раза.

3.258. (прим. к п. 3.61). Для определения кренов силосов сыпучих материалов от их эксцентричного загружения после предварительного обжатия основания равномерно распределенной нагрузкой (при полном проектном заполнении силосов) сжимаемость грунтов основания должна приниматься соответствующей той плотности грунтов, которая может быть достигнута при их обжатии.

3.259. Сжимаемость грунтов после их предварительного обжатия должна устанавливаться на основе специальных исследований.

При отсутствии соответствующих опытных данных для песчаных грунтов (кроме пылеватых) и глинистых грунтов твердой и полутвердой консистенции допускается принимать значения модулей деформации увеличенными соответственно в 2 и 1,5 раза.

Указанные значения повышающих коэффициентов допускается также использовать при расчете кренов дымовых труб высотой бо-

лее 100 м. В последнем случае учитывается небольшая скорость нарастания нагрузки на основание.

Учет влияния соседних фундаментов и неоднородности грунтов основания

3.260. Крен фундаментов, вызванный влиянием других фундаментов, нагрузок на полы и прилегающие площади, а также неоднородностью грунтов основания в плане и по глубине, определяется как отношение разности осадок середин противоположных сторон фундамента к его длине или ширине либо как отношение разности осадок угловых точек фундамента к расстоянию между ними

$$i = \frac{S_1 - S_2}{L}, \qquad (3.83)$$

где S_1 и S_2 — осадки середин противоположных сторон или угловых точек фундамента;

L — расстояние между рассматриваемыми точками.

В случае использования расчетной схемы основания в виде линейно-деформируемого полупространства при этом вычисляют вертикальные сжимающие напряжения по вертикали, проходящей через рассматриваемую точку, на границах слоев, на которые разбита сжимаемая толща основания (пп. 3.227—3.231). Осадки рассматриваемых точек вычисляются по формуле (3.70) (5 прил. 3).

При использовании расчетной схемы основания в виде линейно-деформируемого слоя осадки отдельных точек фундамента определяются по п. 3.244.

Учет высоты приложения нагрузки

3.261. Крен высоких фундаментов или сооружений в целом (в которых вертикальная составляющая равнодействующей всей нагрузки приложена на значительной высоте относительно подошвы фундамента) должен определяться с учетом увеличения эксцентриситета этой нагрузки из-за наклона фундамента или сооружения в целом. Для высоких сооружений конечной жесткости (в горизонтальном и вертикальном направлении), кроме того, как правило, следует учитывать увеличение эксцентриситета вертикальной нагрузки за счет податливости надфундаментной конструкции.

3.262. Крен высоких жестких фундаментов (сооружений) на однородном основании i_h определяется по формуле

$$i_h = \frac{i}{1 - \bar{i} P h^*}, \qquad (3.84)$$

где i — крен низкого фундамента или сооружения (т. е. такого фундамента, вертикальную составляющую нагрузки P на который можно считать приложенной в уровне его подошвы), определяемый по пп. 3.249—3.260 в зависимости от принятой расчетной схемы основания, характеристик его сжимаемости, формы и размеров фундамента, а также направления действия суммарного изгибающего момента в уровне подошвы фундамента M;

$\bar{i} = \frac{i}{M}$ — крен низкого фундамента или сооружения от единичного изгибающего момента;

P — вертикальная составляющая всей нагрузки, действующей на фундамент;

h^* — высота от подошвы фундамента до точки приложения нагрузки P.

3.263. Крен высоких жестких фундаментов или сооружений на неоднородном основании определяется по формуле

$$i_h = \frac{i \pm i_н}{1 - \bar{i}Ph^*}, \qquad (3.85)$$

где $i_н$ — крен фундамента или сооружения вследствие неоднородности основания, определяемый по п. 3. 260.

Остальные обозначения те же, что и в формуле (3.84).

Пример расчета деформаций основания с использованием расчетной схемы линейно-деформируемого слоя

Требуется рассчитать основание фундаментной плиты четырех сблокированных монолитных железобетонных силосных корпусов.

Геологический разрез основания и план фундаментной плиты приведены на рис. 3.25.

Расчетные характеристики грунтов основания определены по данным табл. 3.12 (1 прил. 2) и 3.13 (2 прил. 2) и приведены в таблице *В*.

Глубина заложения фундаментной плиты h=2,5 м принята минимальной с тем, чтобы по возможности не уменьшать толщу песка средней крупности в зоне наибольших деформаций и уменьшить давление на мягкопластичный суглинок.

На фундаментную плиту в уровне ее подошвы передаются следующие расчетные нагрузки (при расчете оснований по деформациям они равны нормативным):

постоянная от собственного веса всех силосов G_1=4420 тс;

временная от загрузки одного силоса P_1=2700 тс;

изгибающий момент от ветровой нагрузки $M_в$=4600 тс·м.

При расчете основания по деформациям без учета совместной работы основания фундаментной плиты и надфундаментного строения предельные значения деформаций основания можно принять

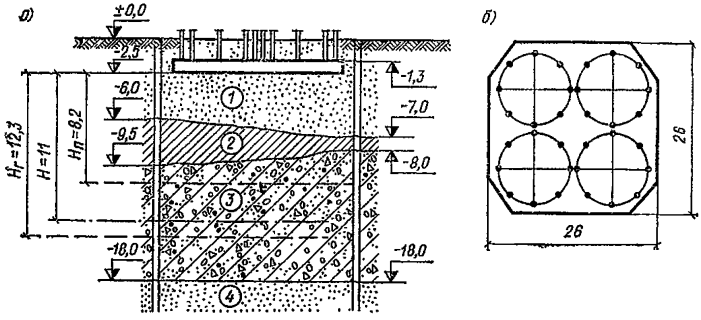


Рис. 3.25. Схемы геологического разреза (*а*) и плана фундаментной плиты (*б*) к примеру расчета деформаций основания

1 — песок средней крупности; *2* — суглинок; *3* — моренный суглинок; *4* — песок мелкий

Таблица *В*

Наименование грунтов	Толщина слоя грунта, м	Характеристика грунтов						
		c_{II}, кгс/см²	φ_{II}, град	e	I_L	γ_{II}, тс/м³	E, тс/м²	μ
Песок средней крупности	3,5—4,5	0,03	40	0,45	—	1,75	5000	0,3
Суглинок мягкопластичный	1—3,5	0,25	19	0,65	0,6	2	1700	0,36
Суглинок моренный	8,5—10	0,47	26	0,45	0,1	2	5500	0,35
Песок мелкий	—	0,06	38	0,45	—	1,75	4800	0,3

по табл. (3.37) (18) равными: крена —0,004; средней осадки — 40 см.

Предварительные размеры фундаментной плиты в плане приняты по габаритам надфундаментного строения равными 26×26 м.

Среднее давление на грунт от нормативных нагрузок с учетом веса грунта обратной засыпки

$$p_{ср} = \frac{G_1 + 4P_1}{F} + \gamma h = \frac{4420 + 4 \cdot 2700}{26 \cdot 26} + 1{,}75 \cdot 1{,}3 = 24{,}8 \text{ тс/м}^2 \approx$$

$$\approx 2{,}5 \text{ кгс/см}^2.$$

Для определения расчетного давления на основание предварительно находим:
по табл. 3.21 (16) при $\varphi_{II} = 40°$ $A = 2{,}46$; $B = 10{,}84$ и $D = 11{,}73$;
по табл. 3.22 (17) $m_1 = 1{,}4$ и $m_2 = 1{,}4$;
по п. 3.183 (3.52) $k_н = 1{,}1$.

Расчетное давление на основание определяем по п. 3.178 (3.50):

$$R = \frac{m_1 m_2}{k_н} \left(Ab\gamma_{II} + Bh\gamma'_{II} + Dc_{II} - \gamma'_{II} h_0 \right) =$$

$$= \frac{1{,}4 \cdot 1{,}4}{1{,}1} (2{,}46 \cdot 26 \cdot 1{,}88 + 10{,}84 \cdot 2{,}5 \cdot 1{,}75 + 11{,}73 \cdot 0{,}3) =$$

$$= 171 \text{ тс/м}^2 \gg p_{ср} = 25 \text{ тс/м}^2.$$

Следовательно, расчет основания можно вести с использованием теории линейно-деформируемой среды.

Давление под краем фундаментной плиты при загружении двух силосов:

$$p_{кр} = \gamma h + \frac{G_1 + 2P_1}{F} + \frac{2 \cdot 6 \cdot P_1 l}{b^3} + \frac{6M_в}{b^3} = 1{,}75 \cdot 1{,}3 +$$

$$+ \frac{4420 + 2700 \cdot 2}{644} + \frac{12 \cdot 2700 \cdot 6}{26^3} + \frac{6 \cdot 4600}{26^3} = 2{,}27 + 15{,}24 + 6{,}25 +$$

$$+ 1{,}77 = 26 \text{ тс/м}^2 < 1{,}2R = 1{,}2 \cdot 171 = 205 \text{ тс/м}^2,$$

т. е. требование п. 3.208(3.60) удовлетворяется.

В соответствии с п. 3.217(3.62) проверяем давление на кровлю слоя мягкопластичного суглинка, расположенную на глубине $z=4$ м от подошвы фундамента.

При $n=1$ и $m = \frac{2z}{b} = \frac{2{,}4}{26} = 0{,}3$ по табл. 3.27 (1 прил. 3) находим $\alpha = 0{,}97$.

Полное давление на глубине $z=4$ м равно

$$p_z = \alpha p = 0{,}97 \cdot 25 = 24{,}3 \text{ тс/м}^2.$$

Природное давление грунта на той же глубине

$$p_{бz} = \gamma h = 1{,}75 \cdot 4 = 7 \text{ тс/м}^2.$$

Расчетное давление R_z на кровле мягкопластичного суглинка определяем по формуле (3.38) (17) для условного фундамента шириной b_z, равной

$$b_z = \sqrt{\frac{p_{ср} b^2}{p_z}} = \sqrt{\frac{24{,}8 \cdot 26^2}{24{,}3}} = 26{,}3 \text{ м}.$$

Коэффициенты A, B, D, необходимые для вычисления R_z, определяем по табл. 3.21 (16) при $\varphi_{II} = 19°$; $A=0{,}47$; $B=2{,}89$; $D=5{,}48$.

По табл. 3.22 (17) $m_1 = 1{,}1$ и $m_2 = 1$; по п. 3.183(3.52) $k_н = 1{,}1$.

$$R_z = \frac{1{,}1 \cdot 1}{1{,}1}(0{,}47 \cdot 26{,}3 \cdot 2 + 2{,}89 \cdot 6{,}5 \cdot 1{,}75 + 5{,}48 \cdot 2{,}5) = 71{,}3 \text{ тс/м}^2.$$

Суммарное давление на кровлю мягкопластичного суглинка

$$p_z + p_{бz} = 24{,}3 + 7 = 31{,}3 \text{ тс/м}^2 < R_z.$$

Поскольку ширина рассчитываемой фундаментной плиты $b > 10$ м и модули деформации грунтов основания $E > 100$ кгс/см^2, для определения деформаций основания в соответствии с п. 3. 223 используем расчетную схему линейно-деформируемого слоя.

Толщину линейно-деформируемого слоя H определяем по указаниям пп. 3.235—3.239. В соответствии с п. 3.236 при давлении на основание $p=2{,}5$ кгс/см^2 коэффициент $k_p = 0{,}95$.

$$H_п = (6 + 0{,}1b)\, k_p = (6 + 0{,}1 \cdot 26)0{,}95 = 8{,}2 \text{ м};$$

$$H_г = 1{,}5H_п = 8{,}2 \cdot 1{,}5 = 12{,}3 \text{ м}.$$

Поскольку в пределах от $H_п$ до $H_г$ залегает глинистый грунт, величину H определяем по формуле (3.73):

$$H = H_п + \frac{k_p}{2} \Sigma h^в_{гi} = 8{,}2 + 0{,}5 \cdot 0{,}95 \cdot 4{,}6 = 8{,}2 + 2{,}2 = 10{,}4 \text{ м}.$$

Принимаем (в запас) $H = 11$ м.

Находим приведенный в пределах сжимаемого слоя модуль деформации основания по п. 3.245.

Коэффициенты k_i определяем по табл. 3.29 (3 прил. 3) в зависимости от $m_i=2z_i/b$ (отношения расстояния от подошвы фундамента до подошвы i-го слоя к полуширине фундамента) при отношении сторон фундамента $n=\frac{l}{b}=1$.

Для 1-го слоя (песок средней крупности):

$$z_1=\frac{3{,}5+4{,}5}{2}=4\text{ м};$$

$$m_1=\frac{2{,}4}{26}=0{,}3;\quad k_1=0{,}075.$$

Для 2-го слоя (суглинок мягкопластичный):

$$z_2=\frac{7+5{,}5}{2}=6{,}25\text{ м};$$

$$m_2=\frac{2\cdot 6{,}25}{26}=0{,}5;\quad k_2=0{,}125.$$

Для 3-го слоя (моренный суглинок) $z_3=H=11$ м:

$$m_3=\frac{2\cdot 11}{26}=0{,}85;\quad k_3=0{,}212.$$

Используя найденные значения k_i, по формуле (3.77) получим

$$E_{\text{пр}}=\frac{k_3}{\sum\limits_{i=1}^{3}\frac{k_i-k_{i-1}}{E_i}}=$$

$$=\frac{0{,}212}{\frac{0{,}075}{5000}+\frac{0{,}125-0{,}075}{1700}+\frac{0{,}212-0{,}125}{5500}}=\frac{0{,}212}{0{,}00006}=$$

$$=3500\text{ тс/м}^2.$$

Повышение модуля деформации за счет предварительного обжатия грунтов равномерной нагрузкой (от загрузки силосов) не учитываем из-за наличия в основании слоя мягкопластичного суглинка.

Средний коэффициент Пуассона определяем по формуле (3.81):

$$\mu_{\text{ср}}=\frac{0{,}3\cdot 4+0{,}35\cdot 7}{11}=0{,}33.$$

Используя найденные значения k_i, определяем среднюю осадку основания фундаментной плиты по формуле (3.75) (6 прил. 3):

$$S=bpM\sum_{1}^{3}\frac{k_i-k_{i-1}}{E_i}=26\cdot 24{,}8\cdot 0{,}95\left(\frac{0{,}075}{5000}+\frac{0{,}125-0{,}075}{1700}+\right.$$

$$+\frac{0{,}212-0{,}125}{5500}\Big)=612\cdot0{,}0006=0{,}037\text{ м}=3{,}7\text{ см}\ll S_{\text{пр}}=40\text{ см}.$$

В соответствии с п. 3.261, при определении крена фундаментной плиты необходимо рассматривать силосный корпус в целом как сооружение с высокорасположенным центром тяжести и учитывать увеличение эксцентриситета вертикальной нагрузки из-за наклона сооружения. Поскольку силосный корпус является жестким сооружением, крен определяем по формуле (3.85).

Предварительно вычисляем крен фундамента, считая его низким, от внецентренного действия нагрузки (заполнения двух силосов) и ветровой нагрузки по пп. 3.254—3.255:

$$i_b=\frac{1-\mu_{\text{ср}}^2}{1{,}5E_{\text{пр}}}k_b\frac{M}{\left(\frac{l}{2}\right)^3}=\bar{i}_b M=\frac{(1-0{,}33^2)\,0{,}39}{1{,}5\cdot3500\cdot13^3}(2700\cdot6\cdot2+4600)=$$

$$=3\cdot10^{-8}\cdot37\,000=0{,}0011$$

(здесь попутно вычислено значение $\bar{i}_b=3\cdot10^{-8}$, которое потребуется в дальнейших вычислениях).

Крен фундамента, вызванный неоднородностью основания, определяем по п. 3.260 как отношение разности осадок середин противоположных сторон квадратного фундамента к его стороне. Указанные осадки вычисляем в соответствии с требованиями п. 3.244, для чего предварительно находим значение коэффициента $k=0{,}2$ по табл. 3.29 (3 прил. 3) при $n=1$ и $m=2H/b=2\cdot11/26=0{,}85$.

Далее вычисляем приведенные значения модулей деформации $E_{\text{пр}}$ для вертикалей, проходящих через середины сторон, по формуле (3.77):

а) Для левой стороны фундамента

$$m_1=\frac{3{,}5\cdot2}{26}=0{,}27;\qquad k_1=0{,}067;$$

$$m_2=\frac{7\cdot2}{26}=0{,}54;\qquad k_2=0{,}135;$$

$$m_3=\frac{11\cdot2}{26}=0{,}85;\qquad k_3=0{,}212;$$

$$E_{\text{пр}}=\frac{0{,}212}{\frac{0{,}067}{5000}+\frac{0{,}135-0{,}067}{1700}+\frac{0{,}212-0{,}135}{5500}}=$$

$$=\frac{0{,}212}{0{,}0000674}=3150\text{ тс/м}^2.$$

б) Для правой стороны

$$m_1=\frac{4{,}5\cdot2}{26}=0{,}35;\qquad k_1=0{,}087;$$

$$m_2=\frac{5{,}5\cdot2}{26}=0{,}42;\qquad k_2=0{,}105;$$

$$m_3 = 0{,}85; \quad k_3 = 0{,}212;$$

$$E_{\text{пр}} = \frac{0{,}212}{\frac{0{,}087}{5000} + \frac{0{,}105 - 0{,}087}{1700} + \frac{0{,}212 - 0{,}105}{5500}} =$$

$$= \frac{0{,}212}{0{,}0000474} = 4470 \text{ тс/м}^2.$$

Осадка середины левой стороны фундамента (см. рис. 3.25) равна

$$S_{\text{л}} = \frac{bp}{1{,}5E_{\text{пр}}} k_1 = \frac{26 \cdot 24{,}8}{1{,}5 \cdot 3150} 0{,}20 = 0{,}027 \text{ м} = 2{,}7 \text{ см}.$$

Осадка середины правой стороны фундамента равна

$$S_{\text{п}} = \frac{26 \cdot 24{,}8}{1{,}5 \cdot 4470} 0{,}20 = 0{,}018 \text{ м} = 1{,}8 \text{ см}.$$

Крен фундамента, вызванный неоднородностью основания, $i_{\text{н}}$ равен

$$i_{\text{н}} = \frac{0{,}027 - 0{,}018}{26} = 0{,}0003.$$

Высота приложения вертикальной нагрузки от подошвы фундамента h^*, определенная как отношение статического момента всех вертикальных нагрузок относительно подошвы фундамента к сумме этих нагрузок, равна 22,4 м.

Суммарная нагрузка на основание P при заполнении двух силосов равна

$$P = G_1 + 2P_1 + \gamma hF = 4420 + 2 \cdot 2700 + 1{,}75 \cdot 1{,}3 \cdot 26^2 = 11\,350 \text{ тс}.$$

Суммарный крен силосного корпуса, определяемый по формуле (3.85), равен

$$i_h = \frac{i + i_{\text{н}}}{1 - \bar{i}Ph^*} = \frac{0{,}0011 + 0{,}0003}{1 - 3 \cdot 10^{-8} \cdot 11\,350 \cdot 22{,}4} =$$

$$= \frac{0{,}0014}{0{,}992} \approx 0{,}0014 < i_{\text{пр}} = 0{,}004.$$

В данном случае вследствие больших размеров фундаментной плиты, относительно небольшого начального эксцентриситета внешней нагрузки и малой сжимаемости основания влияние увеличения эксцентриситета нагрузки из-за наклона сооружения оказалось ничтожно малым.

Таким образом, исходя из расчета основания размеры фундаментной плиты в плане могут быть приняты равными 26×26 м.

Предельно допустимые деформации основания

3.264. Предельно допустимые деформации основания и здания (сооружения) должны устанавливаться при разработке проекта здания (сооружения) в соответствии с требованиями пп. 3.265—3.280 (3.63—3.69).

3.265(3.63). Предельно допустимые величины совместной деформации основания и здания (сооружения) устанавливаются исходя из необходимости соблюдения:

а) технологических или архитектурных требований к деформациям сооружения — изменение проектных уровней и положений здания или сооружения в целом (зданий повышенной этажности, башен, дымовых труб и пр.), отдельных их элементов и оборудования, включая требования к нормальной работе лифтов, кранового оборудования, подъемных устройств элеваторов и т. п. — $S^{т}_{пр}$;

б) требований к прочности, устойчивости и трещиностойкости конструкций, включая общую устойчивость сооружения — $S^{п}_{пр}$.

3.266(3.64). Предельно допустимая величина совместной деформации основания и здания или сооружения (равномерной или неравномерной), соответствующая пределу эксплуатационной пригодности здания или сооружения по технологическим или архитектурным требованиям $S^{т}_{пр}$, должна устанавливаться соответствующими нормами проектирования зданий и сооружений, правилами технической эксплуатации оборудования или заданием на проектирование.

Проверка соблюдения условия $S \leqslant S^{т}_{пр}$ производится при разработке типовых и индивидуальных проектов в составе расчетов основания во взаимодействии с надфундаментными конструкциями после соответствующих расчетов этих конструкций по прочности, устойчивости и трещиностойкости.

3.267(3.65). Предельно допустимую величину деформации $S^{т}_{пр}$ по условиям эксплуатации оборудования (например, лифтов, мостовых кранов, машин и пр.) следует назначать исходя из соблюдения технологических допусков по осадкам и кренам оборудования.

Если при этом требуется применение неэкономичных решений по основаниям и фундаментам, в проектах зданий и сооружений (по согласованию с организацией, эксплуатирующей оборудование, и органами надзора) должна предусматриваться возможность осуществления рихтовки оборудования в процессе эксплуатации.

3.268. Значения $S^{т}_{пр}$ устанавливаются с учетом:

архитектурных требовании к деформациям зданий и сооружений (из условия недопустимости появления впечатлений «провисания», «опрокидывания», «проваливания», ограничения взаимных смещений отдельных конструктивных элементов или архитектурных деталей и т. д.), а также требований по обеспечению нормальных эксплуатационно-бытовых условий для людей (ограничение уклонов полов, перекосов стен с оконными и дверными проемами, перепадов отметок отдельных частей зданий и пр.);

технологических требований, предъявляемых к оборудованию, отдельным конструкциям и устройствам (уклоны полов, уклоны путей мостовых и подвесных кранов, крены зданий и сооружений по условиям работы вертикального транспорта, уклоны плоских кровель, вводов и выпусков инженерных коммуникаций и т. д.).

3.269. Величины $S^{п}_{пр}$ устанавливаются при разработке типовых проектов на основе расчета конструкций здания или сооружения во взаимодействии со сжимаемым основанием. Критерием такого расчета являются прочность, устойчивость и трещиностойкость конструкций с учетом дополнительных усилий, обусловленных дефор-

мациями основания (см., например, «Указания по проектированию конструкций крупнопанельных жилых домов» СН 321-65, М., Стройиздат, 1966). Указанный расчет рекомендуется выполнять для нескольких вариантов грунтовых условий, отличающихся прочностными и деформационными характеристиками грунтов, а также степенью неравномерности сжимаемости основания в пределах плана здания или сооружения.

При установлении величин $S^{п}_{пр}$ следует учитывать опыт проектирования, строительства и эксплуатации аналогичных зданий и сооружений.

3.270. В качестве предельно допустимых величин совместных деформаций основания и здания (сооружения) $S^{п}_{пр}$ принимаются: относительная неравномерность осадок [пп. 3.168 (подпункт «в» п. 3.46) и 3.171], относительный прогиб или выгиб [пп. 3.168 (подпункт «д» п. 3.46) и 3.173], кривизна изгибаемого участка здания или сооружения [пп. 3.168 (подпункт «е» п. 3.46) и 3.174], относительный угол закручивания [пп. 3.168 (подпункт «ж» п. 3.46) и 3.175].

При разработке типовых проектов зданий и сооружений на основе указанных величин $S^{п}_{пр}$ рекомендуется устанавливать более простые критерии для расчета оснований по деформациям при привязке типовых проектов к местным инженерно-геологическим условиям (см. пп. 3.273—3.278).

3.271. Проверка соблюдения условия (3.37) (16) при использовании величин $S^{п}_{пр}$ является косвенной проверкой прочности, устойчивости и трещиностойкости конструкций зданий и сооружений.

При разработке индивидуальных проектов зданий и сооружений, конструкции которых рассчитываются во взаимодействии со сжимаемым основанием, установления значений $S^{п}_{пр}$ не требуется.

3.272(3.66). Величину $S^{п}_{пр}$ допускается не устанавливать для зданий и сооружений значительной жесткости (например, зданий башенного типа, домен, дымовых труб и т. п.), прочность которых заведомо достаточна для восприятия усилий, возникающих при взаимодействии основания с сооружением, а также для зданий и сооружений с гибкими системами конструкций, в которых такие усилия не возникают (например, различного рода шарнирные системы и пр.)

3.273(3.67). При разработке типовых проектов зданий и сооружений на основе величин $S^{п}_{пр}$ и $S^{т}_{пр}$ следует, как правило, устанавливать следующие критерии допустимости применения этих проектов (или отдельных их вариантов), упрощающие расчет оснований по деформациям при привязке типовых проектов к местным грунтовым условиям:

а) допустимую неоднородность основания, которая может характеризоваться предельным значением степени изменчивости (неравномерности) сжимаемости грунтов α_E, соответствующим различным осредненным значениям модуля деформации грунтов в пределах плана здания или сооружения $E_{ср}$ или различным значениям ожидаемой средней осадки основания здания или сооружения $S_{ср}$ [п. 3.68 настоящей главы (п. 3.274 Рук.)];

б) условные величины предельной неравномерности деформаций основания $S^{0}_{пр}$, которые можно использовать в расчетах оснований

по деформациям без учета влияния жесткости здания или сооружения на перераспределение нагрузок на основание [п. 3.69 настоящей главы (п. 3.279 Рук.)];

в) перечень грунтов (с указанием их простейших характеристик свойств и состояния, а также характера напластования этих грунтов), при наличии которых в основании зданий или сооружений не требуется выполнить расчет оснований по деформациям.

3.274(3.68). Степень изменчивости сжимаемости основания α_E [подпункт «а» п. 3.67 (п. 3.273 Рук.)] как одного из критериев допустимости применения проектов по п. 3.67 (п. 3.273 Рук.) определяется отношением наибольшего значения приведенного по глубине модуля деформации грунтов основания в пределах плана здания или сооружения к наименьшему значению.

Приведенный модуль деформации грунтов основания $E_{пр}$ определяется при этом для характерных по геологическому строению участков площади застройки, с учетом характера напластования грунтов, сжимаемости отдельных слоев, размеров, заглубления фундаментов и действующих на них нагрузок по формуле

$$E_{пр} = \frac{\Sigma \omega_i}{\Sigma \frac{\omega_i}{E_i}}, \qquad (3.86)\ (21)$$

где ω_i — площадь эпюры дополнительных давлений на грунт по оси фундамента, действующих в пределах толщины i-го слоя грунта с модулем деформации E_i и определяемых согласно прил. 3 (пп. 3.227—3.232 Рук.).

Осредненное значение модуля деформации грунтов основания $E_{ср}$ как второго критерия допустимости проектов по подпункту «а» п. 3.67 настоящей главы (п. 3.273 Рук.) определяется как отношение суммы приведенных $E_{пр}$ значений модулей деформации отдельных характерных по геологическому строению участков, умноженных на их площадь, к суммарной площади, занимаемой зданием или сооружением.

3.275. Приведенный модуль деформации грунтов основания определяется по формуле (3.86) (21) в случае использования для определения деформаций основания расчетной схемы основания в виде линейно-деформируемого полупространства [подпункт «а» п. 3.223 (3.49)].

При использовании расчетной схемы линейно-деформируемого слоя конечной толщины [подпункт «б» п. 3.223 (3.49)] значение $E_{пр}$ определяется по указаниям п. 3.245.

3.276. Зависимость допустимых значений α_E от осредненного модуля деформации грунтов основания $E_{ср}$ или ожидаемой средней осадки $S_{ср}$ устанавливается при разработке типового проекта на основе расчета конструкций здания (сооружения) во взаимодействии с неравномерно сжимаемым основанием. Эта зависимость используется преимущественно для протяженных жилых зданий (см. «Указания по проектированию конструкций крупнопанельных жилых домов» СН 321-65. М., Стройиздат, 1966).

Пример такой зависимости, установленной для пятиэтажных крупнопанельных зданий серии 1-464, приведен на рис. 3.26.

В целях упрощения вычисления значений $S_{ср}$ при привязке типовых проектов зданий к местным инженерно-геологическим условиям, а также облегчения перехода от значений $E_{ср}$ к $S_{ср}$ в типовых

проектах зданий рекомендуется приводить расчетные значения средних осадок в виде $S_{ср} = \frac{A}{E_{ср}}$ см, где A — численный коэффициент, имеющий размерность, кгс/см, и зависящий от принятого конструктивного решения фундаментов и действующих на них нагрузок.

3.277. Условные величины предельной неравномерности деформации основания $S^0_{пр}$ устанавливаются при разработке типовых проектов зданий и сооружений на основе сопоставления неравномерных деформаций основания, вычисленных с учетом и без учета жесткости надфундаментных конструкций (соответственно ΔS и ΔS^0).

Пример зависимости отношения $\frac{\Delta S}{\Delta S^0}$ от приведенной гибкости здания $\lambda = L\sqrt[4]{\frac{c}{4EI}}$ (или от приведенной гибкости его участка $\lambda_1 = L_1\sqrt[4]{\frac{c}{4EI}}$) приведен на рис. 3.27 (здесь приняты следующие обозначения: L — длина здания; L_1 — длина участка локального искривления; c — среднее значение коэффициента жесткости основания, принимаемое равным отношению среднего давления под подошвой фундамента к средней осадке здания, тс/м³; EI — обобщенная изгибная жесткость поперечного сечения коробки здания, тс·м). Зависимость получена для пятиэтажных крупнопанельных зданий серии I-464.

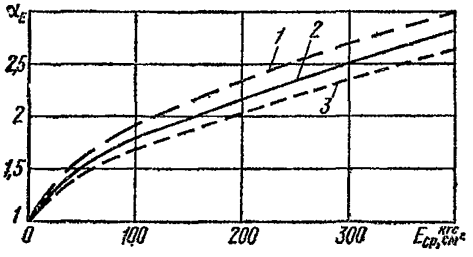


Рис. 3.26. Пример зависимости допустимой степени изменчивости сжимаемости грунтов α_E от осредненного модуля деформации грунтов основания в пределах плана здания или сооружения $E_{ср}$ (*1*, *2* и *3* — зависимости, соответствующие различным ширинам подошвы фундаментов под несущие стены — соответственно b_1, b_2, b_3, причем $b_1 > b_2 > b_3$)

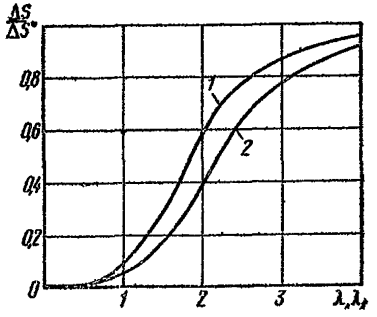


Рис. 3.27. Соотношение между неравномерностью осадок, вычисленной с учетом и без учета жесткости здания (соответственно ΔS и ΔS^0), в зависимости от показателей гибкости: λ — всего здания длиной L или λ_1 — участка здания длиной L_1 (соответственно кривые *1* и *2*)

Влияние жесткости надфундаментной конструкции здания на выравнивание неравномерных осадок основания тем больше, чем меньше приведенная гибкость здания (чем больше его жесткость).

Для зданий и сооружений незначительной жесткости ($\lambda > 3$) допускается принимать $\Delta S^0 \approx \Delta S$.

3.278. Перечень грунтов (с указанием их простейших характеристик свойств и состояния, а также характера напластований этих грунтов), при наличии которых в основании зданий и сооружений не требуется выполнять расчет оснований по деформациям [подпункт «в» п. 3.273 (3.67)], устанавливается на основе полученной при разработке типового проекта зависимости между допустимым значением степени изменчивости сжимаемости грунтов α_E от значения осредненного модуля деформации грунтов основания в пределах плана здания или сооружения $E_{ср}$ [подпункт «а» п. 3.273 (3.67), пп. 3.274 (3.68) и 3.275]. При этом рекомендуется использовать соотношения между простейшими характеристиками свойств и состояния грунтов и их прочностными и деформационными характеристиками, установленные в табл. 3.12 и 3.13 (1—3 прил. 3).

Вначале грунтовые условия, определяющие возможную область применения типового проекта, разбиваются на группы по величине расчетного давления на основание R, вычисленной по формуле (3.38) (17), с учетом предусмотренных проектом глубины заложения и размеров фундаментов для каждого варианта фундаментов. Затем в пределах каждой такой группы проверяется возможность наличия в основании здания или сооружения одновременно нескольких грунтов, отличающихся величиной модуля деформации, исходя из зависимости допустимого значения α_E от величины $E_{ср}$.

3.279(3.69). Предельно допустимые величины совместных деформаций оснований и зданий (сооружений) $S_{пр}$ допускается принимать по табл. 3.37(18), если их надфундаментные конструкции не рассчитаны на воздействие неравномерных деформаций основания и потому не определены значения $S^{п}_{пр}$ по подпункту «б» п. 3.63 (п. 3.265 Рук.) или $S^{0}_{пр}$ по подпункту «б» п. 3.67 (п. 3.273 Рук.) и в задании на проектирование не установлены значения $S^{т}_{пр}$ по подпункту «а» п. 3.63, пп. 3.64 и 3.65 (пп. 3.265—3.267 Рук.).

Принимая $S_{пр}$ по табл. 3.37(18), следует учитывать, что в этом случае:

а) расчет деформаций оснований допускается производить без учета влияния жесткости конструкций здания или сооружения на перераспределение нагрузок на основание;

б) при грунтах основания, сложенных по всей площади проектируемого здания или сооружения горизонтальными (с уклоном не более 0,1), выдержанными по толщине слоями, предельные значения максимальных и средних абсолютных осадок допускается увеличивать на 20% против величин, указанных в табл. 3.37(18);

в) при набухающих грунтах основания предельные величины деформаций — подъема фундаментов, максимального и среднего — принимаются численно равными 0,25 от предельных величин максимальных и средних осадок, приводимых в табл. 3.37(18), а выгиба зданий — равным 0,5 от предельных величин, указанных в той же таблице.

Примечание. На основе обобщения опыта проектирования, строительства и эксплуатации отдельных видов зданий и сооруже-

Таблица 3.37(18)

Наименование и конструктивные особенности сооружений	Величина предельных деформаций оснований $S_{пр}$			
	относительные деформации		максимальные и средние абсолютные осадки, см	
	вид	величина	вид	величина
1. Производственные и гражданские многоэтажные здания с полным каркасом:				
1.1. Железобетонные рамы без заполнения	Относительная разность осадок	0,002	Максимальная абсолютная осадка $S_{i пр}$	8
1.2. Стальные рамы без заполнения	То же	0,004	То же	12
1.3. Железобетонные рамы с заполнением	»	0,001	»	8
1.4. Стальные рамы с заполнением	»	0,002	»	12
2. Здания и сооружения, в конструкциях которых не возникают дополнительные усилия от неравномерных осадок	»	0,006	»	15
3. Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами из:				
3.1. Крупных панелей	Относительный прогиб или выгиб	0,0007	Средняя осадка $S_{ср. пр}$	10
3.2. Крупных блоков и кирпичной кладки без армирования	То же	0,001	То же	10
3.3. Крупных блоков и кирпичной кладки с армированием или железобетонными поясами	»	0,0012	»	15

Продолжение табл. 3.37(18)

Наименование и конструктивные особенности сооружений	Величина предельных деформаций оснований $S_{пр}$			
	относительные деформации		максимальные и средние абсолютные осадки, см	
	вид	величина	вид	величина
3.4. Независимо от материала стен	Крен в поперечном направлении $i_{пр}$	0,005	—	—
4. Высокие жесткие сооружения:				
4.1. Сооружения элеваторов из железобетонных конструкций:				
а) рабочее здание и силосный корпус монолитной конструкции, сблокированные на одной фундаментной плите	Поперечный и продольный крены $i_{пр}$	0,003	Средняя осадка $S_{ср.\ пр}$	40
б) то же, сборной конструкции	То же	0,003	То же	30
в) отдельно стоящее рабочее здание	Поперечный крен $i_{пр}$	0,003	»	25
	Продольный крен $i_{пр}$	0,004	»	25
г) отдельно стоящий силосный корпус монолитной конструкции	Поперечный и продольный крены $i_{пр}$	0,004	»	40
д) то же, сборной конструкции	То же	0,004	»	30

Продолжение табл. 3.37(18)

Наименование и конструктивные особенности сооружений	Величина предельных деформаций оснований $S_{пр}$			
	относительные деформации		максимальные и средние абсолютные осадки, мм	
	вид	величина	вид	величина
4.2. Дымовые трубы высотой H, м:				
а) $H \leqslant 100$ м	**Крен $i_{пр}$**	**0,005**	**Средняя осадка $S_{ср.\ пр}$**	**40**
б) $100 < H \leqslant 200$ м	**То же**	$\frac{1}{2H}$	**То же**	**30**
в) $200 < H \leqslant 300$ м	»	$\frac{1}{2H}$	»	**20**
г) $H > 300$ м	»	$\frac{1}{2H}$	»	**10**
4.3. Прочие высокие до 100 м жесткие сооружения	»	**0,004**	»	**20**

ний с учетом эффективности конструктивных мероприятий, обеспечивающих требуемую прочность, устойчивость и трещиностойкость конструкций от воздействия неравномерных деформаций основания, допускается в установленном порядке утверждать предельные значения деформаций, отличные от значений, принятых в табл. 3.37(18).

3.280. Данные табл. 3.37(18) не распространяются на здания и сооружения, конструкции которых рассчитаны на воздействие усилий, вызванных деформациями оснований. В этих случаях предельно допустимые деформации основания устанавливаются по указаниям пп. 3.265—3.278 (3.63—3.68).

Предельно допустимые деформации основания для одноэтажных производственных зданий в зависимости от их конструктивных особенностей допускается принимать по пп. 1 или 2 табл. 3.37(18).

В проектах зданий и сооружений, расчетная величина средней осадки которых $S_{ср} > 8$ см, следует, как правило, предусматривать строительный подъем здания или сооружения на величину, равную $S_{ср}$.

3.281(3.70). **Расчет оснований по деформациям считается удовлетворенным, если фактическое среднее давление на грунт под фундаментами проектируемых зданий или сооружений не превышает расчетного давления на основание и выполняется одно из следующих условий:**

Таблица 3.38(19)

Вид зданий	Перечень вариантов грунтовых условий, когда допускается не выполнять расчет осадок для зданий, перечисленных в графе 1
1	2
А. Производственные здания промышленных предприятий	
1. Одноэтажные с несущими конструкциями, малочувствительными к неравномерным осадкам (например, стальной или железобетонный каркас на отдельных фундаментах при шарнирном опирании ферм, ригелей и т. п.), и с мостовыми кранами грузоподъемностью до 50 т включительно	1. Крупнообломочные грунты при содержании песчаного заполнителя менее 40% и глинистого менее 30%
2. Многоэтажные до 6 этажей включительно с сеткой колонн не более 6×9 м	2. Пески любой крупности, кроме пылеватых, плотные и средней плотности
	3. Пески любой крупности, только плотные
	4. Пески любой крупности, только средней плотности
	5. Супеси, суглинки и глины при консистенции $I_L<0,5$ и коэффициенте пористости e в диапазоне 0,4—0,9
	6. То же, что в п. 5, при коэффициенте пористости $e=0,5—1,0$
	7. Песчаные грунты при $e<0,7$ в сочетании с глинистыми грунтами моренного происхождения при $e<0,7$ и $I_L<0,5$ независимо от порядка их залегания
Б. Жилые и общественные здания	
1. Прямоугольной формы в плане без перепадов по высоте с полным каркасом и бескаркасные с несущими стенами из кирпича, крупных блоков или панелей:	
а) протяженные многосекционные высотой до 9 этажей включительно	
б) несблокированные башенного типа высотой до 14 этажей включительно	
В. Сельскохозяйственные производственные здания и сооружения	
Одно- и многоэтажные независимо от конструктивной схемы и формы в плане	

Примечания: 1. Табл. 3.38(19) допускается пользоваться:
а) при горизонтальном, выдержанном по толщине, залегании в основании зданий и сооружений (в пределах сжимаемой

Продолжение табл. 3.38(19)

толщи) отдельных слоев, состоящих из грунтов, перечисленных в настоящей таблице (уклон не более 0,1);

б) если ширина отдельных ленточных фундаментов под несущие конструкции или площадь отдельных столбчатых фундаментов отличается не более чем в 2 раза;

в) для зданий и сооружений иного назначения, чем указано в таблице, при аналогичных с ними конструкциях, нагрузках и грунтах, сжимаемость которых не превышает сжимаемости грунтов, приведенных в таблице.

2. Табл. 3.38(19) не распространяется на производственные здания с нагрузками на полы более 2 тс/м^2.

а) фактическая неоднородность основания α_E меньше допустимой по подпункту «а» п. 3.67 настоящей главы (п. 3.273 Рук.);

б) геологические условия площадки строительства отвечают области применения типового проекта по подпункту «в» п. 3.67 настоящей главы (п. 3.273 Рук.);

в) если здания, перечисленные в табл. 3.38(19), возводятся на грунтах, указанных в этой же таблице и сгруппированных в 7 вариантах грунтовых условий.

3.282. Требование примечания «а» к табл. 3.38(19) не является обязательным, если в основании здания (сооружения) залегают песчаные грунты, перечисленные в первых трех вариантах грунтовых условий табл. 3.38(19).

3.283. При наличии в основании здания или сооружения грунтов, не относящихся ни к одному из вариантов грунтовых условий по табл. 3.38(19), необходимы расчет деформаций основания по п. 3.166(3.57) или проверка степени изменчивости сжимаемости основания по пп. 3.273—3.277.

Для зданий и сооружений, перечисленных в табл. 3.38(19), предельные значения степени изменчивости сжимаемости основания допускается принимать равными: $\alpha_E=2$ при $E_{ср}=150$ кгс/см^2 и $\alpha_E=3$ при $E_{ср}=400$ кгс/см^2 (при промежуточных значениях $E_{ср}$ величина α_E определяется интерполяцией).

3.284(3.71). **Натурные измерения деформаций оснований и фундаментов должны предусматриваться:**

в проектах ответственных зданий и сооружений, возводимых на сильнодеформируемых неоднородных грунтах оснований, если ожидаемые деформации близки к предельно допустимым для этих зданий и сооружений;

если применяются новые конструкции зданий и сооружений или их фундаментов, недостаточно изученные в массовом строительстве;

при наличии в задании на проектирование специальных требований по измерению деформаций в целях изучения работы оснований, конструкций зданий и сооружений или технологического оборудования и пр.

Выбор объекта измерения деформаций должен быть согласован с заказчиком.

3.285. Измерения деформаций оснований и фундаментов должны предусматриваться также для ответственных зданий и сооружений, возводимых на грунтах с особыми свойствами (просадочные, насыпные и т. п.).

3.286. Наблюдения за деформациями оснований и фундаментов зданий и сооружений, возводимых на площадках, где возможны горизонтальные перемещения земной поверхности (например, вследствие горных подработок, оползневых явлений и т. п.), должны включать измерения горизонтальных перемещений фундаментов.

3.287. Наблюдения за деформациями оснований и фундаментов зданий и сооружений должны проводиться с начала строительства и продолжаться в период эксплуатации до стабилизации деформаций.

3.288. Методика натурных наблюдений должна приниматься в соответствии с «Руководством по наблюдениям за деформациями фундаментов зданий и сооружений» (М., Стройиздат, 1975). Объем и методика наблюдений устанавливаются в проектах зданий и сооружений с учетом затрат, необходимых для устройства реперов и марок и проведения наблюдений.

РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

3.289(3.4). Расчет оснований по несущей способности должен производиться в случаях, если:

а) на основание передаются значительные горизонтальные нагрузки (подпорные стены, фундаменты распорных конструкций и т. п.), в том числе сейсмические;

б) фундамент или сооружение в целом расположены на бровке откоса или вблизи крутопадающего слоя грунта;

в) основание сложено водонасыщенными глинистыми и заторфованными грунтами, указанными в п. 3.76 настоящей главы (п. 6.13 Рук.);

г) основание сложено скальными грунтами.

Расчет оснований по несущей способности в случаях, перечисленных в подпунктах «а» и «б» п. 3.4 настоящей главы (п. 3.289 Рук.), допускается не производить, если конструктивными мероприятиями обеспечена невозможность смещения рассматриваемого фундамента.

Примечание. Если проектом предусматривается возможность выполнения работ по возведению здания или сооружения непосредственно после устройства фундаментов до обратной засыпки грунтом пазух котлованов, должна производиться проверка несущей

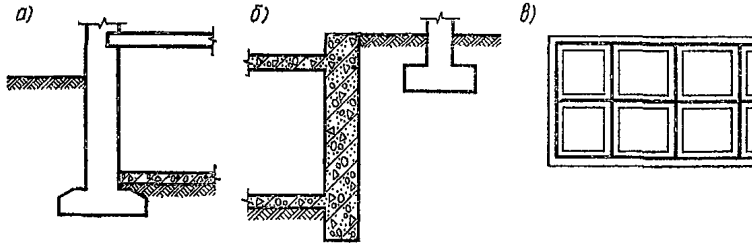


Рис. 3.28. Конструктивные мероприятия, препятствующие смещению фундаментов

а — наличие бетонного пола в подвале; *б* — жесткое крепление стенки откоса; *в* — пространственно-жесткая система фундаменто-подвальной части здания (план)

способности основания по нагрузкам, фактически действующим в процессе строительства.

3.290. К конструктивным мероприятиям, обеспечивающим невозможность горизонтального смещения фундамента, относятся:

устройство полов в подвале здания (рис. 3.28, *а*);

введение затяжек в распорные конструкции;

жесткое закрепление откоса (рис. 3.28, *б*);

объединение фундаментов в единую систему пространственно жесткой и прочной надфундаментной конструкцией, например при фундаментно-подвальной части здания с частым шагом поперечных стен на фундаментах в виде железобетонных перекрестных лент — рис. 3.28, *в* (в последнем случае обеспечивается также невозможность и вертикального смещения отдельного фундамента на участке между пересечениями поперечных стен) и т. п.

3.291(3.72). Целью расчета оснований по несущей способности (т. е. по первой группе предельных состояний) является обеспечение прочности оснований и устойчивости нескальных оснований, а также недопущение сдвига фундаментов по подошве и его опрокидывания, что сопровождается, как правило, значительными перемещениями отдельных фундаментов или сооружений в целом, при которых эксплуатация последних становится невозможной. Принимаемая в расчете схема разрушения основания (при достижении им предельного состояния) должна быть как статически, так и кинематически возможна для данного фундамента или сооружения.

3.292(3.73). Расчет оснований по несущей способности производится исходя из условия:

$$N \leqslant \frac{\Phi}{k_н}, \qquad (3.87)\ (22)$$

где N — **расчетная нагрузка на основание, определяемая по указаниям пп. 3.6—3.9 настоящей главы (пп. 3.14—3.23 Рук.);**

Φ — **несущая способность основания;**

$k_н$ — **коэффициент надежности, устанавливаемый проектной организацией в зависимости от ответственности здания или сооружения, значимости последствий исчерпания несущей способности основания, степени изученности грунтовых условий и принимаемый не менее 1,2.**

3.293(3.74). Несущая способность (прочность) оснований, сложенных скальными грунтами Φ, независимо от глубины заложения фундаментов вычисляется по формуле

$$\Phi = R_c \bar{b} \bar{l}, \qquad (3.88)\ (23)$$

где R_c — **расчетное значение временного сопротивления образцов *скального грунта сжатию в водонасыщенном состоянии*, определяемое в соответствии с требованиями пп.3.13—3.15 настоящей главы (пп. 3.53—3.59 Рук.);**

$\bar{b}$ и $\bar{l}$ — **соответственно приведенные ширина и длина фундамента, вычисляемые по формулам:**

$$\bar{b} = b - 2e_b; \qquad (3.89)\ (24$$

$$\bar{l} = l - 2e_l, \qquad (3.90)\ (25)$$

где e_l и e_b — **соответственно эксцентриситеты приложения равнодействующей всех нагрузок в направлении продольной и поперечной осей фундамента.**

3.294. Несущая способность скальных оснований по формулам (3.87) (22) и (3.88) (23) определяется из условия, чтобы среднее давление по приведенной подошве фундамента p_{cp} не превосходило временного сопротивления образцов скального грунта сжатию R_c, определяемого в условиях одноосных испытаний.

3.295. Приведенные размеры фундамента при внецентренной нагрузке определяются из условия, чтобы равнодействующая всех сил оказывалась в центре тяжести приведенной прямоугольной подошвы фундамента (рис. 3.29).

Подошва фундамента сложного очертания должна при этом предварительно приводиться к эквивалентной по площади прямоугольной форме. Для круглого фундамента эквивалентной формой будет квадрат, а приведенной (для случая внецентренного расположения равнодействующей) — прямоугольник по рис. 3.30.

3.296(3.75). Несущая способность основания, сложенного нескальными грунтами, должна определяться исходя из условия, что в грунте образуются поверхности скольжения, охватывающие всю подошву фундамента или сооружения; при этом считается, что соотношение между нормальными p и касательными напряжениями τ по всей поверхности скольжения, соответствующее предельному состоянию основания, подчиняется зависимости

$$\tau = p \operatorname{tg} \varphi_I + c_I , \qquad (3.91)\ (26)$$

где φ_I и c_I — расчетные значения соответственно угла внутреннего трения и удельного сцепления грунта, определяемые согласно требованиям пп. 3.13—3.15 настоящей главы (пп. 3.53—3.58 Рук.).

3.297(3.77). Несущая способность оснований из нескальных грунтов определяется на основе теории предельного равновесия грунтовой среды. При этом должны различаться случаи, когда допускается применять:

а) аналитические решения [в случаях и по указаниям п. 3.78 настоящей главы (п. 3.302 Рук.)];

б) графоаналитические методы с построением круглоцилиндрических поверхностей скольжения (в случаях и по указаниям п. 3.79 настоящей главы (пп. 3.308—3.312 Рук.).

3.298. Наиболее строгими методами определения величины несущей способности являются методы, основанные на теории предельного равновесия сыпучей среды. Поверхности скольжения в этом случае не задаются произвольно, а определяются в результате решения системы дифференциальных уравнений предельного равновесия. Однако строгие аналитические решения получены только для отдельных случаев, т. е. для ленточного фундамента при центральном загружении вертикальной или наклонной нагрузкой и круглого фундамента при центральном загружении вертикальной нагрузкой. Любые другие случаи загружения, формы фундамента в плане и характера основания учитываются в этих решениях эмпирическими коэффициентами, либо путем использования инженерных методов оценки несущей способности оснований.

3.299. При расчете несущей способности основания следует учитывать, что возможны различные схемы потери устойчивости, например, в виде плоского сдвига по подошве фундамента (или ниже ее) или по схеме глубинного сдвига по тем или иным поверхностям скольжения, огибающим фундамент и прилегающий к нему массив грунта.

Направление сдвига может быть также различно — в сторону горизонтальной составляющей равнодействующей всех сил или в сторону действия момента (в сторону, противоположную эксцентриситету).

Параметры элементов поверхностей скольжения могут быть известны или же заданы исходя из тех или иных теоретических предпосылок и допущений и уточнены путем последовательных попыток расчета при поиске минимально возможной несущей способности основания для выбранной схемы потери устойчивости.

3.300. При выборе схемы потери устойчивости следует учитывать характер нагрузок и их равнодействующей (вертикальность, наклон, эксцентриситет), форму фундамента (ленточный, прямоугольный и пр.), характер подошвы фундамента (горизонтальность, наклон, наличие зуба и пр.), наличие связей фундамента с другими элементами здания или сооружения, ограничивающих возможность потери устойчивости, характеристику основания — вид и свойства грунтов, однородность геологического строения, наличие и наклон слоев и слабых прослоек, наличие откосов грунта вблизи фундамента и пр.

3.301. Основания ленточного фундамента следует проверять на устойчивость только в направлении короткой стороны (ширины) фундамента, а прямоугольного, квадратного и круглого — в направлении действия момента либо наклона равнодействующей (направления ее горизонтальной составляющей).

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

плоский сдвиг по подошве;

глубокий сдвиг в направлении горизонтальной составляющей нагрузки;

глубокий сдвиг в направлении момента.

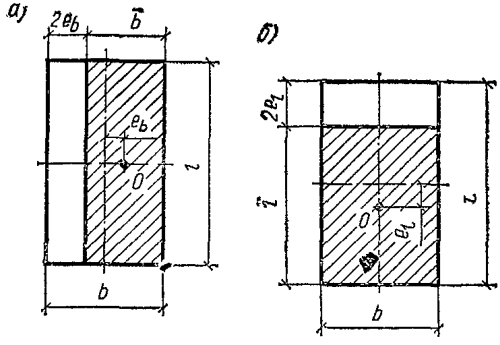


Рис. 3.29. Схема для определения приведенных размеров прямоугольного фундамента

а — ширины $\overline{b}$; *б* — длины $\overline{l}$

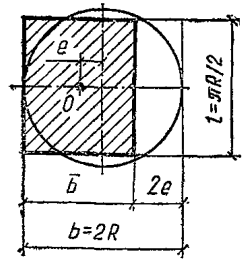


Рис. 3.30. Схема для определения приведенных размеров круглого фундамента

Проверку устойчивости основания отдельного фундамента следует производить с учетом работы основания всего сооружения в целом. Например, основание фундамента здания, примыкающего к подпорной стенке, следует рассчитывать по устойчивости вместе с основанием подпорной стенки. Призма обрушения в этом случае может быть ориентировочно ограничена поверхностью *ABC* (рис. 3.31).

3.302(3.78). Несущую способность оснований Φ для вертикальной составляющей нагрузки допускается определять с применением аналитических решений, если основание сложено нескальными однородными грунтами, находящимися в стабилизированном состоянии, и фундаменты имеют плоскую подошву, а пригрузка с разных сторон фундамента отличается по величине не более чем на 25%, пользуясь формулой

$$\Phi = \bar{b}\bar{l}\left(A_1 \bar{b}\gamma_I + B_1 h\gamma_I' + D_1 c_I\right), \qquad (3.92)\ (28)$$

где $\bar{b}$ и $\bar{l}$ — обозначения те же, что и в формуле (3.88) (23);

A_1, B_1, D_1 — безразмерные коэффициенты, определяемые по формулам;

$$A_1 = \lambda_\gamma i_\gamma n_\gamma; \qquad (3.93)\ (29)$$

$$B_1 = \lambda_q i_q n_q; \qquad (3.94)\ (30)$$

$$D_1 = \lambda_c i_c n_c, \qquad (3.95)\ (31)$$

λ_γ, λ_q, λ_c — коэффициенты несущей способности, зависящие от расчетного значения угла внутреннего трения φ_I грунтов основания;

i_γ, i_q, i_c — коэффициенты влияния угла наклона нагрузки, зависящие от расчетного значения угла внутреннего трения грунтов основания φ_I и угла наклона к вертикали δ равнодействующей всех нагрузок на уровне подошвы фундаментов;

n_γ, n_q, n_c — коэффициенты влияния соотношения сторон подошвы прямоугольного фундамента;

γ_I и γ_I' — расчетные значения объемного веса грунтов, находящихся в пределах возможной призмы выпирания соответственно ниже и выше подошвы фундамента, определяемые (при наличии грунтовых вод) для песчаных грунтов с учетом взвешивающего действия воды;

c_I — расчетное значение удельного сцепления грунта;

h — глубина заложения фундамента; в случае неодинаковой вертикальной пригрузки с разных сторон

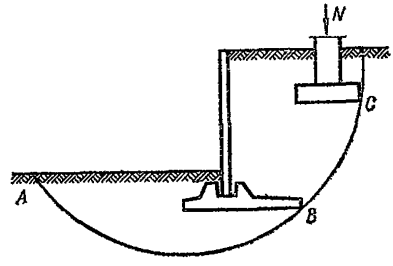


Рис. 3.31. Схема потери устойчивости основания системы «подпорная стенка — фундамент» примыкающего сооружения

фундамента принимается значение h, соответствующее наименьшей пригрузке (например, со стороны подвала).

Примечание. Коэффициенты несущей способности λ, влияния угла наклона нагрузки i и влияния соотношения сторон подошвы фундамента n определяются по формулам и графикам прил. 5 «Коэффициенты для расчета несущей способности оснований» (п. 3.303 Рук.).

3.303 (прил. 5). Коэффициенты для расчета по формуле (3.92) (28) [п. 3.78 настоящей главы (п. 3.299 Рук.)] несущей способности оснований, сложенных нескальными однородными грунтами, находящимися в стабилизированном состоянии, определяются следующим образом:

а) λ_γ, λ_q и λ_c — коэффициенты несущей способности — по графику рис. 3.32 (1 прил. 5) в зависимости от $\operatorname{tg}\varphi_I$, где φ_I — расчетное значение угла внутреннего трения, определяемое по пп. 3.13—3.15 (пп. 3.53—3.58 Рук.);

б) i_γ, i_q и i_c — коэффициенты влияния наклона нагрузки — по графикам рис. 3.33—3.35 (2 прил. 5) в зависимости от $\operatorname{tg}\varphi_I$ и $\operatorname{tg}\delta$ (где δ — угол наклона к вертикали равнодействующей всех сил, действующих на фундамент в уровне его подошвы);

в) n_γ, n_q и n_c — коэффициенты влияния соотношения сторон фундамента — по формулам:

$$n_\gamma = 1 - \frac{0{,}25}{n}; \qquad (3.96)\ (1\ \text{прил. } 5)$$

$$n_q = 1 + \frac{1{,}5}{n}; \qquad (3.97)\ (2\ \text{прил. } 5)$$

$$n_c = 1 + \frac{0{,}3}{n}, \qquad (3.98)\ (3\ \text{прил. } 5)$$

где $n = \frac{l}{b}$; здесь l и b — длина и ширина подошвы фундамента, принимаемые в случае внецентренного приложения равнодействующей равными приведенным значениям $\overline{l}$ и $\overline{b}$, определяемым согласно указаниям п. 3.74 настоящей главы (п. 3.292 Рук.).

Если значение $n = \frac{l}{b} < 1$, в формулах (3.96) (1 прил. 5) — (3.98) (3 прил. 5) следует принимать $n = 1$.

3.304. При расчете несущей способности по формуле (3.92) (28) необходимо учитывать следующее:

а) формула (3.92) (28) действительна лишь для случая, когда угол наклона равнодействующей всех сил к вертикали δ меньше угла внутреннего трения грунта φ_I. При соотношении сторон $n > 5$ фундамент рассматривается как ленточный и коэффициенты n_γ, n_q и n_c принимаются равными единице;

б) при угле наклона равнодействующей δ больше угла φ_I расчет по несущей способности следует производить на плоский сдвиг в соответствии с указаниями пп. 3.315 и 3.316 (3.81);

в) если к фундаменту приложены горизонтальная сила T и момент M, приведенные размеры фундаментов вычисляются по формулам (3.89) (24) и (3.90) (25) независимо от направлений смещений, вызываемых горизонтальной силой и моментом.

г) за сторону фундамента, вводимую в первый член формулы (3.92) (28), принимается та сторона, в направлении которой ожидается потеря устойчивости (сдвиг грунта по поверхности скольжения). Вследствие этого под понятием ширина фундамента и символом «b» в этом расчете должна приниматься не меньшая, а бо́льшая сторона фундамента, если, например, момент сил и горизонтальная сила будут действовать вдоль длинной, а не короткой стороны фундамента.

Приведенные значения размеров подошвы фундамента $\bar{b}$ и $\bar{l}$ определяются по указаниям пп. 3.292 и 3.293 (3.74).

3.305. Формулу (3.92) (28) допускается применять для ориентировочной оценки несущей способности основания в случае, когда пригрузка с разных сторон фундамента отличается более чем на 25% (например, для основания стен подвала). Однако этот расчет не исключает необходимости определения несущей способности основания методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения или другими, более строгими методами.

При использовании формулы 3.92(28) для ориентировочного определения несущей способности в указанном случае необходимо учитывать горизонтальное давление грунта (в состоянии покоя) с обеих сторон фундамента.

3.306. Взвешивающее действие воды при определении объемного веса песчаного грунта учитывается при уровне грунтовых вод как выше, так и ниже подошвы фундамента; в последнем случае при условии, что этот уровень будет ниже подошвы фундамента не более чем на двойной размер той стороны фундамента, вдоль которой может происходить потеря устойчивости.

При промежуточном положении уровня грунтовых вод объемные веса грунта γ_I' и γ_I должны определяться как средневзвешенные.

Пример расчета несущей способности основания прямоугольного фундамента по формуле (3.92) (28)

а) Уровень грунтовых вод расположен ниже подошвы фундамента на 3,5 м.

Основание сложено песком средней крупности с коэффициентом пористости $e=0{,}60$ и следующими характеристиками для расчета оснований по несущей способности: угол внутреннего трения $\varphi_I=33{,}5°$; удельное сцепление $c_I=0{,}1$ тс/м²; объемный вес грунта, расположенного ниже фундамента, $\gamma_I=1{,}72$ тс/м³ и выше подошвы — $\gamma_I'=1{,}61$ тс/м³.

Эти же характеристики для расчета по деформациям: $\varphi_{II}=35°$; $c_{II}=0{,}2$ тс/м²; $\gamma_{II}=1{,}8$ тс/м³ и $\gamma_{II}'=1{,}7$ тс/м³.

Размеры подошвы фундамента: $l=0{,}8$ м и $b=1{,}6$ м (рис. 3.36). Глубина заложения фундамента $h=1$ м. Площадь подошвы фундамента равна $F=0{,}8\cdot 1{,}6=1{,}28$ м². Символом «b» обозначена сторона фундамента, направление которой совпадает с направлением действия момента и возможным направлением потери устойчивости (выпора грунта).

Равнодействующая вертикальных расчетных нагрузок равна $N_I=22$ тс и горизонтальных $T_I=12{,}5$ тс. Сумма моментов всех сил равна $M_I=4{,}2$ тс·м.

Для расчетов по деформациям эти нагрузки соответственно равны $N_{II}=19$ тс и $M_{II}=3{,}6$ тс·м.

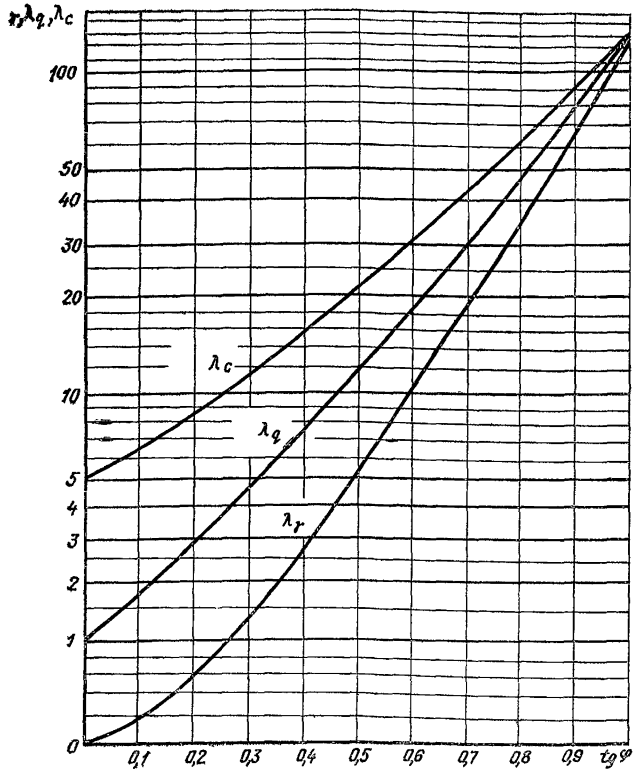


Рис. 3.32 (1 прил. 5). Графики для определения коэффициентов несущей способности λ_γ, λ_q и λ_c

Давление по подошве фундамента от расчетных нагрузок

$$p_I = \frac{N_I}{F} = \frac{22,0}{1,28} = 17,2 \text{ тс/м}^2.$$

Размеры фундамента были подобраны из расчета основания по деформациям. При этом расчетное давление R по формуле (3.38) (17) при $\varphi_{II}=35°$, $c_{II}=0,2$ тс/м^2 и коэффициентах $m_1=1,4$ и $m_2=k_н=1$ равно

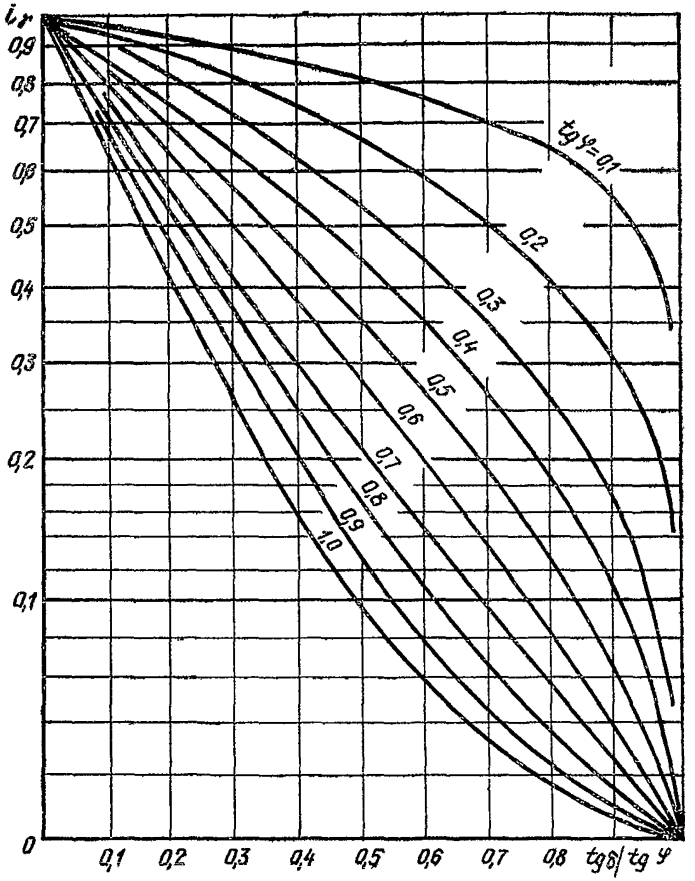


Рис. 3.33 (2«а» прил. 5). Графики для определения коэффициента влияния наклона нагрузки i_γ

$$R = 1,4\,(1,68\cdot 0,8\cdot 1,8 + 7,72\cdot 1\cdot 1,7 + 9,59\cdot 0,2) = 1,4\,(2,45 + 13,2 + 1,92) = 1,4\cdot 17,6 = 24,6 \text{ тс/м}^2 > p_{II} = \frac{N_{II}}{F} = \frac{19}{1,28} = 14,8 \text{ тс/м}^2.$$

Наибольшее краевое давление от нагрузок для расчета основания по деформациям равно

$$p_{макс} = \frac{N_{II}}{F} + \frac{M_{II}}{W} = \frac{19}{1,28} + \frac{3,6\cdot 6}{0,8\cdot 1,6^2} = 14,8 + 10,6 = 25,4 \text{ тс/м}^2 < 1,2R = 1,2\cdot 24,6 = 27,6 \text{ тс/м}^2.$$

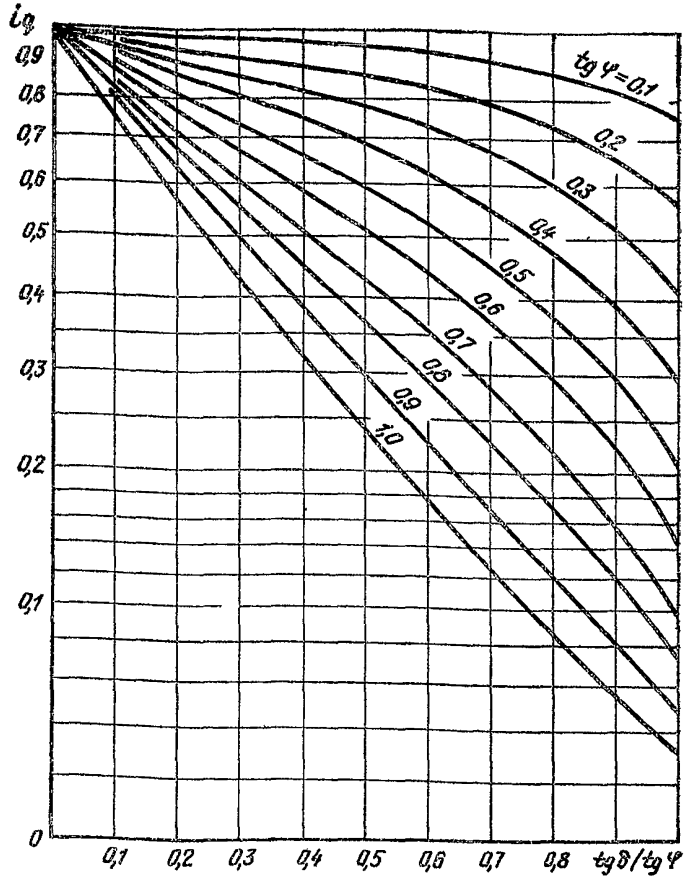


Рис. 3.34 (2«б» прил. 5). Графики для определения коэффициента влияния наклона нагрузки i_q

Эксцентриситет равнодействующей вертикальных расчетных нагрузок (N_I=22 тс) равен

$$e = \frac{M_I}{N_I} = \frac{4,2}{22} = 0,19 \text{ м}.$$

Приведенная ширина подошвы фундамента

$$\bar{b} = b - 2e = 1,6 - 2 \cdot 0,19 = 1,22 \text{ м}.$$

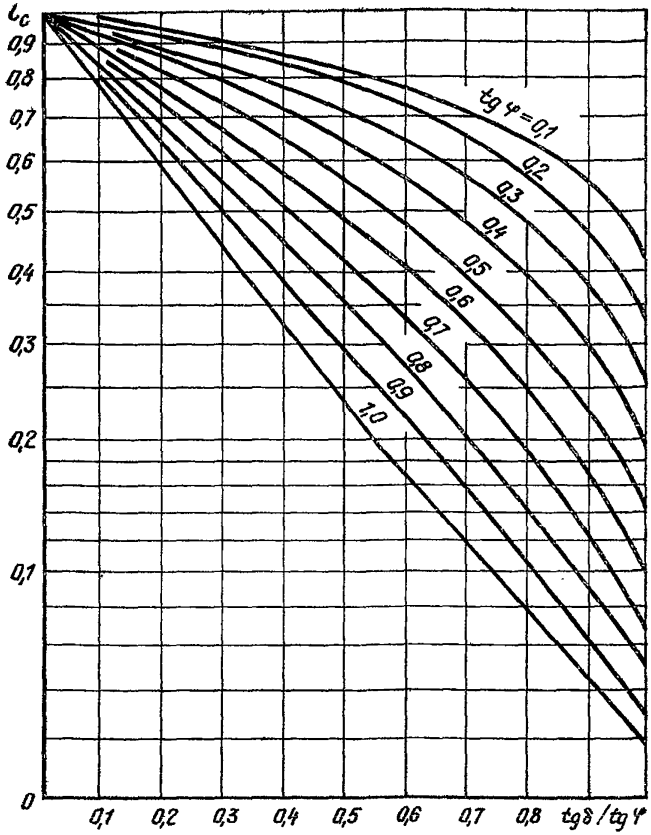


Рис. 3.35 (2«в» прил. 5). Графики для определения коэффициента влияния наклона нагрузки i_c

Угол наклона равнодействующей к вертикали δ находим по отношению горизонтальных нагрузок к вертикальным:

$$\operatorname{tg}\delta = \frac{T_1}{N_1} = \frac{12{,}5}{22} = 0{,}568,$$

откуда $\delta = 30°$, что близко к величине угла внутреннего трения грунта $\varphi_1 = 33{,}5°$.

Для определения коэффициентов λ и i по графикам на рис. 3.32—3.35 (рис. 1—2 прил. 5) предварительно находим значения: $\operatorname{tg}\varphi_I = \operatorname{tg} 33{,}5° = 0{,}663$; $\operatorname{tg}\delta = 0{,}57$;

$$\frac{\operatorname{tg}\delta}{\operatorname{tg}\varphi_I} = 0{,}858.$$

Тогда: $\lambda_\gamma = 16$; $\lambda_q = 29$; $\lambda_c = 40$; $i_\gamma = 0{,}045$; $i_q = 0{,}18$; $i_c = 0{,}15$.

Значения коэффициентов n_γ, n_q и n_c находим по формулам (3.96 — 3.98) (1—3 прил. 5) при $n=1$, поскольку фактическое значение $n = \dfrac{0{,}8}{1{,}22} = 0{,}66 < 1$.

$$n_\gamma = 1 - \frac{0{,}25}{1} = 0{,}75;$$

$$n_q = 1 + \frac{1{,}5}{1} = 2{,}5;$$

$$n_c = 1 + \frac{0{,}3}{1} = 1{,}3.$$

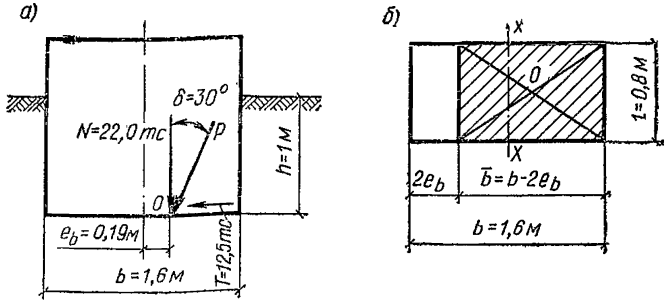


Рис. 3.36. Схема к расчету несущей способности основания прямоугольного фундамента по формуле (3.92) (28)

а — схема фундамента и действующих нагрузок; *б* — схема для определения приведенных размеров подошвы фундамента

Тогда

$$A_1 = \lambda_\gamma i_\gamma n_\gamma = 16 \cdot 0{,}045 \cdot 0{,}75 = 0{,}54;$$

$$B_1 = \lambda_q i_q n_q = 29 \cdot 0{,}16 \cdot 2{,}5 = 11{,}6;$$

$$D_1 = \lambda_c i_c n_c = 40 \cdot 0{,}15 \cdot 1{,}3 = 7{,}8.$$

Несущую способность основания определяем по формуле (3.92) (28):

$$\Phi = 1{,}22 \cdot 0{,}8\,(0{,}54 \cdot 1{,}22 \cdot 1{,}7 + 11{,}6 \cdot 1 \cdot 1{,}6 + 7{,}8 \cdot 0{,}1) =$$

$$= 0{,}97\,(1{,}12 + 18{,}5 + 0{,}78) = 0{,}97 \cdot 20{,}4 = 19{,}8 \text{ тс}.$$

Средняя величина предельного давления под подошвой фундамента составит (соответственно по приведенной $\overline{bl}$ и фактической bl площадям):

$$p_{\text{пр}} = \frac{\Phi}{\overline{bl}} = \frac{19{,}8}{1{,}22 \cdot 0{,}8} = 20{,}3 \text{ тс/м}^2;$$

$$p_{\text{пр}} = \frac{\Phi}{bl} = \frac{19{,}8}{1{,}6 \cdot 0{,}8} = 15{,}5 \text{ тс/м}^2.$$

Коэффициент надежности $k_{\text{н}}$ равен

$$k_{\text{н}} = \frac{\Phi}{N_{\text{I}}} = \frac{19{,}8}{22} = 0{,}9 < 1{,}2.$$

Расчет основания по несущей способности показывает, что размеры фундамента, подобранные из расчета по деформациям, являются недостаточными и их следует увеличить.

Принимаем $b = 1{,}8$ м, $l = 0{,}9$ м.

Повторяем расчет основания по несущей способности.

Приведенная ширина подошвы фундамента

$$\overline{b} = b - 2e_b = 1{,}8 - 2 \cdot 0{,}19 = 1{,}42 \text{ м};$$

Соотношение сторон приведенного фундамента

$$n = \frac{0{,}9}{1{,}42} = 0{,}63 < 1,$$

поэтому коэффициенты A_1, B_1 и D_1 остаются теми же, что в предыдущем варианте расчета.

Величина несущей способности составит

$$\Phi = 1{,}42 \cdot 0{,}9\,(0{,}54 \cdot 1{,}42 \cdot 1{,}7 + 11{,}6 \cdot 1 \cdot 1{,}6 + 7{,}8 \cdot 0{,}1) =$$

$$= 1{,}28\,(1{,}3 + 18{,}5 + 0{,}78) = 26{,}4 \text{ тс}.$$

Коэффициент надежности $k_{\text{н}}$ равен

$$k_{\text{н}} = \frac{\Phi}{N_{\text{I}}} \frac{26{,}4}{22} \cong 1{,}2;$$

Таким образом, в рассмотренном примере определяющим оказался расчет основания по несущей способности, и окончательные размеры фундамента на основе этого расчета принимаем равными $b = 1{,}8$ м; $l = 0{,}9$ м.

В случае возможного поднятия уровня грунтовых вод следует проверить принятые размеры фундамента исходя из расчета основания как по деформациям, так и по несущей способности. В этих расчетах в соответствии с пп. 3.184(3.53) и 3.302(3.78) объемный вес песка следует принимать с учетом взвешивающего действия воды.

3.307. Формула (3.92) (28) не распространяется на многослойные основания в общем случае загружения. Однако ее применение допускается при центральном загружении вертикальной нагрузкой двухслойного основания с более прочным верхним слоем, имеющим толщину (под подошвой фундамента) $h < 2b$ (b — ширина фундамента). В этом случае несущая способность основания определяется в предположении, что фундамент условно заглублен до нижнего

подстилающего слоя, а по боковой поверхности нижней («грунтовой») части условного фундамента возникают силы сопротивления сдвигу грунта верхнего слоя основания. Исходя из этого, несущая способность двухслойного основания складывается из несущей способности основания, представленного нижним слоем грунта, и суммы сил сопротивления сдвигу по грунту верхнего слоя.

Силы сопротивления сдвигу S, возникающие при прорезке верхнего слоя грунта, следует определять (для ленточного фундамента) по формуле

$$S = h_1 \{[\gamma_1 (2h + h_1) + 0{,}5p(1 + \alpha_1)] k_0 \operatorname{tg} \varphi_I + 2c_I\}, \qquad (3.99)$$

где p — фактическое давление под подошвой фундамента;

γ_I, φ_I, c_I — обозначения те же, что в формуле (3.92) (28);

h — заглубление фундамента;

h_1 — толщина верхнего слоя грунта под подошвой фундамента;

α_1 — коэффициент, учитывающий изменение вертикальных напряжений по глубине под краем фундамента, определяемый по методу угловых точек [п. 3.228 (3 прил. 3)];

k_0 — коэффициент бокового давления грунта в состоянии покоя, принимаемый: для крупнообломочного грунта — 0,3; для песков и супесей — 0,4; для суглинков — 0,5; для глин — 0,7;

Пример расчета несущей способности двухслойного основания ленточного фундамента

Схема фундамента и геологического разреза представлена на рис. 3.37.

Грунт основания верхнего слоя — супесь со следующими характеристиками: $I_L = 0{,}25$; $c_I = 1$ тс/м²; $\varphi_I = 27°$; $\gamma_I = 1{,}7$ тс/м³.

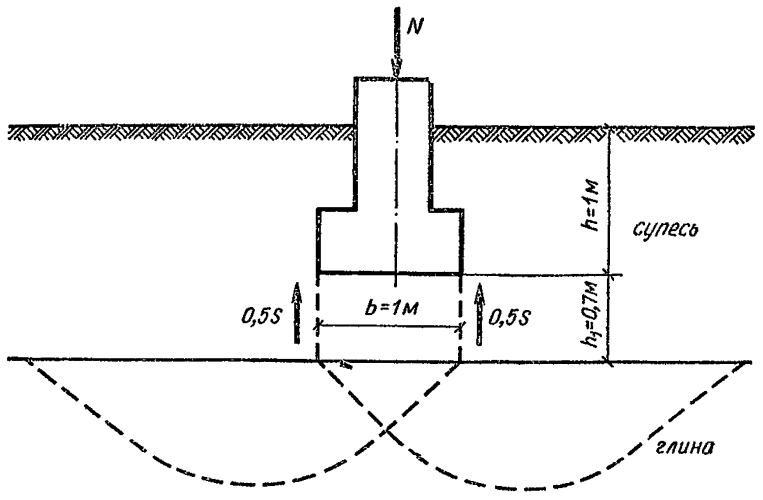


Рис. 3.37. Схема фундамента и двухслойного основания к примеру расчета несущей способности

Подстилающий слой — глина с характеристиками: $I_L=0{,}75$; $c_I=2{,}5$ тс/м^2; $\varphi_I=5°$; $\gamma_I=1{,}6$ тс/м^3.

Ширина подошвы фундамента $b=1$ м, заглубление фундамента $h=1$ м. Толщина слоя супеси под подошвой фундамента $h_1=0{,}7$ м. Нагрузка на 1 м фундамента $N_I=25$ тс/м.

Определяем несущую способность Φ_1 подстилающего слоя глины по формуле (3.92) (28).

Коэффициенты влияния наклона нагрузки

$$i_\gamma = i_q = i_c = 1.$$

Коэффициенты формы для ленточного фундамента $n_\gamma = n_q = n_c = 1$.

Коэффициенты несущей способности:

$$\lambda_\gamma = 0{,}2; \quad \lambda_q = 1{,}5; \quad \lambda_c = 6.$$

$$\Phi_1 = 1 \cdot 1\,(0{,}2 \cdot 1 \cdot 1{,}6 + 1{,}5 \cdot 1{,}7 \cdot 1{,}7 + 6 \cdot 2{,}5) = 19{,}7 \text{ тс/м}.$$

Для определения сопротивления сдвигу S предварительно вычисляем

$$p = \frac{N_I}{F} = \frac{25}{1 \cdot 1} = 25 \text{ тс/м}^2.$$

Коэффициент $\alpha_1=0{,}908$ по табл. 3.27 (1 прил. 3)

$$k_0 = 0{,}4;$$

$$\operatorname{tg} \varphi_I = 0{,}51.$$

Тогда

$$S = 0{,}7\,\{[1{,}7\,(2 \cdot 1 + 0{,}7) + 0{,}5 \cdot 25\,(1 + 0{,}908)]\,0{,}4 \cdot 0{,}51 + 2 \cdot 1\} = 5{,}4 \text{ тс/м}.$$

Полная несущая способность

$$\Phi = \Phi_1 + S = 19{,}7 + 5{,}4 = 25{,}1 \text{ тс/м}.$$

3.308(3.79). Несущую способность оснований Φ графоаналитическим методом с построением круглоцилиндрических поверхностей скольжения допускается определять в случаях, когда:

а) основание сложено неоднородными грунтами;

б) величины пригрузок с разных сторон фундамента отличаются между собой более чем на 25%;

в) фундаменты расположены на откосе, под откосом или на крутопадающих пластах грунта;

г) возможно возникновение нестабилизированного состояния грунтов, за исключением случаев, указанных в п. 3.80 настоящей главы (п. 6.16 Рук.).

Для определения несущей способности оснований этим методом должны находиться положение центра и величина радиуса наиболее опасной окружности, объемлющей сдвигаемую часть грунта основания. Несущая способность основания считается обеспеченной, если отношение момента сил, препятствующих сдвигу по выбранной поверхности скольжения, к моменту сдвигающих сил не менее 1,2.

3.309. Графоаналитические методы для расчета устойчивости оснований и откосов следует использовать только в тех случаях, когда нельзя применить аналитические методы. Среди графоанали-

тических методов наиболее универсальным является метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения. Он позволяет учитывать практически любые условия загружения как самого фундамента, так и прилегающего грунта, а также неоднородность основания, наклон поверхности и т. д.

В методе круглоцилиндрических поверхностей численное значение несущей способности основания как предельной нагрузки, и коэффициент надежности $k_н$ в формуле (3.87) (22) непосредственно не определяются, а находится отношение моментов сил, препятствующих сдвигу грунта основания по поверхности скольжения, к моменту сдвигающих сил. Это отношение, оценивающее несущую способность основания, именуется коэффициентом устойчивости и обозначается k.

Метод предназначен для оценки несущей способности ленточных фундаментов. Допускается в запас надежности применять его для фундаментов ограниченной длины.

Для неоднородных геологических условий метод применим, если сопротивление сдвигу отдельных слоев грунта, пересекающих поверхность скольжения, отличаются не более чем в 2—3 раза.

3.310. Коэффициент устойчивости k для оценки по указаниям п. 3.308 (3.79) несущей способности методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения в общем случае загружения для ленточного фундамента определяется по формуле, в которой моменты даны на 1 м длины фундамента:

$$k = \frac{\Sigma M_{уд}}{\Sigma M_{сдв}} = \frac{Rb\left[\Sigma\left(p_i + \gamma_i h_i\right) \operatorname{tg} \varphi_i \cos \alpha_i + \Sigma \dfrac{c_i}{\cos \alpha_i}\right]}{\Sigma E_m l_m + Na + Rb\Sigma\gamma_i h_i \sin \alpha_i}, \qquad (3.100)$$

где R — радиус поверхности скольжения;

b — ширина элементарных вертикальных полос, на которые делится призма обрушения грунта;

p_i — средняя (в пределах ширины полосы) ордината эпюры давлений на грунт от сооружения без учета противодавления воды, определяемая по формуле внецентренного сжатия;

h — средняя высота i-й полосы грунта;

γ_i — расчетное значение объемного веса грунта в пределах i-й полосы, принимаемое в случае песчаного грунта, расположенного ниже уровня грунтовых вод, с учетом взвешивающего действия воды;

φ_i — угол внутреннего трения грунта по площадке скольжения в пределах рассматриваемой полоски;

α_i — угол между вертикалью и нормалью к i-й площадке скольжения;

c_i — удельное сцепление грунта по площадке скольжения в пределах i-й полоски;

E_m — равнодействующая активного давления m-го слоя грунта на боковую грань фундамента, определяемая в соответствии с указаниями главы СНиП на подпорные стенки, с учетом давления воды, если фундамент создает перепад напора;

l_m — расстояние от линии действия силы E_m до горизонтали, проходящей через центр поверхности скольжения;

N — равнодействующая вертикальных нагрузок на уровне подошвы фундамента;

a — плечо силы N относительно предполагаемого центра вращения.

Касательные усилия между отдельными полосами допускается не учитывать.

Произведения $\gamma_i h_i \sin\alpha_i$ в знаменателе формулы (3.100) для нисходящей части кривой скольжения принимаются со знаком «+», а для восходящей — со знаком «—»

Расчетная схема метода круглоцилиндрических поверхностей скольжения представлена на рис. 3.38.

3.311. Положение центра и радиус круглоцилиндрической поверхности скольжения способом попыток определяется следующим образом. Последовательно на вертикалях I, II и т. д. задаются центрами поверхностей скольжения, при которых предположительно будет обеспечиваться устойчивость. Из каждого центра проводят круглоцилиндрические поверхности (через угловую точку фундамента) и определяют соответствующий коэффициент устойчивости.

Для практических расчетов целесообразно использование ЭВМ.

3.312. Влияние грунта, расположенного за фундаментом подвала или за подпорной стенкой, в методе круглоцилиндрических поверхностей скольжения следует учитывать двумя способами:

а) в сумму моментов сдвигающих сил включается боковое давление грунта на фундамент и поверхность скольжения начинается от края фундамента (рис. 3.38);

б) боковое давление грунта не учитывается, но поверхность скольжения начинается от поверхности грунта за фундаментом.

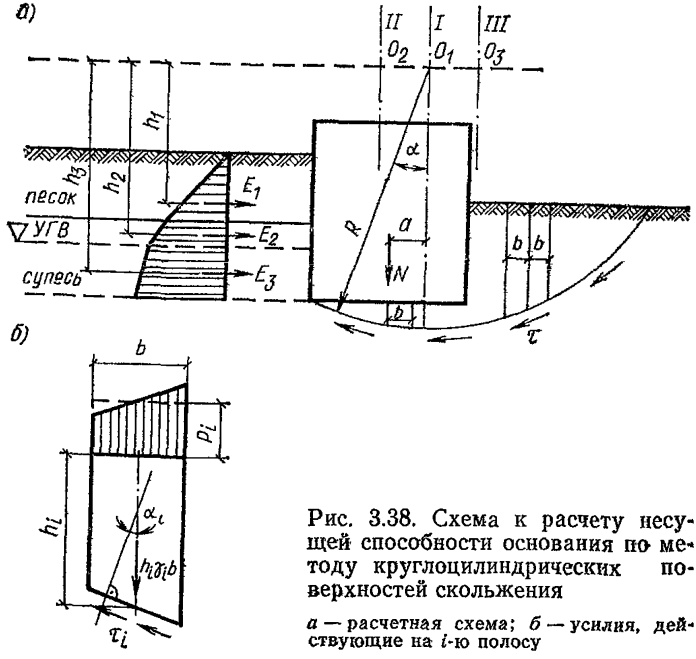


Рис. 3.38. Схема к расчету несущей способности основания по методу круглоцилиндрических поверхностей скольжения

а — расчетная схема; *б* — усилия, действующие на *i*-ю полосу

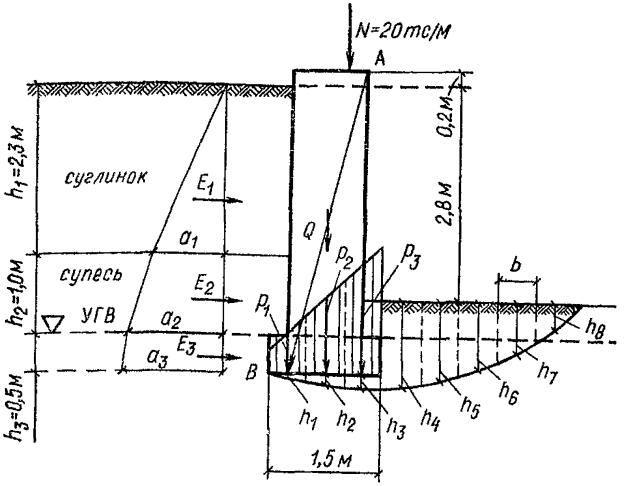


Рис 3 39. Схема к примеру расчета несущей способности основания методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения

За расчетную величину коэффициента устойчивости принимается наименьшее значение по двум вариантам расчета.

Пример оценки несущей способности основания методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения

Фундамент ленточный является стеной подвала. Основные размеры фундамента приведены на расчетной схеме рис. 3.39.

Грунты: верхний слой толщиной 2,3 м — суглинок с характеристиками: $\gamma_I'=1{,}8$ тс/м³; $\varphi_I=22°$ и $c_I=2$ тс/м².

Подстилающий грунт, пересекаемый возможной поверхностью скольжения, — супесь с характеристиками: $\gamma_I'=1{,}9$ тс/м³; $\varphi_I=26°$; $c_I=0{,}9$ тс/м²; $\gamma_s=2{,}7$ тс/м³; $e=0{,}55$.

Уровень грунтовых вод расположен выше подошвы фундамента на 0,5 м. Вертикальная нагрузка от верхнего строения $N=20$ тс/м приложена с эксцентриситетом $e=0{,}25$ м. Ширина подошвы фундамента $b=1{,}5$ м, вес 1 м фундамента $G=9{,}8$ тс.

Расчет выполняем по формуле (3 100).

Фундамент в верхней части имеет неподвижную опору (перекрытие), поэтому центр поверхности скольжения (точка A) и радиус R (отрезок $AB=4{,}2$ м) известны.

Для построения эпюры контактных напряжений по подошве фундамента используем формулу внецентренного сжатия:

$$p=\frac{G}{b\cdot 1}+\frac{N}{b\cdot 1}\pm\frac{6Ne}{1b^2}=\frac{9{,}8}{1{,}5}+\frac{20}{1{,}5}\pm\frac{6\cdot 20\cdot 0{,}25}{1{,}5^2};$$

$$p_{\text{макс}}=33{,}1 \text{ тс/м}^2;$$

$$p_{\text{мин}}=6{,}5 \text{ тс/м}^2.$$

Таблица *D*

№ полосы	h_i	γ_i	$\gamma_i h_i$	α_i	p_i	γ_i	c_i	$\frac{c_i}{\cos \alpha_i}$	$(p_i+\gamma_i h_i)\times$ $\times \operatorname{tg} \varphi_i \cos \alpha_i$	$\gamma_i h_i \times$ $\times \sin \alpha_i$
1	0,1	1,1	0,11	13°40′	11	26	0,9	0,93	5,3	0,03
2	0,2	1,1	0,22	7°	20	26	0,9	0,91	10,8	0,03
3	0,2	1,1	0,22	0°	28	26	0,9	0,9	13,8	0
4	0,5	1,9	0,95	7°	0	26	0,9	0,91	0,8	—0,2
	0,6	1,1	0,71							
5	0,5	1,9	0,95	13°50	0	26	0,9	0,93	0,76	—0,39
	0,6	1,1	0,66							
6	0,5	1,9	0,95	21°	0	26	0,9	0,97	0,63	—0,5
	0,4	1,1	0,44							
7	0,5	1,9	0,95	28°25′	0	26	0,9	1,02	0,5	—0,55
	0,2	1,1	0,22							
8	0,35	1,9	0,65	36°25′	0	26	0,9	1,13	0,25	—0,52
								Σ=7,7	Σ=32,84	Σ= =—2

Полученные значения напряжений не превышают расчетного давления на основание R по формуле (3.38) (17), составляющего 42 тс/м² при характеристиках φ_{II}, c_{II} и γ_{II}.

Разбиваем всю призму обрушения на 8 полос шириной 0,5 м. Средние высоты полос h_i, углы между нормалями к площадкам скольжения и вертикалями α_i, объемные веса грунта в пределах каждой полосы с учетом и без учета взвешивающего действия воды γ_i, давление p_i и прочие величины, входящие в формулу (3.100), сведены в таблицу *D*.

В графах 2—4 таблицы *D* приведены значения h_i, γ_i и $\gamma_i h_i$ для грунта, расположенного выше и ниже грунтовых вод.

Определяем активное давление грунта (без учета сцепления): на границе двух слоев a_1; на уровне грунтовых вод a_2; на уровне подошвы фундамента a_3:

$$a_1 = \gamma_1' h_1 \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi_1}{2}\right) = 1{,}8 \cdot 2{,}3 \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{22°}{2}\right) = 1{,}86 \text{ тс/м}^2.$$

Для определения значений a_2 и a_3 предварительно находим толщины соответствующих приведенных однородных слоев грунта:

$$h_1^{\text{прив}} = \frac{h_1 \gamma_1'}{\gamma_1''} = \frac{2{,}3 \cdot 1{,}8}{1{,}9} = 2{,}18 \text{ м};$$

$$a_2 = 1{,}9\,(2{,}18 + 1) \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{26°}{2}\right) = 2{,}32 \text{ тс/м}^2;$$

$$\gamma_{\text{взв}} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{2{,}7 - 1}{1 + 0{,}55} = 1{,}1 \text{ тс/м}^3;$$

$$h_2^{\text{прив}} = \frac{h_1 \gamma_1' + h_2 \gamma_I''}{\gamma_{\text{взв}}} = \frac{2{,}3 \cdot 1{,}8 + 1 \cdot 1{,}9}{1{,}1} = 5{,}5 \text{ м};$$

$$a_3 = 1{,}1\,(5{,}5 + 0{,}5)\,\text{tg}^2\left(45° - \frac{26°}{2}\right) = 2{,}54 \text{ тс/м}^2.$$

Значения равнодействующих активного давления грунта в пределах каждого слоя составляют:

$$F_1 = a_1 \frac{h_1}{2} = 1{,}86 \frac{2{,}3}{2} = 2{,}14 \text{ тс/м};$$

$$E_2 = \frac{a_1 + a_2}{2} h_2 = \frac{1{,}86 + 2{,}32}{2} 1 = 2{,}09 \text{ тс/м};$$

$$E_3 = \frac{a_2 + a_3}{2} h_3 = \frac{2{,}32 + 2{,}54}{2} 0{,}5 = 1{,}2 \text{ тс/м}.$$

Подставляя результаты вычислений в формулу (3.100), получаем:

$$k = \frac{4{,}2 \cdot 0{,}5\,(32{,}84 + 7{,}7)}{2{,}14 \cdot 1{,}74 + 2{,}09 \cdot 3{,}04 + 1{,}2 \cdot 3{,}79 + 9{,}8\ 0{,}5 + \rightarrow}$$

$$\rightarrow \frac{4{,}2 \cdot 0{,}5\,(32{,}84 + 7{,}7)}{+ 20 \cdot 0{,}25 + 0{,}5 \cdot 4{,}2\,(-2{,}1)} = 4{,}2 > 1{,}2,$$

т. е. фундамент подвала вполне устойчив и его размеры могут быть существенно уменьшены с проверкой расчетом по деформациям.

3.313. Если боковое давление грунта на фундамент не учитывается и отсутствуют какие-либо другие горизонтальные силы, то расчет методом круглоцилиндрических поверхностей выполняется по формулам:

$$k = \frac{\Sigma M_{\text{уд}}}{\Sigma M_{\text{сдв}}} = \frac{R \Sigma \Delta l_i\,(\sigma_i\,\text{tg}\,\varphi_{\text{I}i} + c_{\text{I}i})}{R \Sigma \Delta l_i\,\tau_i}; \qquad (3.101)$$

$$\Sigma \Delta l_i\,(\sigma_i\,\text{tg}\,\varphi_{\text{I}i}' + c_{\text{I}i}') - \Sigma \Delta l_i\,\tau_i \geqslant 0, \qquad (3.102)$$

где

$$\text{tg}\,\varphi_{\text{I}}' = \frac{\text{tg}\,\varphi_{\text{I}i}}{k};$$

$$c_{\text{I}i}' = \frac{c_{\text{I}i}}{k};$$

R — радиус линии скольжения;

Δl_i — длина участка дуги линии скольжения;

σ_i, τ_i — соответственно нормальная и касательная составляющие полного напряжения на i-м участке дуги скольжения;

$\varphi_{\text{I}i}$, $c_{\text{I}i}$ — то же, что в формуле (3.92) (28) на i-м участке дуги скольжения.

3.314. При расчете методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения в случае однородных грунтовых условий допускается применять способ «круга трения»

В этом способе предполагается, что реакция грунта в каждой точке круглоцилиндрической поверхности скольжения направлена

по касательной к «кругу трения», очерченному радиусом $r_0 = R \sin \varphi_к$ из того же центра, что и поверхность скольжения. Равнодействующая всех сил, приложенных к призме обрушения, проходит на расстоянии $r = k_1 \sin \varphi_к$ от центра «круга трения» (величина k_1 принимается по графикам рис 3 40 в зависимости от величины центрального угла дуги скольжения). Равнодействующая сил сцепления направлена по хорде этой дуги. Величина коэффициента устойчивости k определяется отношением

$$k = \frac{\operatorname{tg} \varphi_I}{\operatorname{tg} \varphi^к} = \frac{c_I}{c^к} \geqslant 1{,}2, \qquad (3.103)$$

где $\varphi^к$ и $c^к$ — условные значения угла внутреннего трения и сцепления, соответствующие потере устойчивости основания по принятой поверхности скольжения и задаваемые в процессе расчета.

Пример расчета основания ленточного фундамента по несущей способности способом круга трения

Фундамент расположен на расстоянии 6 м от бровки откоса, имеющего высоту 12 м (рис. 3.41).

Вертикальная нагрузка на 1 м фундамента $P = 40$ тс/м и горизонтальная $T = 4$ тс/м.

Грунт основания — суглинок с характеристиками:

$$\gamma_I = 1{,}8 \text{ тс/м}^3; \quad \varphi_I = 17°; \quad c_I = 1{,}5 \text{ тс/м}^2;$$

Угол устойчивого откоса $\Psi = 34°$ (определен по графикам института Фундаментпроект).

Расчет выполняется в два этапа — вначале без учета наличия откоса, а затем с его учетом.

Задаемся предварительными размерами фундамента (рис. 3.42) — глубина заложения $b = 2$ м, высота фундамента $h_ф = 2$ м, ширина $b = 2{,}2$ м. Сумма нагрузок по подошве фундамента (при выбранной его форме) составляет

$$\Sigma N = 40 + 10 = 50 \text{ тс/м}.$$

Расчет несущей способности основания без учета откоса выполняем по формуле (3.92) (28). Для этой цели находим эксцентриситет нагрузок, приведенную ширину фундамента $\bar{b}$ и коэффициенты A_1, B_1 и D_1.

Эксцентриситет равен

$$e_b = \frac{\Sigma M_0}{\Sigma N} = \frac{4 \cdot 2}{50} = 0{,}16 \text{ м}.$$

Приведенная ширина ленточного фундамента

$$\bar{b} = 2{,}2 - 2 \cdot 0{,}16 = 1{,}88 \text{ м}.$$

Тангенс угла δ равнодействующей равен

$$\operatorname{tg} \delta = \frac{T}{\Sigma P} = \frac{4}{50} = 0{,}08.$$

По графикам рис. 3.32 (рис. 1 прил. 5) при $\operatorname{tg} \varphi_I = 0{,}306$ находим:

$$\lambda_\gamma = 1{,}35;$$

$$\lambda_q = 4{,}6;$$

$$\lambda_c = 12{,}2.$$

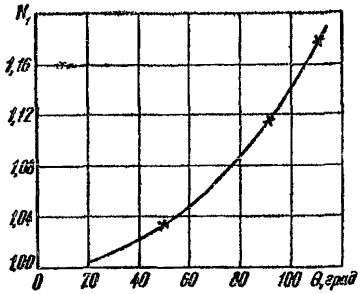


Рис. 3.40. График для определения коэффициента k_1 при расчете по способу «круга трения» (при равномерном распределении давлений вдоль кривой скольжения)

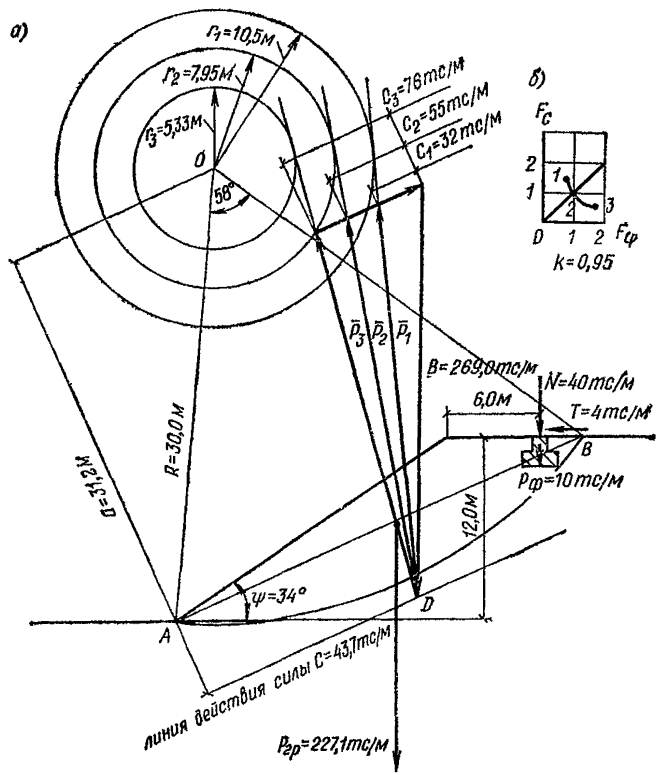


Рис. 3.41. Определение коэффициента устойчивости способом «круга трения»

а — построение треугольников сил при различных значениях $\varphi_к$; *б* — определение коэффициента устойчивости *k* из условия $F_\varphi = F_c$

По графикам рис. 3.33—3.35 (рис. 2 прил. 5) при

$$\operatorname{tg}\varphi_I = 0{,}306; \quad \frac{\operatorname{tg}\delta}{\operatorname{tg}\varphi_I} = \frac{0{,}08}{0{,}306} = 0{,}26$$

находим коэффициенты:

$$i_\gamma = 0{,}76; \quad i_q = 0{,}88; \quad i_c = 0{,}84.$$

Для ленточного фундамента $n_\gamma = 1$; $n_q = 1$; $n_c = 1$.

Тогда

$$A_1 = 1{,}35 \cdot 0{,}76 \cdot 1 = 1{,}025;$$

$$B_1 = 4{,}6 \cdot 0{,}88 \cdot 1 = 4{,}05;$$

$$D_1 = 12{,}2 \cdot 0{,}84 \cdot 1 = 10{,}25.$$

Несущую способность основания 1 м ленточного фундамента вычисляем по формуле (3.92) (28):

$$\Phi = 1{,}88\,(1{,}025 \cdot 1{,}88 \cdot 1{,}8 + 4{,}05 \cdot 2 \cdot 1{,}8 + 10{,}25 \cdot 1{,}5) = 62 \text{ тс/м}.$$

Проверяем условие (3.87) (22):

$$N = 50 < \frac{\Phi}{k_н} = \frac{62}{1{,}2} = 51{,}7 \text{ тс/м}.$$

При отсутствии откоса условие (3.87) (22) выполняется.

Проверяем теперь устойчивость основания с учетом откоса методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения, используя способ «круга трения».

Дуга поверхности скольжения проводится таким образом, чтобы она проходила через низ откоса и крайнюю точку подошвы фундамента (что соответствует прохождению кривой через точку B на поверхности грунта).

Центр искомой поверхности скольжения должен находиться на перпендикуляре, проведенном через середину отрезка AB. Положение этого центра (и соответственно радиуса поверхности скольжения) находится путем попыток из условия устойчивости.

Приводим вычисления и графические построения для определения коэффициента устойчивости основания фундамента, имеющего размеры в соответствии с рис. 3.42.

Центр окружности радиусом $R = 30$ м расположен в точке O (рис. 3.41). Вес грунта в пределах призмы обрушения $P_{гр} = 227{,}1$ тс.

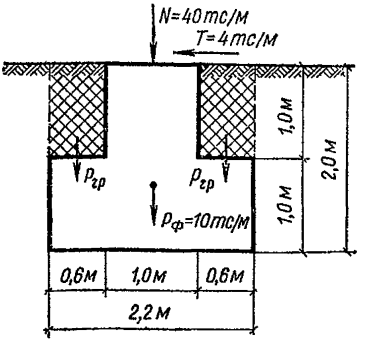


Рис. 3.42. Предварительные размеры ленточного фундамента для примера определения коэффициента устойчивости способом «круга трения»

Длина дуги скольжения $l_a = 30{,}3$ м. Длина хорды дуги скольжения $l_c = 29{,}1$ м. Полное сцепление, действующее по линии, параллельной хорде дуги скольжения, $C = c_I l_c = 1{,}5 \cdot 29{,}1 = 43{,}7$ тс/м. Плечо момента силы полного сцепления относительно центра окружности

$$a = R\frac{l_a}{l_c} = 30\frac{30{,}3}{29{,}1} = 31{,}2 \text{ м}.$$

Определяем величину и направление равнодействующей $\overline{B}$ сил $P_{гр}$, ΣP и T путем построения параллелограмма сил и составления уравнения равенства моментов этих сил относительно точки O. Равнодействующая этих сил $\overline{B}$ проходит через точку D, находящуюся на линии действия силы C, и составляет $\overline{B} = 269$ тс.

Равнодействующая сил, вызывающих сдвиг грунта по поверхности скольжения, должна быть уравновешена силами трения P и сцепления C.

Известными являются теперь направления равнодействующей $\overline{B}$ и сил сцепления C Определяем составляющие сил сцепления и трения при условии, что составляющая сил трения проходит на расстоянии от центра O, равном

$$r = k_1 R \sin \varphi_к. \qquad (3.104)$$

Величина k_I определяется по графикам рис 3.40 в зависимости от величины центрального угла Θ, соответствующего дуге скольжения AB.

Чтобы обеспечить равенство коэффициентов запаса по трению и по сцеплению, необходимо построить график зависимости коэффициента запаса по трению F, от коэффициента запаса по сцеплению F_c (рис. 3.41, *б*). Для этого задаемся рядом значений $\varphi_к$ и вычисляем соответствующие значения r по формуле (3.104).

Принимаем: $\varphi_{кI} = 20°$, $\varphi_{к2} = 15°$, $\varphi_{к3} = 10°$.

Соответствующие им значения r_i равны: $r_1 = 10{,}5$ м; $r_2 = 7{,}95$ м; $r_3 = 5{,}33$ м.

Проводя касательные к кругам трения с радиусами r_1, r_2 и r_3 из точки D и замыкая треугольники сил прямой, параллельной хорде AB, получаем величины сил сцепления: $C_1 = 32$ тс; $C_2 = 55$ тс; $C_3 = 76$ тс и сил трения $P = 256$ тс.

Определяем величины коэффициентов запаса трения F_φ и сцепления F_c для различных радиусов «кругов трения»:

$$F_{\varphi_{к_1}} = \frac{\operatorname{tg}\varphi_I}{\operatorname{tg}\varphi_{к_1}} = \frac{\operatorname{tg} 17°}{\operatorname{tg} 20°} = 0{,}841;$$

$$F_{\varphi_{к_2}} = \frac{\operatorname{tg}\varphi_I}{\operatorname{tg}\varphi_{к_2}} = \frac{\operatorname{tg} 17°}{\operatorname{tg} 15°} = 1{,}15;$$

$$F_{\varphi_{к_3}} = \frac{\operatorname{tg}\varphi_I}{\operatorname{tg}\varphi_{к_3}} = \frac{\operatorname{tg} 17°}{\operatorname{tg} 10°} = 1{,}74;$$

$$F_{C_1} = \frac{C}{C_1} = \frac{43{,}7}{32} = 1{,}37;$$

$$F_{C_2} = \frac{C}{C_2} = \frac{43,7}{55} = 0,795;$$

$$F_{C_3} = \frac{C}{C_3} = \frac{47,7}{76} = 0,575.$$

По графику рис. 3.41, *б* находим

$$F_\varphi = F_C = 0,95.$$

Видим, что условие (3.87) (22) не выполняется. Необходимо увеличение размеров фундамента либо уменьшение угла откоса Ψ.

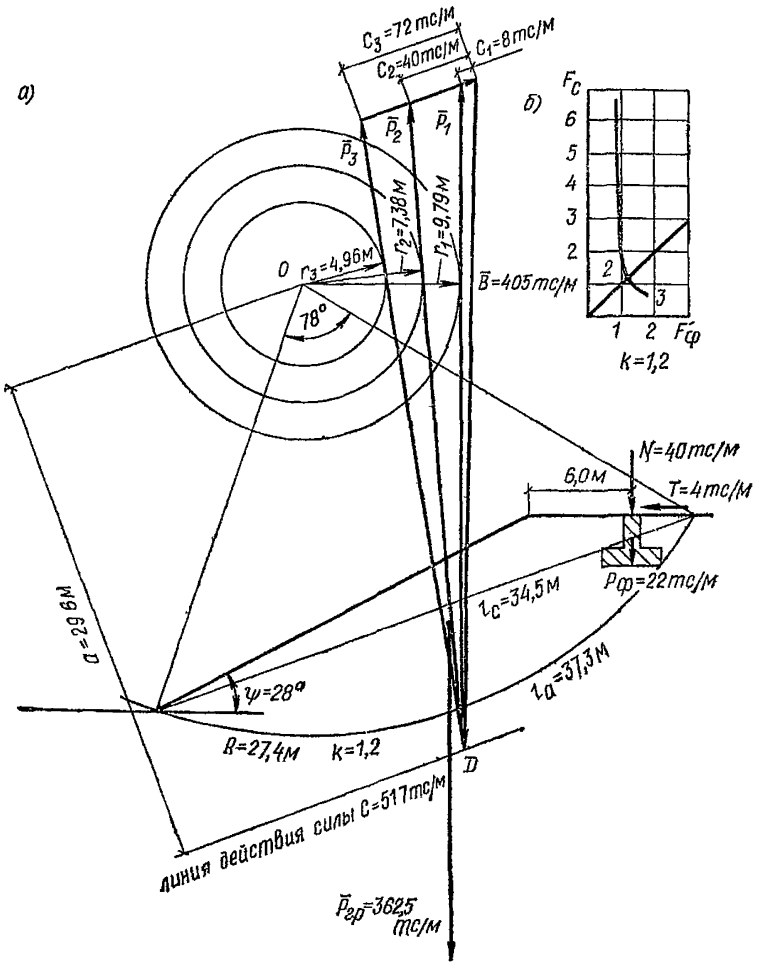


Рис. 3.43. Определение окончательных размеров фундамента по способу «круга трения»

а — построение треугольников сил при различных значениях $\varphi_к$; *б* — определение коэффициента устойчивости k из условия $F_\varphi = F_c$

Выполнение условия (3.87) (22) достигается при ширине подошвы фундамента 3,6 м и угле откоса $\Psi = \Theta = 28°$, когда получаем $k = 1{,}2$.

Расчет при этих исходных данных полностью аналогичен проведенному выше. Результаты расчета и графические построения представлены на рис. 3.43.

3.315(3.81) Расчет фундамента на сдвиг по подошве в случае действия на фундамент значительных горизонтальных усилий является обязательным. В этом случае коэффициент надежности $k_н$, определяемый по формуле (3.105) (34), должен быть не менее 1,2:

$$k_н = \frac{\Sigma T_{уд}}{\Sigma T_{сдв}}, \qquad (3.105)\ (34)$$

где $\Sigma T_{уд}$ и $\Sigma T_{сдв}$ — **суммы проекций на плоскость скольжения расчетных сил, соответственно удерживающих и сдвигающих.**

3.316. Расчет на плоский сдвиг выполняется, когда угол наклона равнодействующей к вертикали δ больше угла внутреннего трения грунта φ_I. При расчете на плоский сдвиг по формуле (3.105) (34) сумма удерживающих сил определяется по формуле

$$\Sigma T_{уд} = (N - U)\operatorname{tg}\varphi_I + Fc_I + E_{пас}; \qquad (3.106)$$

и сумма сдвигающих сил — по формуле

$$\Sigma T_{сдв} = T + E_{акт}, \qquad (3.107)$$

где N — вертикальная составляющая нагрузки на фундамент;

U — гидростатическое противодавление (при уровне грунтовых вод выше подошвы фундамента);

φ_I и c_I — сдвиговые характеристики грунта;

F — площадь подошвы фундамента;

T — горизонтальная составляющая нагрузки на фундамент;

$E_{акт}$ и $E_{пас}$ — соответственно активное и пассивное давление грунта, определяемые по указаниям главы СНиП на подпорные стенки.

Аналогично производится расчет на плоский сдвиг по плоскости слабого слоя грунта.

РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ ФУНДАМЕНТОВ ПРИ ДЕЙСТВИИ СИЛ МОРОЗНОГО ПУЧЕНИЯ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЯ

3.317 (3.82). Расчет устойчивости фундаментов при действии сил морозного пучения грунтов основания должен выполняться в соответствии с указаниями приложения 6 «Проверка устойчивости фундаментов при действии сил морозного пучения грунтов оснований» (пп. 3.318—3.331 Рук.).

3.318 (1 прил. 6). Расчет устойчивости положения фундаментов при действии сил морозного пучения грунтов основания должен производиться в случаях, когда грунты, соприкасающиеся с боковой поверхностью фундаментов или расположенные под их подошвой, являются пучинистыми и возможно их промерзание.

3.319 (2 прил. 6). К пучинистым грунтам следует относить пески мелкие и пылеватые, а также глинистые грунты и крупнообломочные с глинистым заполнителем, если уровень грунтовых вод расположен на глубине, незначительно превышающей расчетную глубину промерзания этих грунтов [п. 4 настоящего приложения (п. 3.321 Рук.)].

Примечание. Пески гравелистые, крупные и средней крупности, крупнообломочные грунты с песчаным заполнителем и скальные грунты при любом положении уровня грунтовых вод относятся к непучинистым грунтам.

3.320 (3 прил. 6). При проверке действия сил морозного пучения на положение фундаментов следует учитывать, что:

а) чем ближе уровень грунтовых вод к глубине промерзания, тем большей степенью пучинистости обладают грунты и поэтому большей величиной сил пучения;

б) поскольку расчетная глубина промерзания по пп. 3.32—3.34 и 3.39 настоящей главы (пп. 3.144—3.147 и 3.155 Рук.) зависит от теплового режима и конструктивных особенностей возводимых зданий и сооружений, то один и тот же грунт у фундаментов различных зданий может обладать неодинаковой степенью пучинистости.

3.321 (4 прил. 6). Степень морозной пучинистости грунтов определяется по табл. 1 (табл. 3.39 Рук.) в зависимости от положения уровня грунтовых вод z ниже расчетной глубины промерзания грунта у фундаментов, а для глинистых грунтов и от их консистенции I_L. В случае несовпадения результатов определения по обоим показателям степень пучинистости принимается наибольшей из полученных.

3.322. Классификация степени пучинистости грунтов введена в нормы проектирования оснований для упорядочения выбора мероприятий, уменьшающих возможность появления и величину деформаций вследствие морозного пучения грунтов.

Поскольку пучинистость грунтов зависит от их дисперсности и близости расположения уровня грунтовых вод, то степень пучинистости поставлена в зависимость от обоих факторов. Для глинистых грунтов дан один обобщающий фактор — консистенция грунта.

Примеры определения степени пучинистости

Пример 1. Грунт — супесь с уровнем стояния грунтовых вод 4 м от планировочной отметки. Консистенция в слое промерзания $I_L = 0{,}2$. Нормативная глубина промерзания 2,5 м. Здание с полами по грунту, коэффициент $m_t = 0{,}6$.

Расчетная глубина промерзания равна

$$H = m_t H^{\text{н}} = 0{,}6 \cdot 2{,}5 = 1{,}5 \text{ м}.$$

По положению уровня грунтовых вод, расположенного на глубине, более чем на 1,5 м превышающей расчетную глубину промерзания ($4 - 1{,}5 = 2{,}5 > H = 1{,}5$ м), грунт относится к практически непучинистому, а по консистенции — к слабопучинистому. Таким образом, для расчета устойчивости фундаментов на действие сил морозного вынучивания данный грунт следует считать слабопучинистым.

Пример 2. Грунт — суглинок консистенции $I_L = 0{,}2$. Уровень грунтовой воды ниже планировочной отметки на 2,5 м. Нормативная глубина промерзания грунта $H^{\text{н}} = 2$ м.

Здание — с полами, устроенными по утепленному цокольному перекрытию. Расчетная среднесуточная температура воздуха в помещении +15° С, вследствие чего коэффициент $m_t = 0{,}8$. Тогда расчетная глубина промерзания H будет равняться

$$H = m_t H^{\text{н}} = 0{,}8 \cdot 2 = 1{,}6 \text{ м}.$$

Таблица 3.39 (1 прил. 6)

Степень морозной пучинистости грунтов

Наименование грунта по степени морозной пучинистости	Предел положения z, м, уровня грунтовых вод ниже расчетной глубины промерзания грунта у фундамента					Консистенция глинистого грунта
	песок мелкий	песок пылеватый	супесь	суглинок	глина	
Сильнопучинистый	—	—	$z \leqslant 0{,}5$	$z \leqslant 1$	$z \leqslant 1{,}5$	$I_L > 0{,}5$
Среднепучинистый	—	$z \leqslant 0{,}5$	$0{,}5 < z \leqslant 1$	$1{,}0 < z \leqslant 1{,}5$	$1{,}5 < z \leqslant 2$	$0{,}25 < I_L \leqslant 0{,}5$
Слабопучинистый	$z \leqslant 0{,}5$	$0{,}5 < z \leqslant 1$	$1{,}0 < z \leqslant 1{,}5$	$1{,}5 < z \leqslant 2{,}5$	$2 < z \leqslant 3$	$0 < I_L \leqslant 0{,}25$
Практически непучинистый	$z > 0{,}5$	$z > 1$	$z > 1{,}5$	$z > 2{,}5$	$z > 3$	$I_L \leqslant 0$

Примечания. 1. Консистенция глинистых грунтов I_L должна приниматься по их природной влажности, соответствующей периоду начала промерзания (до миграции влаги в результате действия отрицательных температур). При наличии в пределах расчетной глубины промерзания глинистых грунтов различной консистенции степень морозной пучинистости этих грунтов в целом принимается по среднему взвешенному значению их консистенции I_L.

2. Уровень грунтовых вод должен приниматься с учетом прогноза его изменения согласно требованиям пп. 3.17—3.20 настоящей главы (пп. 3.105—3.112 Рук.).

3 Крупнообломочные грунты с глинистым заполнителем, содержащим в своем составе более 30% по весу частиц размером менее 0,1 мм, при положении уровня грунтовых вод ниже расчетной глубины промерзания более чем на 1 м должны относиться к среднепучинистым грунтам, а менее 1 м должны относиться к сильнопучинистым.

Поскольку уровень грунтовой воды ниже расчетной глубины промерзания на величину z, равную

$$z = 2{,}5 - 1{,}6 = 0{,}9 \text{ м} < 1 \text{ м},$$

то по этому показателю грунт относится к сильнопучинистому, хотя по консистенции — к слабопучинистому. В данном случае степень пучинистости должна быть принята по положению уровня грунтовых вод, а не по консистенции.

Для тех же самых грунтовых условий при здании с техническим подпольем и среднесуточной температурой воздуха в помещении $+15°$ С коэффициент $m_t = 0{,}5$.

Тогда расчетная глубина промерзания грунта равна

$$H = m_t H^{н} = 0{,}5 \cdot 2 = 1 \text{ м}$$

и положение уровня грунтовой воды равно

$$z = 2{,}5 - 1 = 1{,}5 \text{ м}.$$

В данном случае тот же самый грунт должен быть отнесен к слабопучинистому как по z, так и по I_L.

3.323 (5 прил. 6). Устойчивость положения фундаментов при действии касательных сил морозного пучения грунтов, прилегающих к их боковой поверхности, должна проверяться по условию

$$(N^н + Q^н)\, n_1 \geqslant n\tau^н F, \qquad (3.108)\ (1\ прил.\ 6)$$

где $N^н$ — нормативная нагрузка на основание в уровне подошвы фундамента, кгс;

$Q^н$ — нормативное значение силы, удерживающей фундамент от выпучивания вследствие трения его боковой поверхности о талый грунт, расположенный ниже расчетной глубины промерзания, определяемое по указаниям п. 6 настоящего приложения (п. 3.324 Рук.), кгс;

n_1 — коэффициент перегрузки, принимаемый равным 0,9;

n — коэффициент перегрузки, принимаемый равным 1,1;

$\tau^н$ — нормативное значение удельной касательной силы пучения, принимаемое равным 1; 0,8 и 0,6 кгс/см^2 соответственно для сильнопучинистых, среднепучинистых и слабопучинистых грунтов;

F — площадь боковой поверхности части фундамента, находящейся в пределах расчетной глубины промерзания грунта, см^2.

Примечание. Значение $\tau^н$, отличное от указанного выше, допускается принимать лишь при соответствующем обосновании на основе специальных исследований в полевых условиях.

3.324 (6 прил. 6). Нормативное значение силы, удерживающей фундамент от выпучивания $Q^н$ вследствие трения его боковой поверхности о талый грунт, определяется по формуле

$$Q^н = f_т^н F_т, \qquad (3.109)\ (2\ прил.\ 6)$$

где $f_т^н$ — нормативное значение удельного сопротивления сдвигу талого грунта основания по боковой поверхности фундамента, определяемое по результатам опытных исследований; при их отсутствии значение $f_т^н$ допускается принимать для песчаных грунтов равным 0,3 кгс/см^2 и для глинистых — 0,2 кгс/см^2;

$F_т$ — площадь боковой поверхности фундамента, находящейся ниже слоя, подвергающегося зимнему промерзанию, см^2.

3.325 (7 прил. 6). Проверка фундамента на действие касательных сил морозного пучения грунтов должна производиться как для законченного здания или сооружения, так и для незавершенного строительством.

Если при этом окажется, что условие (1) настоящего приложения (п. 3.108 Рук.) не обеспечивается, то в проекте должны быть предусмотрены соответствующие мероприятия по устранению или ослаблению действия сил морозного пучения, например: предохранение грунтов от увлажнения и промерзания; применение для засыпки пазух фундаментов непучинистых или менее пучинистых грунтов; нанесение на фундаменты специальных обмазок и покрытий, уменьшающих или исключающих смерзание грунта с боковой поверхностью фундаментов; увеличение глубины заложения фундаментов; придание

опорным подушкам и плитам фундаментов роли анкеров с их расположением ниже глубины промерзания и др.

3.326 (8 прил. 6). В случае применения фундаментов анкерного типа сила $Q^н$, удерживающая фундамент от выпучивания, должна определяться по формуле

$$Q^н = 2\gamma'_{ср} F_a h_a, \qquad (3.110)\ (3\ прил.\ 6)$$

где $\gamma'_{ср}$ — среднее нормативное значение объемного веса грунта, расположенного выше поверхности анкерной части фундамента;

F_a — площадь верхней поверхности анкерной части фундамента, воспринимающей вес вышерасположенного грунта;

h_a — заглубление анкерной части фундамента от ее верхней поверхности до отметки планировки.

3.327. Определение сил морозного пучения грунтов, действующих по боковой поверхности фундаментов, имеет большое значение для проектирования оснований и фундаментов малоэтажных и вообще малонагруженных зданий, особенно в случае применения монолитных неступенчатых фундаментов.

Хотя в пп. 3.323 и 3.324 (5 и 6 прил. 6) и даны величины удельных сил пучения и сопротивления сдвигу грунта по боковым поверхностям фундамента, но совершенно очевидно, что при соответствующем обосновании они могут и должны были бы быть уточнены и дифференцированы в зависимости, например, от характера поверхности фундамента, ее наклона, применения смазок и пр.

Пример расчета устойчивости фундамента по условиям морозного пучения грунтов по его боковой поверхности.

Грунт — суглинок, расположенный в зоне сезонного промерзания. Грунт по своей консистенции $I_L = 0{,}35$ и положению уровня грунтовых вод относительно расчетной глубины промерзания — среднепучинистый Расчетная глубина промерзания $H = 2$ м. Фундамент столбчатый без ступеней. Сечение $0{,}8 \times 0{,}8$ м. Глубина заложения 3,5 м. Периметр фундамента $U = 4 \times 0{,}8 = 3{,}2$ м.

Боковая поверхность фундамента в пределах расчетной глубины промерзания $F = HU = 2 \times 3{,}2 = 6{,}4$ м². Боковая поверхность ниже глубины промерзания $F_т = (h - H)U = (3{,}5 - 2)3{,}2 = 4{,}8$ м².

Нагрузка на основание, передаваемая фундаментом по его подошве, $N^н = 30$ тс. Коэффициенты перегрузки $n = 1{,}1$ и $n_1 = 0{,}9$. Сопротивление сдвигу глинистого грунта $f_т^н = 2$ тс/м². Касательная сила пучения глинистого грунта на 1 м² поверхности $\tau^н = 8$ тс/м². Проверка устойчивости положения фундамента выполняется по формуле (3.108) (1 прил. 6)

Удерживающие силы равны

$$\left(N^н + Q^н\right) n_1 = \left(N^н + f_т^н F_т\right) n_1 = (30 + 2 \cdot 4{,}8)\, 0{,}9 = 35{,}6 \text{ тс}.$$

Касательные силы пучения равны

$$\tau F n = 8 \cdot 6{,}4 \cdot 1{,}1 = 56 \text{ тс} > 35{,}6 \text{ тс}.$$

Касательные силы морозного пучения намного превышают удерживающие силы и фундамент будет выпучиваться.

Для того чтобы уменьшить касательные силы морозного пучения, следует уменьшить сечение фундамента в 2 раза, оставив прежним размер его подошвы.

Можно также снизить касательные силы морозного пучения применением термохимических мероприятий, как, например, утепленной отмостки, снижающей расчетную глубину промерзания грунта, или покрытием боковой поверхности фундамента полимерной пленкой, что снижает $\tau^н$ в 2 раза.

3.328 (9 прил. 6). Для восприятия фундаментами удерживающей силы $Q^н$, определяемой по формулам (3.109) или (3.110) [(2) или (3) прил. 6], необходимо обеспечивать надлежащую прочность на растяжение поперечного сечения тела фундаментов и соответствующих соединений отдельных элементов сборных фундаментов.

3.329 (10 прил. 6). При возможности промерзания пучинистых грунтов под подошвой фундамента должна производиться проверка устойчивости фундамента при совместном действии касательных и нормальных сил морозного пучения.

Проверка выполняется по формуле

$$n_1 N^н \geqslant n (\tau^н F + F_ф h_1 \sigma^н), \quad (3.111)\ (4\ прил.\ 6)$$

где n_1, $N^н$, n, $\tau^н$, F — обозначения те же, что и в формуле (1) настоящего приложения [(3.108) Рук.];

$F_ф$ — площадь подошвы фундамента, см^2;

h_1 — глубина промерзания грунта, считая от подошвы фундамента, см^2;

$\sigma^н$ — нормативное значение нормального давления морозного пучения, создаваемое 1 см^3 промороженного слоя грунта, определяемое опытным путем, кгс/см^3; при отсутствии опытных данных для средне- и слабопучинистых грунтов значение $\sigma^н$ допускается принимать равным 0,06 кгс/см^3, а для сильнопучинистых — 0,1 кгс/см^3.

3.330. Для выбора защитных технологических мероприятий, препятствующих аварийному промерзанию грунта под подошвой фундамента, следует на основе формулы (3.111) (4 прил. 6) определять толщину слоя грунта, предельную по условию сохранения устойчивости фундамента.

Проверка должна выполняться для периода строительства до засыпки и уплотнения пазух грунтом и после засыпки, но до отопления здания, а также на период эксплуатации здания.

3.331. Проверочный расчет сил нормального к плоскости подошвы фундамента давления промерзшего слоя пучинистого грунта имеет большое значение при проектировании оснований и фундаментов всех видов зданий и сооружений вне зависимости от их этажности, возводимых на пучинистых грунтах.

Эти расчеты позволят уточнить назначаемые мероприятия по недопущению промерзания грунта под подошвой фундаментов, приводящего к деформациям проектируемых зданий и сооружений.

Рекомендуется в этих расчетах учитывать, что чем слабее глинистый грунт (больше его консистенция), тем при одной и той же нагрузке на фундамент необходимы большие размеры фундамента. Одновременно при более высокой консистенции нормальные силы морозного пучения существенно выше (как удельные на единицу площади подошвы фундамента, так в особенности и суммарные на весь фундамент).

Примеры проверки устойчивости фундаментов при аварийном промерзании под ними пучинистого грунта

Пример 1. Здание проектируется на ленточных фундаментах глубиной заложения 1,6 м.

В пределах нормативной глубины промерзания залегает суглинок, характеризуемый следующими величинами: $e=0{,}75$ и $I_L=0{,}20$

Уровень грунтовых вод расположен на глубине 3,5 м. Нормативная глубина промерзания $H^н=1{,}8$ м и расчетная $H=1{,}5$ м.

По консистенции грунта и положению уровня грунтовых вод грунт является слабопучинистым и значения касательных и нормальных сил пучения допускается [по пп. 3.323 и 3.329 (5 и 10 прил. 6)] принимать равными $\tau^н=0{,}6$ кгс/см$^2=6$ тс/м^2 и $\sigma^н=0{,}06$ кгс/см$^3=60$ тс/м^3.

Ширина фундамента назначена исходя из величины нагрузки на него и значения условного расчетного давления на грунты основания R_0 по п. 3.204 (п. 1 прил. 4).

По табл. 3.24 (2 прил. 4) для суглинка, имеющего $e=0{,}75$ и $I_L=0{,}20$, значение $R_0=24$ тс/м^2.

Нагрузка по подошве фундамента $N^н=23$ тс/м. При ширине фундамента $b=1$ м давление по его подошве будет равно $p=23$ тс/м^2, что удовлетворяет условию $p<R_0$.

Площадь подошвы 1 м фундамента $F_ф=1$ м^2, боковой поверхности (с двух сторон) в пределах расчетной глубины промерзания $F=2\times1\times1{,}5=3$ м^2.

Проверка на период строительства, когда нагрузка составляет $N_1^н=12$ тс/м и пазухи фундаментов не засыпаны грунтом, показывает, что нарушение устойчивости фундаментов (их подъем) произойдет при промерзании слоя грунта толщиной, превышающей предельную — h_1:

$$h_1=\frac{n_1 N_1^н}{nF_ф\,\sigma^н}=\frac{0{,}9\cdot12}{1{,}1\cdot1\cdot60}=0{,}16\text{ м}=16\text{ см}.$$

Проверка на период, когда основные работы закончены и выполнена засыпка и уплотнение пазух грунтом, а также на период эксплуатации, показывает, что предельное значение толщины промерзшего слоя грунта под подошвой фундамента в этих случаях составит

$$h_1=\frac{n_1 N^н-nF\tau^н}{nF_ф\,\sigma^н}=\frac{0{,}9\cdot23-1{,}1\cdot3\cdot6}{1{,}1\cdot1\cdot60}=$$

$$=\frac{20{,}7-19{,}8}{66}=\frac{0{,}9}{66}=0{,}014\text{ м}=1{,}4\text{ см}.$$

Предельные значения h_1 во всех случаях невелики и потому необходимы надежные теплозащитные мероприятия.

Пример 2. Здание проектируется на столбчатых фундаментах с глубиной заложения $h=1$ м

В пределах нормативной глубины промерзания залегают глины со значениями характеристик: $e=0{,}5$ и $I_L=0{,}1$. В верхнем слое толщиной 0,2 м грунты непучинистые.

Условное расчетное давление R_0 на основание, сложенное этими грунтами, при фундаментах с глубиной заложения $h=1$ м, будет по пп. 3.204 и 3.206 (1 и 2 прил. 4) равно

$$R_0=0{,}75\cdot58=43\text{ тс/м}^2.$$

Уровень грунтовых вод расположен на глубине 3 м. Нормативная глубина промерзания $H^{н}=1{,}2$ м, расчетная $H=0{,}8$ м. По консистенции и положению уровня грунтовых вод грунт является слабопучинистым, вследствие чего $\tau^{н}=6$ тс/м^2 и $\sigma^{н}=60$ тс/м^3.

Фундаменты запроектированы без уступов, квадратными в плане, размером $0{,}8\times0{,}8$ м, площадью $F_{ф}=0{,}64$ м^2.

Нагрузка по подошве фундамента $N^{н}=27$ тс, что при выбранном размере фундамента удовлетворяет условию $p<R_0$

$$p=\frac{27}{0{,}8\ 0{,}8}=42<R_0=43\ \text{тс/м}^2.$$

Поскольку при планировке верхний слой толщиной 0,2 м выполнен из практически непучинистого грунта, то при аварийном промерзании основания ниже расчетной глубины промерзания $H=0{,}8$ м не менее чем на 0,2 м касательные силы пучения будут действовать по боковой поверхности фундамента площадью $F=4\times0{,}8\ (1-0{,}2)=2{,}55$ м^2.

Предельная по условию устойчивости толщина под подошвой фундамента слоя промерзшего грунта h_1 в процессе строительства, когда $N_1^{н}=10$ тс и фундаменты не засыпаны грунтом:

$$h_1=\frac{n_1 N_1^{н}}{nF_{ф}\sigma^{н}}=\frac{0{,}9\cdot10}{1{,}1\cdot0{,}64\cdot60}=\frac{9}{42}=0{,}21\ \text{м}=21\ \text{см}.$$

Та же величина h_1 для конца строительства при полной нагрузке и аварийном промерзании грунта под подошвой фундамента.

$$h_1=\frac{0{,}9\cdot27-1{,}1\cdot2{,}55\cdot6}{1{,}1\cdot0{,}64\cdot60}=\frac{24{,}5-16{,}5}{42}=\frac{8}{42}=0{,}19\ \text{м}=19\ \text{см}.$$

В обоих случаях во избежание аварийного промерзания грунта более чем на 20 см нужны надежные теплозащитные мероприятия.

МЕРОПРИЯТИЯ, НАПРАВЛЕННЫЕ НА СНИЖЕНИЕ ВЛИЯНИЯ ДЕФОРМАЦИЙ ОСНОВАНИЙ НА ЭКСПЛУАТАЦИОННУЮ ПРИГОДНОСТЬ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

3.332. В настоящем подразделе приводится классификация основных мероприятий, направленных на снижение влияния деформаций оснований на эксплуатационную пригодность зданий и сооружений. Более подробные указания по выбору таких мероприятий приведены в разделах Руководства, посвященных особенностям проектирования оснований зданий и сооружений, возводимых в специфических грунтовых условиях.

3.333(3.83). Если в процессе проектирования оснований и фундаментов зданий и сооружений окажется, что определенные расчетом деформации основания недопустимы или что несущая способность основания недостаточна, должна быть рассмотрена возможность и целесообразность увеличения размеров фундаментов и их глубины заложения либо перехода на иные виды фундаментов, обладающих

большей способностью к выравниванию неравномерных деформаций (например, ленточных взамен столбчатых и пр.) или применения:

а) мероприятий по уменьшению возможных деформаций основания либо увеличению его несущей способности [пп. 3.84—3.87 настоящей главы (пп. 3 334—3.337 Рук.)];

б) конструктивных мероприятий, уменьшающих чувствительность зданий, сооружений и технологического оборудования к повышенным деформациям основания [п. 3.88 настоящей главы (п. 3 338 Рук.)];

в) строительных мероприятий, снижающих влияние деформаций основания на здание или сооружение [п. 3.89 настоящей главы (п. 3.339 Рук.)];

Выбор одного или комбинации нескольких указанных мероприятий производится с учетом требований пп. 1.3—1.5, 3.2 и 3.3 настоящей главы (пп. 1.4—1.14, 3.2—3.8 Рук.).

3 334(3.84). Мероприятия по уменьшению возможных деформаций основания или по увеличению его несущей способности [подпункт «а» п. 3.83 настоящей главы (п. 3.333 Рук.)] включают в себя:

а) специальную подготовку оснований [пп. 3.85 и 3.86 настоящей главы (пп. 3.335 и 3.336 Рук.)];

б) мероприятия, предохраняющие грунты оснований от возможных изменений их строительных свойств в процессе строительства и эксплуатации зданий и сооружений, а также изменения нагрузок на фундаменты против принятых в проекте [п. 3.87 настоящей главы (п. 3.337 Рук.)].

При выборе мероприятий, перечисленных в настоящем пункте, следует иметь в виду, что деформации основания первого вида, указанные в п. 3.44 настоящей главы (п 3.163 Рук.), и обусловленные нагрузками на фундамент, вызывают тем большие усилия в конструкциях зданий и сооружений, чем больше сжимаемость грунтов основания, а деформации второго вида, не связанные с нагрузками на фундамент, — наоборот.

Во всех случаях следует стремиться к принятию наиболее экономичных решений, способствующих уменьшению возможной неравномерности деформаций основания при обеспечении его несущей способности.

3.335(3 85). Специальная подготовка основания применяется для изменения физико-механических свойств грунтов природного залегания или замены грунтов с неудовлетворительными строительными свойствами грунтами с лучшими прочностными и деформационными характеристиками.

Подготовка основания осуществляется:

а) уплотнением части или всего грунта основания с неудовлетворительными строительными свойствами [см. п. 3.86 настоящей главы (п. 3.336 Рук.)];

б) полной или частичной (в плане и по глубине) заменой грунтов основания с неудовлетворительными строительными свойствами подушками из песка, гравия, щебня или других аналогичных видов грунтов;

в) устройством (отсыпкой или гидронамывом) насыпей, служащих распределительными подушками под фундаментами зданий и сооружений;

г) искусственным закреплением грунтов химическим, электрохимическим, термическим и другими способами.

3.336(3.86). Уплотнение грунтов основания выполняется:

а) трамбованием тяжелыми трамбовками, применяемым главным образом для ликвидации просадочных свойств в верхней зоне просадочной толщи или дополнительного уплотнения недостаточно плотных (например, насыпных) грунтов (поверхностное уплотнение);

б) грунтовыми сваями, применяемыми преимущественно для ликвидации просадочных свойств грунтов на большую глубину (глубинное уплотнение порядка до 15 м);

в) предпостроечной огрузкой территории для уплотнения водонасыщенных илов и заторфованных грунтов, с применением вертикальных дрен, если необходимо ускорение процесса консолидации;

г) предварительным замачиванием грунтов основания, применяемым преимущественно для уплотнения просадочных грунтов и ликвидации просадочных и набухающих свойств грунтов;

д) постоянным или временным водопонижением, в том числе глубинным с вакуумированием, применяемым преимущественно для уплотнения слабых водонасыщенных грунтов (при этом уплотнение достигается как за счет увеличения веса толщи осушенного грунта вследствие исключения взвешивающего действия грунтовых вод, так и за счет капиллярного натяжения);

е) уплотнением песчаных и просадочных лессовидных грунтов с использованием энергии взрыва (поверхностное, подводное и глубинное);

ж) гидровиброуплотнением песчаных и просадочных лессовидных грунтов;

з) поверхностным уплотнением песчаных грунтов с использованием вибрационных машин, виброкатков и др.

3.337(3.87). Мероприятия, предохраняющие от изменения строительных свойств грунтов в процессе строительства и эксплуатации зданий и сооружений, а также от изменения нагрузок против принятых в проекте, включают в себя:

а) водозащитные мероприятия, обеспечиваемые соответствующей компоновкой генеральных планов, планировкой территории, устройством отмосток вокруг зданий и сооружений, размещением на безопасных расстояниях водоводов и емкостей для воды, не допускающих утечки, устройством в основании зданий и сооружений маловодопроницаемых экранов из уплотненного грунта, организацией контроля за возможной утечкой воды и других жидкостей и т. п.;

б) мероприятия, направленные на сохранение природной структуры и состояния грунтов основания под влиянием атмосферных (метеорологических) воздействий, грунтовых вод, динамических воздействий землеройных и транспортных машин и т. д.;

в) мероприятия, исключающие возможность изменения (против принятых в проекте) нагрузок на фундаменты вследствие односторонней пригрузки или обнажения фундаментов, перегрузки основания, а также бровок откосов отвалами грунта, строительными материалами, конструкциями и изделиями и т. д.

3.338(3.88). Конструктивные мероприятия, снижающие чувствительность зданий, сооружений и технологического оборудования к повышенным деформациям оснований [подпункт «б» п. 3 83 настоящей главы (п. 3.333 Рук.)], включают в себя:

а) повышение прочности и общей пространственной жесткости зданий и сооружений, достигаемое:

устройством поэтажных железобетонных или армокаменных поясов;

разрезкой зданий и сооружений на отдельные отсеки ограниченной длины;

назначением вида и степени армирования конструкций в соответствии с результатами расчета зданий и сооружений на возможные деформации основания (в зданиях и сооружениях из крупноразмерных элементов — в сочетании с устройством равнопрочных стыков);

усиленной анкеровкой и замоноличиванием сборных и сборно-монолитных элементов;

усилением фундаменто-подвальной части зданий и сооружений с применением монолитных и сборно-монолитных ленточных фундаментов, перекрестных лент или плитных фундаментов (в необходимых случаях — коробчатых);

устройством подвалов и подполий под всей площадью зданий и сооружений или отдельных отсеков и др.;

б) увеличение податливости зданий и сооружений за счет применения гибких или разрезных конструкций, если это позволяют технологические требования; при этом необходимо предусматривать меры по обеспечению:

устойчивости отдельных элементов конструкций при повышенных деформациях оснований;

увеличения площадей опирания отдельных конструктивных элементов (ригелей, плит перекрытий и т. д.);

влаго- и водонепроницаемости стыков между взаимно перемещающимися элементами конструкций;

в) устройство приспособлений для выравнивания конструкций зданий, сооружений и технологического оборудования (в том числе мостовых кранов, лифтов и др.) при повышенных деформациях основания;

г) мероприятия, обеспечивающие нормальную работу оборудования при деформациях основания (например, принятие соответствующих габаритов приближения оборудования к строительным конструкциям).

Примечание. При выборе перечисленных выше конструктивных мероприятий следует иметь в виду, что дополнительные усилия от деформаций основания, возникающие в конструкциях зданий и сооружений, возрастают с увеличением их жесткости и, как правило, протяженности. Поэтому увеличение жесткости зданий и сооружений должно сопровождаться повышением прочности конструкций и разрезкой зданий и сооружений на отдельные замкнутые отсеки.

3.339(3.89). Строительные мероприятия, снижающие влияние воздействий деформаций оснований на конструкции зданий и сооружений [подпункт «в» п. 3.83 настоящей главы (п. 3.333 Рук.)], включают в себя:

а) регулирование величины и сроков загружения медленно консолидирующихся грунтов основания;

б) возможно более позднее замоноличивание стыков сборных и сборно-монолитных конструкций, не препятствующее своевременному и безопасному их монтажу, для увеличения сроков деформирования основания при пониженной жесткости здания или сооружения и соответствующего уменьшения усилий в конструкциях от неравномерных осадок;

в) установление обоснованной последовательности возведения отдельных частей зданий и сооружений, отличающихся между собой высотой или нагрузками на грунты основания;

г) уменьшение горизонтальных воздействий на конструкции фундаменто-подвальной части зданий и сооружений, возводимых на площадках, подверженных деформациям второго вида по п. 3.44 настоя-

щей главы (п. 3.163 Рук.) (в первую очередь, на подрабатываемых территориях), путем отрывки компенсационных траншей, уменьшения поверхности контакта конструкций с грунтом, искусственного снижения сил трения грунта о заглубленные части зданий и сооружений и т. д., если это допустимо по несущей способности оснований и условиям морозного пучения грунтов.

Раздел 4

ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ, ВОЗВОДИМЫХ НА ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТАХ

4.1(4.1). Основания, сложенные просадочными грунтами, должны проектироваться с учетом специфической особенности таких грунтов, заключающейся в том, что, находясь в напряженном состоянии от внешней нагрузки или собственного веса грунта, при замачивании водой они дают дополнительные деформации-просадки. Деформации-просадки учитываются лишь при величине относительной просадочности грунтов $\delta_{пр} \geqslant 0{,}01$.

4.2(4.2). Дополнительные деформации просадочных грунтов подразделяются на:

а) вертикальные деформации — просадки от нагрузки, передаваемой фундаментом $S_{пр}$, происходящие в пределах деформируемой зоны основания от подошвы фундамента до глубины, на которой суммарные вертикальные напряжения от нагрузки фундамента и собственного веса грунта равны начальному просадочному давлению $p_{пр}$;

б) вертикальные деформации — просадки от собственного веса грунта $S_{пр\,гр}$, происходящие в нижней части просадочной толщи, начиная с глубины, на которой вертикальные напряжения от собственного веса равны начальному просадочному давлению $p_{пр}$, и до нижней границы просадочной толщи;

в) горизонтальные деформации — перемещения $U_{пр}$, возникающие при просадке грунтов от их собственного веса в пределах криволинейной части просадочной воронки;

г) послепросадочные вертикальные деформации $S_{пр.доп}$, происходящие при длительном замачивании грунта за счет суффозионных процессов и консолидации грунта.

Примечания: 1. Зоны развития просадок грунтов от нагрузки фундаментов и собственного веса грунта приведены на рис. 4.1, а горизонтальных перемещений — на рис. 4.2, *г*.

2. При проектировании и возведении промышленных, гражданских и сельскохозяйственных зданий и сооружений послепросадочные деформации учитываются только в случаях неизбежного длительного замачивания грунтов в основании.

4.3. Просадка поверхности грунта от собственного веса при замачивании на площади шириной $B \geqslant H$ (H — величина просадочной толщи) включает (рис. 4.2, *а*, *в*):

горизонтальный участок просадки поверхности грунта B, в пределах которого просадка грунта $S^{м}_{пр.гр}$ достигает максимальной величины и изменяется не более чем на $\pm 10\%$;

два криволинейных участка r, на которых просадка грунта изменяется от максимальной величины $S^{м}_{пр.гр}$ до нуля.

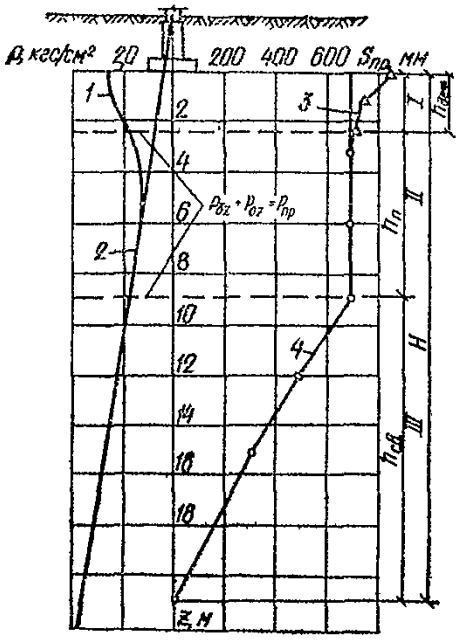


Рис. 4.1. Зоны деформации просадочного грунта в основании фундамента

I — зона просадки грунта от нагрузки фундамента и собственного веса грунта; *II* — нейтральная зона (просадка слоев грунта отсутствует); *III* — зона просадки грунта от собственного веса, *1* — эпюра изменения вертикальных давлений по глубине от нагрузки фундаментов, *2* — то же, от собственного веса грунта; *3* — эпюра изменения просадки грунта по глубине от нагрузки фундаментов; *4* — то же, от собственного веса грунта: $p_{бz}+p_{oz}$ — суммарные давления; $p_{пр}$ — начальное просадочное давление; $h_{деф}$ — толщина деформируемой зоны от нагрузки фундамента; $h_п$ — глубина, ниже которой происходит просадка грунта от собственного веса; $h_{св}$ — толщина зоны просадки грунта от собственного веса; *H* — величина (глубина) просадочной толщи

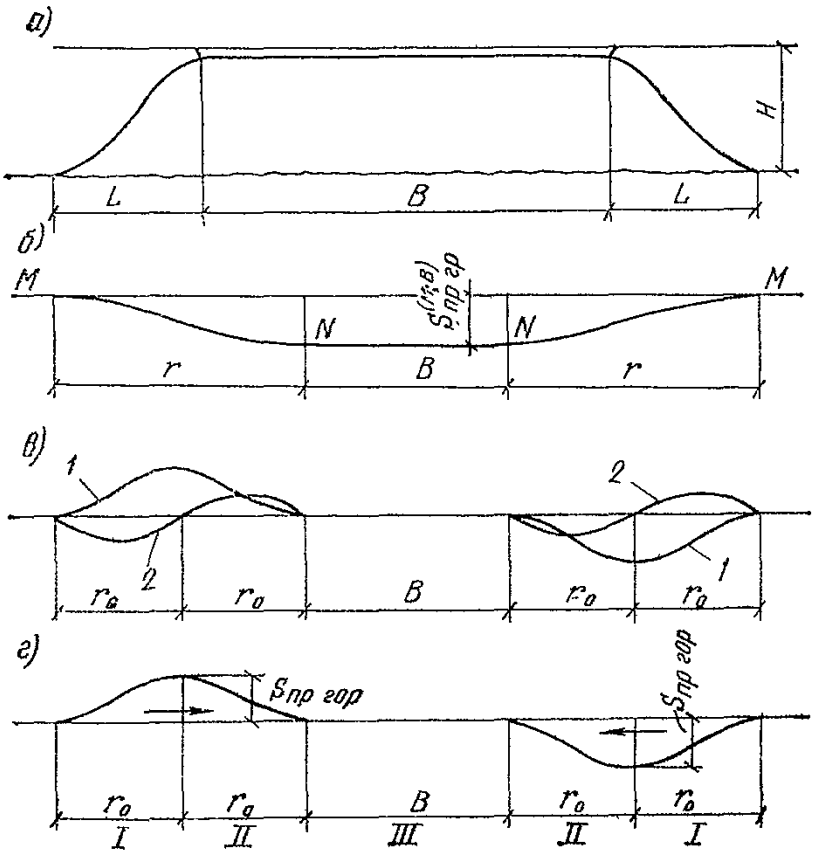


Рис. 4.2. Общий характер развития просадочных деформаций на поверхности от собственного веса грунта

а — поперечный разрез увлажненной зоны; *б* — кривая просадки поверхности грунта; *в* — кривые наклонов (*1*) и кривизны (*2*) поверхности; *г* — кривая горизонтальных перемещений поверхности. Зоны: *I* — разуплотнения; *II* — уплотнения; *III* — нейтральная

При ширине замачиваемой площади $B<H$ горизонтальный участок просадки грунта отсутствует.

4.4. Просадка грунтов под действием собственного веса сопровождается (рис. 4.2, *в*) наклонами $i_{пр}$ и кривизной k_i поверхности.

Наклоны и кривизна поверхности, а также горизонтальные перемещения проявляются на участках развития неравномерных просадок *r*.

4.5. При замачивании площадей шириной $B>H$ горизонтальные перемещения поверхности в общем случае характеризуются наличием трех зон (рис. 4.2, *г*);

горизонтального уплотнения грунта;

горизонтального разуплотнения грунта;

нейтральной зоны.

В пределах зон горизонтального уплотнения происходит уплотнение грунта с перемещением его от периферии в сторону центра замачиваемой площади.

В зонах горизонтального разуплотнения также происходят горизонтальные перемещения с разуплотнением грунта, выражающимся появлением в нем растягивающих напряжений и образованием просадочных трещин.

При замачивании площадей шириной $B<H$ нейтральная зона отсутствует и горизонтальные перемещения характеризуются наличием только двух зон: горизонтального уплотнения и разуплотнения грунта.

4.6(4.3). Грунтовые условия строительных площадок, сложенных просадочными грунтами, в зависимости от возможности проявления просадки грунтов от собственного веса подразделяются на два типа:

I тип по просадочности, когда просадка грунта происходит в основном в пределах деформируемой зоны основания от нагрузки фундаментов или другой внешней нагрузки $S_{пр}$, а просадка от собственного веса грунта $S_{пр.гр}$ практически отсутствует или не превышает 5 см;

II тип по просадочности, когда возможна просадка грунта от его собственного веса $S_{пр.гр}$, происходящая преимущественно в нижней части просадочной толщи, а при наличии внешней нагрузки — просадка, происходящая помимо этого и в верхней части просадочной толщи, в пределах деформируемой зоны $S_{пр}$.

4.7(4.5). При проектировании оснований, сложенных просадочными грунтами, должна учитываться возможность замачивания и повышения влажности этих грунтов вследствие:

а) местного замачивания грунта основания, приводящего к просадке его на ограниченной площади в пределах части или реже — всей просадочной толщи;

б) интенсивного замачивания грунта оснований сверху с промачиванием всей просадочной толщи на площади значительных размеров и полным проявлением просадки грунта как от нагрузки, передаваемой фундаментами, так и от собственного веса грунта;

в) подъема уровня грунтовых вод, вызывающего просадку нижних слоев грунта основания под действием собственного веса вышележащих слоев или суммарной нагрузки от фундамента здания или сооружения и собственного веса грунта;

г) медленного повышения влажности просадочного грунта основания, вызываемого нарушением природных условий испарения грунтовой влаги вследствие застройки и асфальтирования территории и постепенного накопления влаги при инфильтрации в грунт поверхностных вод.

Примечание. Учет различных причин и видов замачивания грунтов основания выполняется по указаниям пп. 4.7, 4.8, 4.10 и 4.14—4.16 настоящей главы (пп. 4.44, 4.45, 4.51, 4.79, 4.80 и 4.90 Рук.).

В зависимости от технологического назначения проектируемых зданий и сооружений, особенностей гидрогеологических условий участка и других факторов возможно одновременное сочетание отдельных перечисленных выше видов замачивания.

4.8. Местное замачивание грунта сверху носит случайный характер и происходит вследствие утечки воды из коммуникаций, технологических емкостей, нарушения отмосток и планировки у зданий и т. п.

При местном замачивании в грунте образуется увлажненная зона, имеющая в поперечном сечении форму, близкую к усеченному эллипсу (рис. 4.3, *а*).

Степень влажности грунта в увлажненной зоне в пределах ширины B (рис. 4.3, *а*) близка к полному водонасыщению, а на участках L — изменяется от полного водонасыщения до естественной влажности.

4.9. Интенсивное замачивание просадочного грунта сверху обычно происходит в течение длительного времени в результате утечек технологической воды на значительной площади.

Увлажненная зона грунта при интенсивном замачивании сверху имеет форму трапеции (рис. 4.3, *б*). Степень влажности в пределах увлажненной зоны изменяется по аналогии с приведенным в п. 4.8.

4.10. Подъем уровня грунтовых вод происходит на значительной площади вследствие утечек из соседних сооружений технологических и сточных вод, фильтрации воды от расположенных поблизости водохранилищ, орошения на окружающей территории и влияния других факторов.

При подъеме уровня грунтовых вод одновременно происходит подъем зоны капиллярного повышения влажности, в пределах которой степень влажности изменяется от полного водонасыщения до естественной.

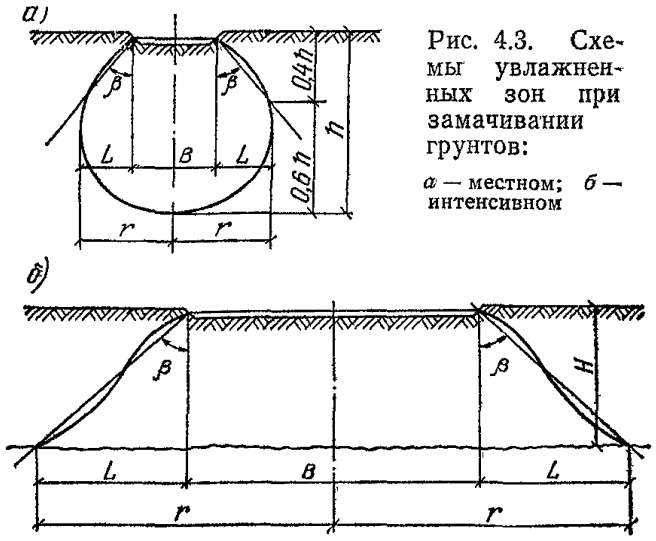


Рис. 4.3. Схемы увлажненных зон при замачивании грунтов:

а — местном; *б* — интенсивном

4.11. Медленное повышение влажности грунтов на застроенных и асфальтированных территориях, а также при устройстве насыпей наблюдается на площадках, сложенных грунтами со степенью влажности $G<0{,}5$, и происходит до установившейся влажности, принимаемой приближенно равной влажности на границе раскатывания W_P.

4.12. При проектировании зданий и сооружений на просадочных грунтах нормативные значения деформационных характеристик просадочных грунтов (относительная просадочность $\delta_{пр}$, начальное просадочное давление $p_{пр}$, начальная просадочная влажность $W_{пр}$, модули деформации при естественной влажности E_e и в водонасыщенном состоянии $E_в$, степень изменчивости сжимаемости основания α_E) определяются как средние значения результатов лабораторных или полевых испытаний, а их расчетные значения принимаются равными нормативным величинам.

ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИМ ИССЛЕДОВАНИЯМ В РАЙОНАХ РАСПРОСТРАНЕНИЯ ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТОВ

4.13. При проведении инженерно-геологических изысканий на площадках, сложенных просадочными грунтами, должны быть установлены:

а) тип грунтовых условий исследуемых площадок по просадочности;

б) относительная просадочность $\delta_{пр}$ при бытовом и фактическом давлении на грунт; при различии фактического давления от фундаментов более чем на 1 кгс/см^2 — устанавливается зависимость $\delta_{пр}$ от давления,

в) величина начального просадочного давления $p_{пр}$;

г) при отсутствии замачивания по п. 4.7 «а, б, в» (4.5 «а, б, в») и возможном медленном повышении влажности — величина начальной просадочной влажности $W_{пр}$;

д) модуль деформации при естественной влажности — E_e, а также в водонасыщенном состоянии — $E_в$;

е) степень изменчивости сжимаемости основания α_E, сложенного просадочным грунтом;

ж) удельное сцепление c и угол внутреннего трения φ просадочных грунтов при естественной влажности и в водонасыщенном состоянии;

з) удельное сцепление c и угол внутреннего трения φ просадочных грунтов, уплотненных до заданной плотности.

4.14. Объем и состав инженерно-геологических исследований для определения деформационных и прочностных характеристик просадочных грунтов, приведенных в п. 4.13, а также необходимость определения всех или только части из указанных характеристик устанавливаются с учетом:

степени изученности и сложности инженерно-геологического строения исследуемой площадки;

конструктивных и эксплуатационных особенностей проектируемых зданий и сооружений;

возможных вариантов оснований и фундаментов для проектируемых зданий и сооружений;

4.15. Шурфы и технические скважины с отбором монолитов для лабораторных исследований грунтов при проведении инженерно-геологических изысканий на больших площадях под новые жилые районы, кварталы и промышленные предприятия располагаются через 100—200 м, а под отдельные здания и сооружения или группу зданий высотой до 5 этажей — через 50—100 м.

Шурфы и технические скважины целесообразно размещать с таким расчетом, чтобы они по возможности находились на участках расположения наиболее ответственных зданий и сооружений и позволяли получать основные характеристики просадочных грунтов в соответствии с п. 4.13 в местах с предполагаемыми повышенными и пониженными значениями.

В пределах расположения каждого здания или сооружения должно быть пройдено не менее одного шурфа либо технической скважины.

4.16. Глубина шурфов и технических скважин назначается из расчета проходки всей толщи просадочных грунтов.

Возможная величина толщи просадочных грунтов приближенно определяется по результатам ранее выполненных инженерно-геологических изысканий на соседних площадках, а при отсутствии их — на основе анализа инженерно-геологического и гидрогеологического строения исследуемой толщи грунтов, а также по номенклатурным показателям, приведенным в п. 2.40 (2.13).

На площадках строительства малоэтажных зданий с нагрузкой на колонны до 40 тс и на ленточные фундаменты — до 10 тс/м глубину проходки до 50% из намеченных шурфов и технических скважин допускается уменьшать до 6—8 м.

4.17. Монолиты грунтов для лабораторных испытаний по определению деформационных и прочностных характеристик грунтов отбираются из шурфов и технических скважин через 1—2 м по глубине, начиная с предполагаемой глубины заложения фундаментов и до нижней границы просадочной толщи или до глубины проходки шурфов и скважин.

В пределах глубины от подошвы фундамента, принимаемой равной $1{,}5b$ (b — ширина фундамента), монолиты грунтов отбираются через 1 м по глубине.

Отбор монолитов необходимо приурочить к отдельным литологическим слоям толщиной не менее 1 м. С каждой глубины отбираются не менее одного монолита размером 20×20×20 см или двух монолитов диаметром не менее 100 мм.

Монолиты грунтов из технических скважин допускается отбирать только тонкостенными или обуривающими грунтоносами, обеспечивающими сохранение природной структуры и плотности грунта в процессе отбора монолитов.

4.18 (4.4). Тип грунтовых условий по просадочности устанавливается при проведении инженерно-геологических изысканий по результатам лабораторных исследований, а для вновь осваиваемых площадок и при необходимости уточнения возможной величины просадки от собственного веса грунта — в полевых условиях путем замачивания грунтов в опытных котлованах.

Примечание. Допускается также определение типа грунтовых условий по просадочности на основе изучения общего инженер-

но-геологического строения исследуемой толщи грунтов и местного опыта строительства.

4.19. При определении типа грунтовых условий по просадочности на основе изучения общего геологического строения и местного опыта строительства анализируются:

географическое расположение и климатические условия исследуемой площадки;

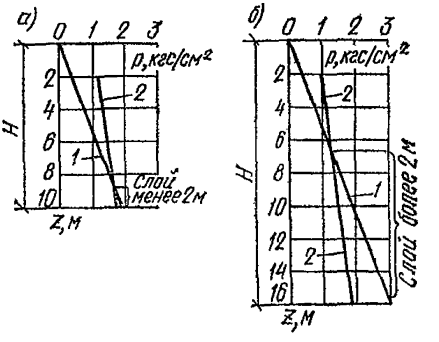


Рис. 4.4. Пример определения типа грунтовых условий по изменению природного $p_{бz}$ (*1*) и начального просадочного $p_{пр}$ (*2*) давления по глубине просадочной толщи

а — I тип грунтовых условий (шурф *1*); *б* — II тип грунтовых условий (шурф *3*)

форма рельефа, наличие суффозионно-просадочных явлений и просадочных блюдец;

генезис и литологическое строение исследуемой толщи грунтов;

состав, плотность, влажность грунтов и изменение этих характеристик в плане и по глубине;

результаты исследований просадочных свойств грунтов и опытного замачивания на соседних площадках с подобными грунтовыми условиями;

наличие древнего или современного орошения;

условия эксплуатации, сведения об источниках замачивания, состояние и характер деформаций существующих зданий и сооружений и т. п.

На основе анализа перечисленных материалов выявляется возможность просадки грунтов от их собственного веса, устанавливается возможный тип грунтовых условий по просадочности, объем необходимых лабораторных исследований по уточнению типа грунтовых условий и необходимость проведения опытного замачивания.

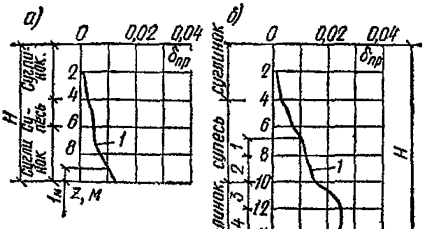


Рис. 4.5. Пример определения типа грунтовых условий по возможной величине просадки грунта от собственного веса

а — I тип грунтовых условий (шурф *2*); *б* — II тип грунтовых условий (шурф *4*); *1* — изменение относительной просадочности по глубине

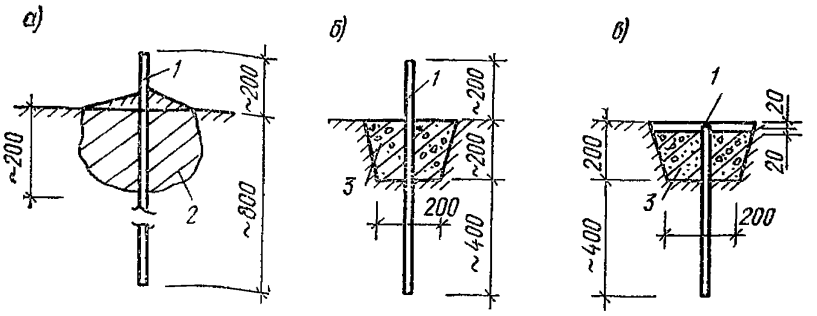


Рис. 4.6. Конструкции поверхностных марок

а — простейшего типа; *б* — с бетонной опорой; *в* — с бетонной опорой при замачивании в зимнее время; *1* — арматурный стержень ⌀ 20—24 мм; *2* — уплотненный грунт; *3* — бетонная опора (размеры в мм)

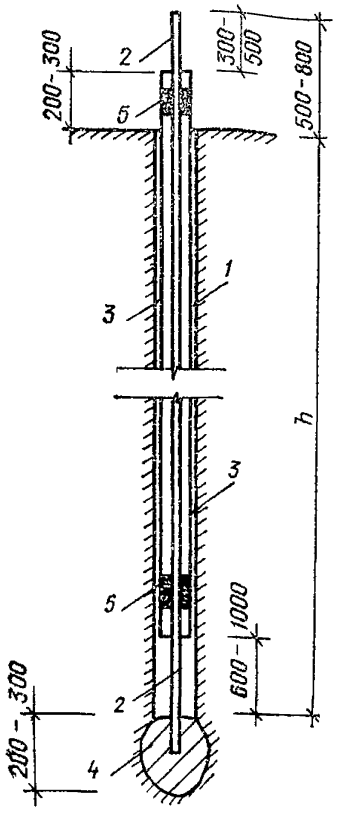


Рис. 4.7. Конструкция глубинной марки

1 — скважина; *2* — реперная труба; *3* — защитная труба; *4* — анкер из уплотненного бетона; *5* — сальник из просмоленной пакли (размеры в мм)

4.20. При определении типа грунтовых условий по просадочности по результатам лабораторных испытаний используются данные определения начального просадочного давления $p_{пр}$ или относительной просадочности $\delta_{пр}$ при природном давлении $p_б$.

По этим данным строится график изменения природного и начального просадочного давления $p_{пр}$ по глубине (рис. 4.4), а при отсутствии результатов определения $p_{пр}$ — график изменения относительной просадочности $\delta_{пр}$ по глубине (рис. 4.5).

По полученным графикам (рис. 4.4 и 4.5) к I типу грунтовых условий по просадочности относятся толщи грунтов, в которых выполняется одно из следующих условий:

а) начальное просадочное давление $p_{пр}$ больше природного давления $p_{пр} > p_б$ в пределах всей просадочной толщи;

б) начальное просадочное давление $p_{пр}$ меньше природного давления $p_{пр} < p_б$ в пределах слоя толщиной не более 2 м по глубине (рис. 4.4, *а*);

в) расчетная просадка от собственного веса грунта, определяемая по формуле (4.5) (12 прил. 3), с учетом изменения по глубине $\delta_{пр}$ (по рис. 4.5, *а*), меньше 5 см, т. е. $S_{пр.гр} \leqslant 5$ см.

Примечание. Природное давление в грунте при определении типа грунтовых условий определяется при полном водонасыщении грунта ($G \geqslant 0{,}8$) при планировке территории срезкой от природного рельефа, а при планировке подсыпкой — с учетом собственного веса планировочной насыпи.

4.21. Определение типа грунтовых условий по просадочности путем опытного замачивания грунтов в котлованах выполняется, как правило, на вновь осваиваемых площадках массовой застройки при необходимости уточнения:

типа грунтовых условий по результатам лабораторных исследований грунтов в случаях, когда грунтовые условия относятся ко II типу, но достаточно близки к I типу, т. е. при $p_{пр} < p_б$ в пределах слоя толщиной до 4—5 м или при величине просадки от собственного веса грунта от 5 до 15 см;

величины просадки грунтов от их собственного веса;

величины просадочной толщи грунтов;

глубины, с которой происходит просадка грунта от его собственного веса;

величины начального просадочного давления.

4.22. Опытное замачивание грунтов производится в котлованах с размерами сторон, равными величине просадочной толщи, но не менее 15×15 м и глубиной 0,4—1 м, отрываемых за счет снятия растительного и насыпного слоя.

Опытный котлован располагается, как правило, на незастраиваемой территории в пункте с наибольшими (по данным лабораторных исследований) просадочностью грунтов и величиной просадочной толщи.

4.23. Замачивание грунта в опытном котловане производится с поверхности дна котлована. Для ускорения замачивания используются дренирующие скважины.

Дренирующие скважины устраиваются диаметром не менее 15 см с расстоянием между ними от 3 до 5 м в случаях, когда толщина слоя просадочных грунтов более 12—15 м, грунты площадки имеют коэффициент фильтрации менее 0,2—0,3 м/сут, сверху залегают слои и прослойки слабофильтрующих грунтов и т. п.

Глубина дренирующих скважин назначается из расчета полной проходки верхних слабофильтрующих слоев грунта и должна быть не менее 0,4 H и не более 0,8 H. Скважины на всю глубину засыпаются песком или гравием.

4.24. Для наблюдений за просадкой грунтов на дне котлована и за пределами его на расстоянии до (1,5—2) H устанавливаются поверхностные, а в центре котлована — глубинные марки.

Поверхностные марки (рис. 4.6) устанавливаются по двум — четырем поперечникам через 2—4 м одна от другой, а глубинные марки (рис. 4.7) через 2—3 м по глубине в пределах всей величины просадочной толщи.

Горизонтальные перемещения поверхности замеряются по поверхностным маркам по 1—2 поперечникам.

4.25. Замачивание грунтов в опытном котловане производится с постоянным поддерживанием уровня воды в нем до полного промачивания всей толщи просадочных грунтов и условной стабилизации просадки. За условную стабилизацию просадки грунта принимается прирост ее не более 1 см за 10 дней.

В процессе замачивания замеряется количество залитой воды в грунт и через 5—7 дней производится нивелировка поверхностных

и глубинных марок относительно системы временных реперов, расположенных за пределами зоны развития просадок.

4.26. По результатам замачивания грунта в опытном котловане строятся:

графики суточного и общего расхода воды во времени;

графики просадки глубинных и наиболее характерных поверхностных марок во времени;

графики изменения просадки и относительной просадочности отдельных слоев грунта по глубине;

линии равных просадок поверхности грунта в пределах замоченного котлована и за его пределами;

поперечные профили просадки поверхности грунта и т. п.

4.27. Относительная просадочность грунтов определяется путем испытаний их в компрессионных приборах или в полевых условиях статическим зондированием с определением сопротивления грунта погружению конуса зонда при природной влажности и в водонасыщенном состоянии

Определение относительной просадочности грунтов в компрессионных приборах производится в соответствии с «Руководством по лабораторному определению деформационных и прочностных характеристик просадочных грунтов» (М., Стройиздат, 1975).

Относительная просадочность статическим зондированием определяется с учетом «Рекомендаций по определению относительной просадочности лессовых грунтов статическим зондированием», разработанных НИИ оснований и подземных сооружений (М., ПЭМ ЦИНИС Госстроя СССР, 1974).

4.28. Места отбора монолитов для определения относительной просадочности грунтов по каждому шурфу или технической скважине назначаются с учетом их литологического напластования через 1—2 м по глубине, начиная с предполагаемых отметок заложения фундаментов и до нижней границы просадочной толщи.

Для каждого литологического слоя толщиной от 0,4 до 2 м выполняется по одному определению $\delta_{пр}$, а для слоев толщиной более 2 м — не менее двух определений $\delta_{пр}$.

4.29. Методика испытаний грунтов на просадочность назначается в зависимости от типа грунтовых условий по просадочности, конструктивных особенностей зданий и сооружений, возможных типов оснований и фундаментов, числа образцов, объема испытаний и т. п.

При определении относительной просадочности $\delta_{пр}$ при различных давлениях на грунты, а также величины начального просадочного давления испытания на просадочность выполняются по методу двух кривых (см. рис. 2 4, *а*) или по упрощенному методу (см. рис. 2.4, *б*)

При определении относительной просадочности $\delta_{пр}$ только при природном или фактическом давлении испытания на просадочность выполняются по методу одной кривой.

4.30. Начальное просадочное давление $p_{пр}$ в лабораторных условиях определяется путем испытаний грунтов в компрессионных приборах (см. рис. 2.4) и уточняется в полевых условиях испытанием грунта штампами в водонасыщенном состоянии (см. рис. 2,5).

Определение начального просадочного давления $p_{пр}$ в лабораторных условиях выполняется в соответствии с «Руководством по лабораторному определению деформационных и прочностных характеристик просадочных грунтов» (М., Стройиздат, 1975), а в полевых усло-

виях — в соответствии с «Рекомендациями по испытанию просадочных грунтов статическими нагрузками» (М., Стройиздат, 1974).

4.31. Начальное просадочное давление $p_{пр}$ в пределах деформируемой зоны основания от нагрузки, передаваемой фундаментом, определяется через 1 м по глубине, а в пределах зоны просадки грунта от его собственного веса — через 2 м для каждого литологического слоя грунта.

Уточнение величины начального просадочного давления $p_{пр}$ испытанием грунтов штампами для малоэтажных зданий выполняется на предполагаемой отметке заложения фундаментов, а для многоэтажных гражданских и тяжелых промышленных зданий в дополнение к этому на глубине 2—3 м ниже отметки заложения фундаментов

Испытания штампами для определения $p_{пр}$ выполняются не менее чем в двух характерных пунктах с предполагаемой максимальной и минимальной просадочностью грунтов.

4.32. Начальная просадочная влажность $W_{пр}$ в процессе проведения инженерно-геологических изысканий определяется в случаях, когда возможно повышение влажности исследуемых грунтов до неполного водонасыщения [например, при застройке площадок, сложенных маловлажными лессовыми грунтами с природной влажностью 4—8% и применении в качестве основного мероприятия маловодопроницаемого экрана при отсутствии замачивания по причинам, указанным в п 4.7 «а—в» (4.5 «а—в»)].

4.33. Модули деформации просадочных грунтов определяются путем испытания их штампами площадью $F=0{,}5$ м² в шурфах в соответствии с «Рекомендациями по испытанию просадочных грунтов статическими нагрузками» (М., Стройиздат, 1974).

Испытания штампами выполняются, как правило, при:

проведении изысканий на площадках строительства новых предприятий и жилых кварталов;

возможности применения для устранения просадочных свойств грунтов [см. п. 4.83 «а» (4.17 «а»)] комплекса мероприятий [см. п. 89 (4.23)].

Испытания выполняются в наиболее характерных пунктах по плотности, влажности, составу и литологии грунтов на предполагаемой отметке заложения фундаментов и на 2—3 м ниже.

4.34. Степень изменчивости сжимаемости просадочных грунтов α_E представляет собой отношение характеристик сжимаемости грунта при естественной влажности и в водонасыщенном состоянии и по результатам лабораторных испытаний вычисляется по формуле

$$\alpha_E = \frac{E_e}{E_в}, \qquad (4.1)$$

где E_e, $E_в$ — модуль деформации соответственно при естественной влажности и в водонасыщенном состоянии.

4.35. В процессе проведения инженерно-геологических изысканий определяются прочностные характеристики просадочных грунтов и уплотненных грунтов путем испытания их в сдвиговых приборах в соответствии с «Руководством по лабораторному определению деформационных и прочностных характеристик просадочных грунтов» (М., Стройиздат, 1975).

Испытания просадочных грунтов проводятся по следующим трем схемам:

медленного сдвига в условиях завершенной консолидации (с пред-

варительным уплотнением образцов грунта) при природной или заданной влажности;

медленного сдвига в условиях завершенной консолидации при полном водонасыщении грунта;

быстрого сдвига в условиях незавершенной консолидации (без предварительного уплотнения образцов) при полном водонасыщении грунта.

4.36. Испытания по 1-й схеме соответствуют условиям работы грунта при отсутствии просадки и применяются при необходимости определения прочностных характеристик просадочных грунтов при естественной или установившейся влажности.

Результаты определения прочностных характеристик по этой схеме используются для вычисления расчетных давлений на просадочные грунты естественного сложения, расчета устойчивости оснований и т. п. при отсутствии возможности замачивания грунтов.

4.37. Испытания по 2-й схеме соответствуют характеру работы грунтов в основании после проявления просадки в результате замачивания и применяются для получения максимальных значений прочностных характеристик грунтов в водонасыщенном состоянии. Прочностные характеристики, полученные по этой схеме испытаний, используются в основном для вычисления расчетных давлений на просадочные грунты при возможном замачивании их в основании.

4.38. Испытания по 3-й схеме соответствуют условиям работы грунта в процессе просадки и применяются для получения минимальных значений прочностных характеристик грунтов.

Результаты определения прочностных характеристик грунтов по 3-й схеме используются для определения расчетных давлений на просадочные грунты в случаях, когда просадки грунтов не допускаются, при расчетах устойчивости склонов, оснований фундаментов на устойчивость при возможном замачивании грунтов и т. п.

4.39. Прочностные характеристики просадочных грунтов в процессе проведения инженерно-геологических изысканий определяются по одной или нескольким из приведенных схем испытаний для всех литологических слоев толщиной более 1 м, входящих в просадочную толщу. Испытания проводятся на образцах, отобранных по рекомендациям п. 4.17 из середины или наиболее характерного горизонта каждого слоя.

4.40. Прочностные характеристики уплотненных грунтов в процессе проведения инженерно-геологических изысканий определяются на образцах грунтов, уплотненных в лабораторных условиях, для одной-двух разновидностей грунтов, которые могут быть использованы для создания уплотненного слоя в основании фундаментов, возведения обратной засыпки котлованов, засыпок за подпорными стенками и т. п.

Испытания по 1-й схеме проводятся на образцах, уплотненных до объемного веса скелета грунта, равного 1,5; 1,6; 1,7 и 1,8 тс/м^3, при оптимальной влажности, приблизительно равной влажности на границе раскатывания; и по 2-й схеме — в водонасыщенном состоянии.

Методика уплотнения грунтов в лабораторных условиях приведена в «Руководстве по лабораторному определению деформационных и прочностных характеристик просадочных грунтов» (М., Стройиздат, 1975).

4.41. В отчетах или заключениях по инженерно-геологическим изысканиям площадок, сложенных просадочными грунтами, наряду

с общими требованиями должны быть приведены следующие данные:

наличие просадочных блюдец и суффозионно-просадочных воронок, эрозионных размывов, обвалов, оплывин и т. п.;

описание следов деятельности землероев, включая: диаметры ходов, ориентировочное их число на 1 м², глубину их распространения, состав и плотность заполнителя;

изменение толщины слоя просадочных грунтов;

тип грунтовых условий по просадочности;

расчетные величины просадок грунтов от собственного веса по отдельным шурфам и техническим скважинам;

результаты полевых испытаний грунтов на просадочность;

графики изменения относительной просадочности по глубине по всем шурфам и техническим скважинам

4.42. При проведении инженерно-геологических изысканий на больших площадях к отчетам прилагаются карты:

а) изменения толщины слоя просадочных грунтов через 2 м по глубине;

б) изменения расчетной величины просадки грунтов от собственного веса через 10 или 25 см;

в) зон распространения различных типов грунтовых условий (I и II типа) по просадочности.

Пример. Определить тип грунтовых условий по просадочности на исследуемой площадке для двух характерных участков, относящихся соответственно к пониженной и водораздельной частям площадки.

Исходные данные. На пониженной части площадки по шурфам 1 (рис. 4.4а) и 2 (рис. 4 5а) под растительным слоем толщиной 0,5 м залегают: лессовидные коричневые суглинки (слой I) толщиной 3,5 м, лессовидные палевые супеси (слой II) толщиной 2 м, лессовидные темно-коричневые суглинки (слой III) толщиной 4 м и ниже непросадочные лессовидные глины (слой IV).

На водораздельной части площадки по шурфам *3* (рис. 4.4б) и *4* (рис. 4.5б) под растительным слоем толщиной 0,4 м залегают: лессовидные светло-коричневые суглинки (слой I) толщиной 3,6 м, лессовидные палевые супеси (слой II) толщиной 6 м, лессовидные темно-коричневые суглинки (слой III) толщиной 6 м и ниже непросадочные лессовые глины (слой IV).

Нумерация слоев грунта I, II, III, IV и характеристики грунтов этих слоев приведены в табл. 4.1.

При проведении инженерно-геологических изысканий в компрессионных приборах определены через 1 м по глубине, начиная с глубины 2 м и до нижней границы просадочной толщи по шурфам *1*

Таблица 4.1

№ слоя	Шурфы *1* и *2*					Шурфы *3* и *4*				
	γ_s, тс/м³	γ, тс/м³	$\gamma_{ск}$, тс/м³	W	γ при G=0,8, тс/м³	γ_s, тс м³	γ, тс/м³	$\gamma_{ск}$, тс/м³	W	γ при G=0,8 тс/м³
I	2,7	1,79	1,49	0,202	1,85	2,7	1,68	1,46	0,162	1,83
II	2,68	1,63	1,42	0,142	1,8	2,68	1,63	1,44	0,132	1,8
III	2,7	1,71	1,49	0,151	1,85	2,7	1,75	1,52	0,153	1,87
IV	2,72	1,96	1,63	0,204	1,95	2,72	1,97	1,63	0,21	1,95

и *3* — относительная просадочность $\delta_{пр}$ при природном давлении и начальное просадочное давление $p_{пр}$, изменение которых по глубине приведено на рис 4.4; по шурфам *2* и *4* — значения $\delta_{пр}$ при природном давлении, приведенные на рис. 4.5.

Определение типа грунтовых условий

а) Для определения типа грунтовых условий по просадочности на рассматриваемой площадке по начальному просадочному давлению с использованием результатов лабораторных исследований строятся графики изменения природного $p_{бz}$ (при $G \geqslant 0{,}8$) и начального просадочного давления $p_{пр}$ по глубине просадочной толщи (см. рис. 4 4).

Так как по шурфу 1 (см. рис. 4.4, *а*) на глубине до 9 м $p_{пр} > p_{бz}$ и всего лишь на глубине от 9 до 10 м, т. е. в пределах слоя толщиной 1 м, $p_{пр} < p_{бz}$, то, следовательно, в соответствии с п. 4 20, на участке расположения шурфа *1* лессовые грунты относятся к I типу грунтовых условий по просадочности.

По шурфу *3* (см. рис. 4.4, *б*) $p_{пр} < p_{бz}$, начиная с глубины 7 м в пределах слоя толщиной 9 м и в соответствии с п. 4 20 на участке расположения шурфа *3* лессовые грунты относятся к II типу грунтовых условий по просадочности.

б) Для определения типа грунтовых условий по просадочности по величине возможной просадки грунтов от их собственного веса с использованием данных лабораторных исследований строятся графики изменения относительной просадочности $\delta_{пр}$ по глубине просадочной толщи (см. рис. 4 5, *б*) Далее нижняя часть просадочной толщи, в пределах которой $\delta_{пр} \geqslant 0{,}01$, разбивается на отдельные слои толщиной 1—2 м. После этого по формуле (4.5) (12 прил. 3), с учетом п. 4.70, по средним значениям $\delta_{пр.i}$ в пределах каждого слоя определяются возможные просадки грунтов от их собственного веса, которые будут равны:

по шурфу *2*

$$S_{пр} = \sum_{i=1}^{n} \delta_{пр.i}\, h_i\, m = 0{,}011\ (1000 - 900)\ 1 = 1{,}1\ \text{см} < 5\ \text{см};$$

по шурфу *4*

$$S_{пр} = 0{,}011\ (800 - 700)\ 1 + 0{,}013\ (1000 - 800)\ 1 + 0{,}021\ (1200 - 1000)\ 1 + 0{,}024\ (1400 - 1200)\ 1 + 0{,}018\ (1600 - 1400)\ 1 = 1{,}1 + 2{,}6 + 4{,}2 + 4{,}8 + 3{,}6 = 16{,}3\ \text{см} > 5\ \text{см}.$$

Таким образом, в соответствии с п. 4.20, на участке расположения шурфа 2 грунты относятся к I типу грунтовых условий по просадочности, а на участке расположения шурфа *4* — к II типу грунтовых условий по просадочности.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ ДАВЛЕНИЙ НА ПРОСАДОЧНЫЕ ГРУНТЫ

4.43. Расчетные давления на просадочные грунты естественного сложения определяются в зависимости от:

возможности и вида источника замачивания по п 4 7 (4.5);

принятого метода обеспечения прочности и эксплуатационной пригодности зданий и сооружений;

конструкции, ширины и глубины заложения фундаментов;
прочностных характеристик грунтов основания.

4.44 (4.8). Расчетное давление на основание R при отсутствии возможности замачивания просадочных грунтов [допускается лишь увлажнение по причинам, указанным в подпункте «г» п. 4.5 настоящей главы (п. 4.7 «г» Рук.)] определяется по формуле (3.38) (17). В этом случае прочностные характеристики грунтов должны приниматься:

если $W \geqslant W_P$ — по результатам испытания грунтов в состоянии природной влажности W;

если $W < W_P$ — по результатам испытания грунтов при влажности на границе раскатывания W_P.

Примечание. Расчетные давления на просадочные грунты при отсутствии возможности их замачивания определяются по формуле (3.38) (17), при этом значения коэффициентов m_1, m_2 принимаются по табл. 3.22(17) как для глинистых грунтов с консистенцией $I_L \leqslant 0{,}5$, а коэффициент $k_н$ — по п. 3.183(3 52).

4.45(4.7). Расчетное давление на основание R при возможном замачивании просадочных грунтов по причинам, указанным в подпунктах «а, б, в» п. 4.5 настоящей главы (п. 4.7 Рук.), устанавливается с учетом следующих требований:

а) при устранении возможности возникновения просадки оснований от нагрузки фундаментов и надфундаментной части здания или сооружения путем снижения давления на грунт — значение R не должно превышать величины начального просадочного давления $p_{пр}$;

б) при обеспечении прочности зданий и сооружений применением комплекса водозащитных и конструктивных мероприятий, назначаемых по расчету на возможные суммарные величины осадки и просадки основания, — значения R определяются по формуле (3.38) (17) с использованием расчетных значений характеристик φ_{II} и c_{II}, полученных для просадочных грунтов в водонасыщенном состоянии после их просадки;

в) при уплотнении и закреплении просадочных грунтов различными методами — значение R определяется по формуле (3.38) (17) с использованием расчетных значений характеристик φ_{II} и c_{II}, полученных для уплотненных и закрепленных до заданной плотности и прочности грунтов в водонасыщенном состоянии.

Примечание. При определении расчетных давлений на просадочные грунты при возможности их замачивания значения коэффициентов m_1 и m_2 принимаются по табл. 3.22(17) как для глинистых грунтов с консистенцией $I_L > 0{,}5$, а коэффициент $k_н$ — по п. 3.183(3.52).

4.46(4.9). Предварительные размеры фундаментов зданий и сооружений, возводимых на просадочных грунтах, назначаются исходя из величин условных значений расчетных давлений R_0 (табл. 4.2) (табл. 3 прил. 4).

4.47(4.9). Указанными значениями R_0 допускается пользоваться также для назначения окончательных размеров фундаментов при проектировании перечисленных ниже зданий, если в них отсутствует мокрый технологический процесс:

а) производственные, складские, сельскохозяйственные и тому подобные одноэтажные здания с несущими конструкциями, малочувствительными к неравномерным осадкам, с нагрузкой на столбчатые фундаменты до 40 тс и на ленточные до 8 тс/м;

б) жилые и общественные бескаркасные здания высотой не более трех этажей с нагрузкой на ленточные фундаменты до 10 тс/м.

В этом случае величины расчетных давлений на грунт основания определяются по формулам, приведенным в п. 3.206 (2 прил. 4), в которых значение коэффициентов принимается равным: $k_1=0{,}05$ и $k_2=0{,}2$.

4.48. При полном устранении просадочных свойств грунтов уплотнением или закреплением различными методами необходимо обеспечить, чтобы полное давление на кровлю подстилающего неуплотненного или незакрепленного слоя не превышало величины начального просадочного давления $p_{пр}$ этого слоя, т. е. $p_{пр} \geqslant p_{0z}+p_{бz}$.

Таблица 4.2 (3 прил. 4)

Вид грунтов	R_0, кгс/см²			
	Грунты природного сложения с объемным весом скелета $\gamma_{ск}$, тс/м³		Грунты уплотненные с объемным весом скелета $\gamma_{ск}$, тс/м³	
	1,35	1,55	1,6	1,7
Супесь	$\frac{3}{1{,}5}$	$\frac{3{,}5}{1{,}8}$	2	2,5
Суглинок	$\frac{3{,}5}{1{,}8}$	$\frac{4}{2}$	2,5	3
Глина	$\frac{4}{2}$	$\frac{4{,}5}{2{,}2}$	3	3,5

Примечания: 1. В (табл. 4.2) (3 прил. 4) в числителе приведены значения R_0, относящиеся к просадочным грунтам природного сложения со степенью влажности $G \leqslant 0{,}5$ и при невозможности их замачивания; в знаменателе — значения R_0, относящиеся к таким же грунтам со степенью влажности $G \geqslant 0{,}8$, а также к грунтам с меньшей степенью влажности и при возможности их замачивания.

2. Для просадочных грунтов с промежуточными значениями $\gamma_{ск}$ и G значения R_0 определяются интерполяцией.

Расчетное давление $R_п$ на уплотненный или закрепленный грунт по условию устранения просадки подстилающего слоя определяется по формуле

$$R_п = \frac{p_{пр} - p_{бz} + \alpha p_б}{\alpha}, \qquad (4.2)$$

где $p_{бz}$ — природное давление на кровлю этого слоя;

$p_б$ — природное давление на отметке заложения фундамента;

α — коэффициент уменьшения дополнительного давления от фундамента на кровле неуплотненного или незакрепленного слоя, определяемый по табл. 3 27 (табл. 1 прил. 3).

Пример. Определить размеры подошвы фундамента одноэтажного бесподвального производственного здания, возводимого на площадке, сложенной просадочными лессовыми суглинками, относящимися к I типу грунтовых условий по просадочности.

По данным лабораторных исследований, лессовидные суглинки имеют: $\gamma_s = 2{,}7$ тс/м³, $\gamma_{ск} = 1{,}45$ тс/м³ и начальное просадочное давление на глубине 4—5 м $p_{пр} = 1{,}6$ кгс/см². Глубина заложения фундамента исходя из наличия каналов должна быть равна 2 м при глубине промерзания 1,6 м. Нагрузки от колонны по верху фундамента равняются: $N = 125$ тс, $M = 12$ тс·м и $Q = 4$ тс. Фундаменты возводятся на уплотненных тяжелыми трамбовками на глубину 3 м лессовидных суглинках. Уплотненные суглинки в верхней части на глубину 1 м имеют плотность $\gamma_{ск} = 1{,}7$ тс/м³, а прочностные характеристики в водонасыщенном состоянии $c_{II} = 0{,}35$ кгс/см² и $\varphi_{II} = 22°$.

1. Принимая условное расчетное давление R_0 по табл. 4.2 (табл. 3 прил. 4.) равным $R_0 = 3$ кгс/см², определяем предварительные размеры подошвы фундамента исходя из действия вертикальной нагрузки на него:

$$F = \frac{N}{R_0} = \frac{125}{3 \cdot 10} = 4{,}2 \text{ м}^2$$

и принимаем $b = 2$ м; $l = 2{,}4$ м.

2. Определяем по формуле (3.38) (17) расчетное давление на уплотненный грунт основания при следующих значениях входящих в нее величин:

коэффициентов $m_1 = 1{,}1$; $m_2 = 1$ [по табл. 3.22 (17)] и $k_н = 1$ [по п. 3.183 (3.52)];

безразмерных коэффициентов A, B и D при $\varphi = 22°$ [по табл. 3.21 (16)] равными: $A = 0{,}61$; $B = 3{,}44$ и $D = 6{,}04$;

объемных весов грунтов γ_{II} и γ'_{II} при степени их влажности (в случае замачивания грунтов) $G = 0{,}8$;

$$\gamma_{II} = \gamma_{ск.упл}(1 + W_в) = \gamma_{ск.упл}\left[1 + \frac{G(\gamma_s - \gamma_{ск})\gamma_w}{\gamma_s \cdot \gamma_{ск}}\right] =$$

$$= 1{,}65\left[1 + \frac{0{,}8(2{,}7 - 1{,}65)\,1}{2{,}7 \cdot 1{,}65}\right] = 1{,}65 \cdot 1{,}19 = 1{,}96 \text{ тс/м}^3;$$

$$\gamma'_{II} = 1{,}45\left[1 + \frac{0{,}8(2{,}7 - 1{,}45)\,1}{2{,}7 \cdot 1{,}45}\right] = 1{,}45 \cdot 1{,}26 = 1{,}82 \text{ тс/м}^3;$$

$$R = \frac{m_1 m_2}{k_н}\left(Ab\gamma_{II} + Bh\gamma'_{II} + Dc_{II} - \gamma'_{II} h_0\right) =$$

$$= \frac{1{,}1 \cdot 1}{1}(0{,}61 \cdot 2 \cdot 1{,}96 + 3{,}44 \cdot 2 \cdot 1{,}82 + 6{,}04 \cdot 3{,}5 - 1{,}82 \cdot 0) =$$

$$= 1{,}1\,(2{,}38 + 12{,}52 + 21{,}2) = 39{,}8 \text{ тс/м}^2 \cong 4 \text{ кгс/см}^2.$$

3. Определяем по формуле (4.2) расчетное давление на уплотненный грунт по условию устранения просадки подстилающего неуплотненного лёссовидного суглинка естественного сложения при $\alpha = 0{,}207$ (по табл. 1 прил. 3):

$$R_п = \frac{16 - (1{,}82 \cdot 2 + 1{,}92 \cdot 3) + 0{,}207 \cdot 1{,}82 \cdot 2}{0{,}207} =$$

$$= \frac{16 - 9{,}5 + 0{,}7}{0{,}207} = 35 \text{ тс/м}^2 = 3{,}5 \text{ кгс/см}^2.$$

4. Сопоставляя значение $R=4$ кгс/см² и $R_п=3{,}5$ кгс/см² для расчета размеров подошвы фундамента, принимаем минимальное значение $R_п$, полученное по условию устранения просадки грунта в основании, равное $R_п=3{,}5$ кгс/см².

5. Определяем среднее и краевые давления по подошве фундамента. Предварительно вычисляем:

площадь подошвы фундамента — $F=bl=2\cdot2{,}4=4{,}8$ м², собственный вес фундамента — $G=Fh_ф\gamma=4{,}8\cdot2\cdot2{,}2=21{,}2$ тс;

момент от горизонтальной силы — $M_г=Qh_ф=4\cdot2=8$ тс·м,

момент инерции подошвы фундамента —

$$W=\frac{bl^2}{6}=\frac{2\cdot2{,}4^2}{6}=1{,}92\ \text{м}^3.$$

Тогда

$$p=\frac{N+G}{F}\pm\frac{M+M_г}{W}=\frac{125+21{,}2}{4{,}8}\pm\frac{12+8}{1{,}92}=30{,}4\pm11\ \text{тс/м}^2,$$

т. е. $p_{ср}=3{,}04$ кгс/см²;

$p_{макс}=4{,}14$ кгс/см² $<1{,}2\cdot3{,}5=4{,}2$ кгс/см²;

$p_{мин}=1{,}94$ кгс/см².

РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ НА ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТАХ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

4.49 (4.6). Расчет оснований, сложенных просадочными грунтами, производится в соответствии с требованиями раздела 3 настоящей главы (раздел 3 Рук.).

Суммарная величина вертикальных деформаций основания складывается из осадок от нагрузки, передаваемой фундаментами, и просадок от нагрузки фундаментов и собственного веса грунта.

Осадки от нагрузки, передаваемой фундаментами, определяются в соответствии с требованиями, изложенными в разделе 3 настоящей главы (раздел 3 Рук.), как для обычных непросадочных грунтов исходя из деформационных характеристик грунтов природной влажности, а просадки — в соответствии с требованиями пп. 4.10—4.12 настоящей главы (пп. 4.51, 4.54, 4.75 Рук.).

Примечание. При проектировании оснований, сложенных просадочными грунтами, должна учитываться возможность применения мероприятий, предусмотренных пп. 3.83 и 4.16 настоящей главы (пп. 3.333 и 4.80 Рук.).

4.50. При расчете оснований на просадочных грунтах по деформациям наряду с деформациями оснований, возникающими вследствие осадки грунта от нагрузки фундаментов могут рассматриваться следующие виды совместных деформаций, вызванные просадкой грунтов:

а) абсолютная просадка отдельного фундамента $S_{пр\,ф}$;

б) средняя просадка здания $S_{пр\,ср}$;

в) относительная неравномерность просадок $\frac{\Delta S_{пр}}{L}$ двух соседних

фундаментов (перекос), т. е. разность просадок отдельных точек фундамента, отнесенная к расстоянию между ними;

г) крен при просадке фундамента или здания в целом $i_{пр}$, т. е. отношение разности просадок крайних точек фундамента к его ширине или длине;

д) относительный прогиб при просадке $\frac{f_{пр}}{L}$ (отношение стрелы прогиба к длине изгибаемого участка сооружения).

При просадке грунтов от их собственного веса дополнительно к вышеприведенным должны рассматриваться:

относительное горизонтальное перемещение грунта ε в основании;

наклон поверхности грунта в основании $\operatorname{tg}\Theta$;

кривизна поверхности грунта в основании $K_{пр}$.

Примечание. Приведенные величины деформаций оснований на просадочных грунтах допускается определять без учета совместной работы здания с основанием и перераспределения нагрузок по подошве фундаментов при неравномерных просадках грунта.

4.51 (4.10). Просадки грунтов должны определяться расчетом, учитывающим тип грунтовых условий (пп. 4.3 и 4.4 настоящей главы) (пп. 4.6 и 4.18 Рук.), вид возможного замачивания (п. 4.5) (п. 4.7 Рук.) и другие факторы.

На площадках с I типом грунтовых условий по просадочности определяются только просадки от совместного действия нагрузки фундаментов и собственного веса грунта $S_{пр}$ в пределах деформируемой зоны, а на площадках со II типом грунтовых условий — просадки от совместного действия нагрузки фундаментов и собственного веса грунта $S_{пр}$ и просадки только от собственного веса грунта $S_{пр\ гр}$.

При расчете просадок грунта от собственного веса на площадках со II типом грунтовых условий по просадочности должны определяться:

а) максимальная величина просадки грунта $S^{м}_{пр.гр}$, возникающая при полном промачивании всей просадочной толщи вследствие интенсивного замачивания сверху на площади шириной не менее величины просадочной толщи грунта или при подъеме уровня грунтовых вод;

б) возможная величина просадки грунта $S^{в}_{пр.гр}$, возникающая при местном замачивании площади шириной менее величины просадочной толщи.

4.52. Расчет оснований на просадочных грунтах по деформациям производится исходя из условия

$$S + S_{пр} \leqslant S_{п}, \qquad (4.3)$$

где S — величина совместной деформации основания и здания или сооружения, определяемая расчетом по указаниям пп. 3.220—3.263, как для обычных непросадочных грунтов в соответствии с их деформационными характеристиками, полученными при естественной влажности;

$S_{пр}$ — величина деформации основания, вызванная просадкой грунта;

$S_{п}$ — предельно допустимая величина совместной деформации основания и здания или сооружения, устанавливаемая по указаниям пп. 3.265—3.280 (3.63—3.69).

За деформации S и $S_{пр}$, входящие в условие (4.3), может приниматься любой из рассматриваемых видов деформаций, приведенных в пп. 4.50 (3.46).

4.53. Для упрощения расчетов предельно допустимую величину деформации оснований $S_п$ на просадочных грунтах, с учетом возможности одновременного сочетания наиболее неблагоприятных условий по осадке и просадке, допускается принимать равной

$$S_п = S'_п m_{пр}, \qquad (4.4)$$

где $S'_п$ — предельно допустимая величина деформации основания для случаев неравномерной осадки фундаментов на обычных непросадочных грунтах, определяемая для различных зданий по табл. 3.37 (табл. 18);

$m_{пр}$ — коэффициент условий работы, учитывающий вероятность одновременного сочетания наиболее неблагоприятных условий по просадке и осадке и принимаемый равным:

при

$$S_{пр} < 2S \quad m_{пр} = 1;$$

$$S_{пр} \geqslant 2S \quad m_{пр} = 1{,}25.$$

4.54 (4.11). Просадка основания, разность просадок и крены отдельных фундаментов должны рассчитываться с учетом неравномерного увлажнения просадочных грунтов вследствие распространения воды в стороны от источника замачивания при наиболее неблагоприятном расположении его по отношению к рассчитываемым фундаментам.

4.55(4.13). Требования расчета основания по вертикальным деформациям (осадкам и просадкам) считаются удовлетворенными и деформации могут расчетом не проверяться для грунтовых условий I типа по просадочности, если фактическое среднее давление на основание под фундаментами всего здания не превышает:

а) начального просадочного давления $p_{пр}$;

б) условных значений расчетного давления R_0 [по прил. 4 (п. 4.46 Рук.)] для зданий, указанных в п. 4.9 (п. 4.47 Рук.) и возводимых на грунтах с относительной просадочностью $\delta_{пр} < 0{,}03$ при давлении $p = 3$ кгс/см².

4.56. Расчет оснований на просадочных грунтах по деформациям производится в следующей последовательности:

а) в соответствии с требованиями раздела 3 определяется абсолютная величина средней или максимальной осадки фундаментов и ее неравномерность;

б) по аналогии с указанным выше вычисляются возможные величины абсолютных, средних или максимальных просадок фундаментов и соответствующая их неравномерность;

в) определяются суммарные величины деформаций оснований (осадка и просадка);

г) устанавливаются по п. 4.53 предельно допустимые величины деформации оснований для проектируемого здания или сооружения;

д) если суммарные величины деформаций не превышают предельно допустимых для данного здания или сооружения, фундаменты проектируются на естественном основании;

е) если суммарные величины деформаций основания превышают предельно допустимые значения, применяются мероприятия по сни-

жению возможных величин просадок грунта, указанные в п. 4.80 (4.16), либо здания и сооружения рассчитываются на возможные неравномерные величины деформаций основания.

4.57 (13 прил. 3). Просадка грунтов основания от нагрузки, передаваемой фундаментом $S_{пр}$, происходящая в пределах деформируемой зоны $h_{деф}$, определяемой по п. 4.2 настоящей главы (п. 4.2 Рук.), рассчитывается по формуле

$$S_{пр} = \sum_{i=1}^{n} \delta_{пр.i} h_i m, \qquad (4.5)\ (12\ прил.\ 3)$$

где $\delta_{пр.i}$ — относительная просадочность грунта, определяемая при его полном водонасыщении по п. 2.14 настоящей главы (п. 2.42. Рук.), а при неполном водонасыщении — по п. 14 настоящего приложения (п. 4.61 Рук.) для каждого слоя грунта в пределах деформируемой зоны $h_{деф}$ при давлении, равном сумме природного давления и давления от фундамента здания или сооружения в середине рассматриваемого слоя;

h_i — толщина i-го слоя грунта, см;

n — число слоев, на которые разбита деформируемая зона $h_{деф}$;

m — коэффициент условий работы основания, принимаемый для фундаментов шириной от 12 м и более $m=1$; для ленточных фундаментов шириной до 3 м и прямоугольных шириной до 5 м включительно по формуле

$$m = 0{,}5 + 1{,}5 \frac{p - p_{пр}}{p_0}, \qquad (4.6)\ (13\ прил.\ 3)$$

здесь p — среднее давление по подошве фундамента, кгс/см²;

$p_{пр}$ — начальное просадочное давление, кгс/см²;

p_0 — давление, равное 1 кгс/см²;

Примечание. Коэффициент m для ленточных фундаментов шириной более 3 м и прямоугольных более 5 м определяется интерполяцией между значениями m, вычисленными по формуле (4.6) (13 прил. 3) и $m=1$.

При частичном устранении просадочных свойств грунтов уплотнением или закреплением грунтов коэффициент m принимается равным $m=1$.

4.58. Суммирование по формуле (4.5) (12 прил. 3) производится в пределах деформируемой зоны, т. е. начиная от подошвы фундамента и до глубины, на которой суммарные вертикальные напряжения от нагрузки фундамента и собственного веса грунта равняются величине начального просадочного давления (рис. 4.8).

При отсутствии данных по определению величины начального просадочного давления суммирование производится до глубины, на которой относительная просадочность от давления p_i равняется $\delta_{пр.i}=0{,}01$.

4.59. При расчете просадки грунта от нагрузки фундамента просадочная толща разбивается на отдельные слои h_i в соответствии с литологическим разрезом (рис. 4.8) и горизонтами определения $\delta_{пр\,i}$. При этом толщина каждого слоя должна быть не более 2 м, изменение суммарного давления в пределах каждого слоя не должно превышать 1 кгс/см², а число слоев должно быть не менее 2.

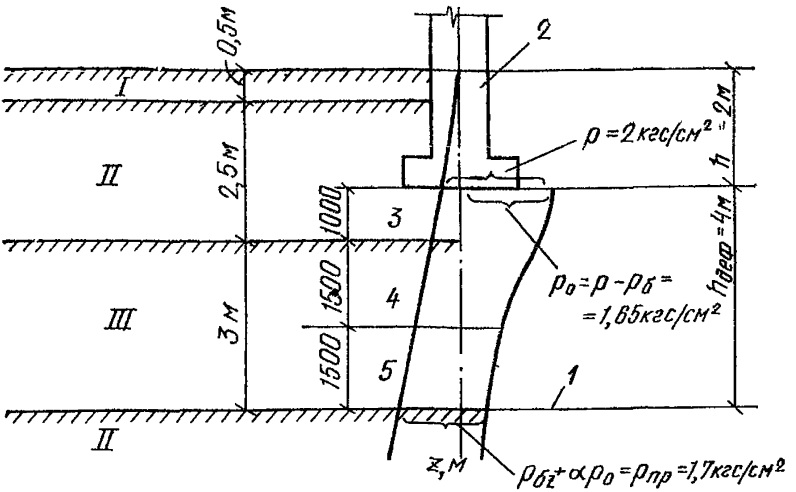


Рис. 4 8. Расчетная схема распределения давлений в основании фундамента для примера расчета просадок

I — растительный слой, *II* — лессовидный суглинок; *III* — лессовидная супесь; *1* — нижняя граница деформируемой зоны, *2* — фундамент; *3*, *4*, *5* — слои, на которые разбита деформируемая зона от нагрузки фундамента

При расчете просадок фундаментов по формуле (4.5) (12 прил. 3) учитываются только те слои грунта, относительная просадочность которых при фактическом давлении $\delta_{пр} \geqslant 0{,}01$. В случае, если относительная просадочность отдельных слоев грунта, входящих в деформируемую зону, $\delta_{пр} < 0{,}01$, они исключаются из расчета.

4.60. Среднее давление p_i в середине i-го слоя определяется как сумма дополнительного давления от нагрузки фундамента и собственного веса грунта. Распределение дополнительного давления от нагрузки фундамента в толще просадочного грунта принимается по теории линейно-деформируемого полупространства в соответствии с рекомендациями пп. 3.226—3.231 (1—5 прил. 3).

4.61 (14 прил. 3). Относительная просадочность грунта при его неполном водонасыщении $\delta'_{пр}$ определяется по формуле

$$\delta'_{пр} = 0{,}01 + (\delta_{пр} - 0{,}01)\,\frac{W_к - W_{пр}}{W_в - W_{пр}}, \quad (4.7)\ (14\ \text{прил. 3})$$

где $W_к$ — **конечная влажность грунта после замачивания;**

$W_{пр}$ — **начальная просадочная влажность грунта;**

$W_в$ — **влажность, соответствующая полному водонасыщению грунта;**

$\delta_{пр}$ — **то же значение, что и в формуле (4.5) (12 прил. 3).**

Примечание. При начальной просадочной влажности $W_{пр}$ меньше природной W в формуле (4.7) (14) вместо $W_{пр}$ принимается W.

4.62. Конечная влажность грунта $W_к$ после его замачивания определяется на основе результатов экспериментальных исследований.

При отсутствии этих материалов конечную влажность просадочного грунта допускается принимать равной:

при медленном повышении влажности $W_к = W_р$ ($W_р$ — влажность на границе раскатывания);

при устройстве маловодопроницаемого экрана из уплотненного лёссового грунта $W_к = 1{,}2W_р$;

в пределах зоны капиллярного водонасыщения значение $W_к$ принимается изменяющимся по линейному закону от $W_к$ до $W_в$.

4.63. В целях упрощения расчетов просадок фундаментов для зданий и сооружений III и IV классов допускается принимать: $W_к$ равной влажности при $G_к = 0{,}65$; $W_{пр}$ — при $G = 0{,}55$ и $W_в$ при $G_в = 0{,}85$ и относительную просадочность $\delta'_{пр}$, а при неполном водонасыщении определять по формуле

$$\delta'_{пр} = (\delta_{пр} - 0{,}01)\,0{,}33 + 0{,}01. \qquad (4.8)$$

4.64 (15 прил. 3). Просадка основания, разность просадок и кренов отдельных фундаментов, находящихся в зоне проявления неравномерных просадок основания вследствие распространения воды в стороны от источника замачивания, должны определяться с учетом ограниченного замачивания нижней зоны основания в пределах глубины Δh (рис. 4.9), равной

$$\Delta h = h + h_{деф} - h_и - \frac{x}{m_\beta \operatorname{tg}\beta}, \qquad (4.9)\ (15\ прил.\ 3)$$

где h — **глубина заложения фундамента от планировочной отметки;**

$h_{деф}$ — **деформируемая зона основания, определяемая в соответствии с требованиями п. 4.2 настоящей главы (п. 4.2 Рук.);**

$h_и$ — **глубина расположения источника замачивания от поверхности планировки;**

x — **расстояние от края источника замачивания до рассматриваемой точки;**

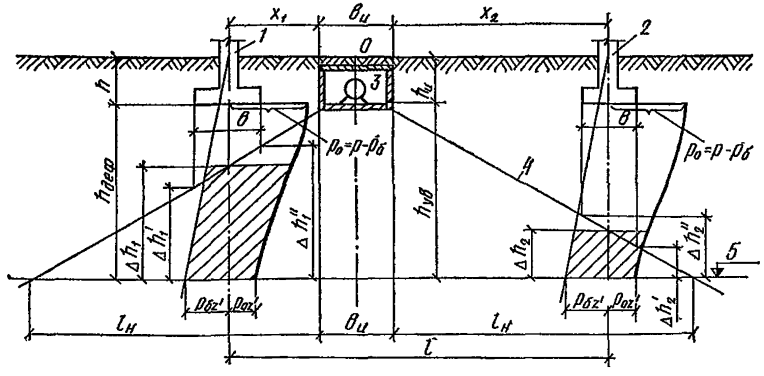


Рис. 4.9. Расчетная схема для определения кренов и разности просадок фундаментов в пределах деформируемой зоны

1 — фундамент Ф-1; *2* — фундамент Ф-2; *3* — источник замачивания; *4* — граница увлажненной зоны грунта; *5* — нижняя граница деформируемой зоны

m^{β} — коэффициент, учитывающий возможное увеличение угла распространения воды в стороны вследствие слоистости грунтов основания;

β — угол распространения воды в стороны от источника замачивания, принимаемый равным для лессовидных супесей и лёссов $\beta=35°$, а для лёссовидных суглинков $\beta=50°$.

Длина участка $l_н$, на котором может проявляться неравномерная просадка грунта, определяется по формуле

$$l_н = (h + h_{деф} - h_и)\, m_\beta \operatorname{tg}\beta, \qquad (4.10)\ (16\ прил.\ 3)$$

где обозначения те же, что в формуле (4.9) (15 прил. 3).

4.65. Коэффициент m_β для однородных толщ лёссовых грунтов принимается $m_\beta=1$, а для неоднородных — определяется в зависимости от характера напластования грунтов и соотношения коэффициентов фильтрации отдельных слоев грунта в пределах замоченной толщи и принимается равным для случаев, показанных на рис. 4.10: *б* — $m_\beta=0{,}7$; *в* — $m_\beta=1{,}4$; *г* — $m_\beta=1{,}7$; *д* — $m_\beta=2$.

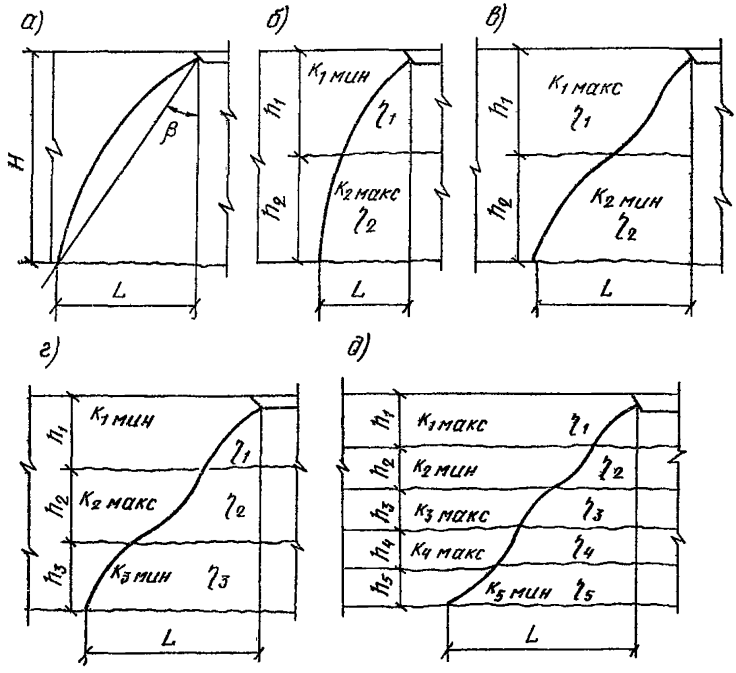


Рис. 4.10. Схемы распространения увлажнения в стороны от источника замачивания в толщах лессовых грунтов при различном их напластовании

а — однородном; *б* и *в* — двухслойном; *г* — трехслойном; *д* — многослойном

4.66. Разность просадок основания под отдельными точками ленточного фундамента $\Delta_л$ на участке длиной $l_н$ определяется по формуле

$$\Delta_л = S_{пр} \frac{x}{l_н}, \qquad (4.11)$$

где x — расстояние от края источника замачивания до рассматриваемой точки, изменяющееся от нуля до $l_н$.

Разность просадок фундаментов в пределах расположения источника замачивания на ширине $b_н$ (рис. 4.9), а также за пределами зоны распространения влажности принимается равной нулю.

4.67. Крен отдельно стоящего фундамента вследствие просадки грунта определяется отношением разности просадки краев фундамента Ф-1 или Ф-2, вычисляемой с учетом неравномерного распространения замачивания в основании фундамента в пределах глубин от $\Delta h_1'$ до $\Delta h_1''$ и от $\Delta h_2'$ до $\Delta h_2''$ (рис. 4 9) к ширине подошвы фундамента b в направлении крена.

4.68. Расчет просадок грунтов от их собственного веса производится с учетом вида источника замачивания.

При местном замачивании грунтов (на площади шириной $B<H$) определяются:

возможная величина просадки грунта $S^{в}_{пр.гр}$ в центре замачиваемой площади, зависящая от ширины замачиваемой площади B;

просадка отдельных точек поверхности грунта $S^{в}_{пр.гр\,x}$ на криволинейных участках ее изменения r.

При интенсивном замачивании грунта (на площади шириной $B \geqslant H$) определяются:

максимальная величина просадки $S^{м}_{пр.гр}$ в средней части замачиваемой площади на участке шириной B;

просадка отдельных точек поверхности грунта $S^{м}_{пр.гр.x}$ на криволинейных участках ее изменения шириной r.

При подъеме уровня грунтовых вод и медленном повышении влажности определяется максимальная величина просадки грунта $S^{м}_{пр\,гр}$.

4.69 (16 прил. 3). Максимальная величина просадки $S^{м}_{пр.гр}$ от собственного веса грунта, проявляющаяся при его интенсивном замачивании сверху на площади шириной не менее величины просадочной толщи или при подъеме уровня грунтовых вод, определяется по формуле (4.5) (12 прил. 3), в которой в этом случае суммирование производится:

а) при отсутствии внешней нагрузки, а также при наличии узких фундаментов, когда деформируемая зона от нагрузки фундамента не сливается с зоной просадки грунта от собственного веса, — только в пределах зоны просадки грунта от собственного веса;

б) при подъеме грунтовых вод или при медленном повышении влажности — только в пределах той части зоны просадки грунта от собственного веса, в которой произошло соответствующее повышение влажности;

в) при широких фундаментах и частичном наложении деформируемой зоны от их нагрузки на деформируемую зону просадки от

собственного веса грунта — в пределах от низа деформируемой зоны (от нагрузки фундаментов) до кровли непросадочного грунта.

Толщина зоны просадки от собственного веса грунта учитывается от глубины, на которой вертикальные напряжения от собственного веса грунта равны начальному просадочному давлению, до нижней границы просадочной толщи.

Относительная просадочность $\delta_{пр}$ определяется для каждого слоя грунта в пределах зоны просадки при давлении, равном природному давлению в середине рассматриваемого слоя.

4.70. При расчете максимальной величины просадки грунта от собственного веса по формуле (4.5) (12 прил. 3):

просадочная толща разбивается на отдельные слои грунта толщиной не более 2 м в соответствии с литологическим разрезом (рис. 4.11),

учитываются только те слои грунта, относительная просадочность которых $\delta_{пр} \geqslant 0{,}01$;

коэффициент условий работы m, отражающий особенности просадки различных лессовых грунтов, рекомендуется принимать по результатам опытных данных для каждого региона как отношение фактически замеренной просадки к расчетной, а при отсутствии опытных данных допускается принимать $m = 1$.

4.71 (17 прил. 3). Возможная величина просадки грунта от собственного веса $S^{в}_{пр.гр}$ на площадках со II типом грунтовых условий по просадочности при местном кратковременном замачивании площади шириной B менее величины просадочной толщи H определяется по формуле

$$S^{в}_{пр.гр} = S^{м}_{пр\ гр} \sqrt{\frac{B}{H}\left(2 - \frac{B}{H}\right)}. \quad (4.12)\ (17\ прил.\ 3)$$

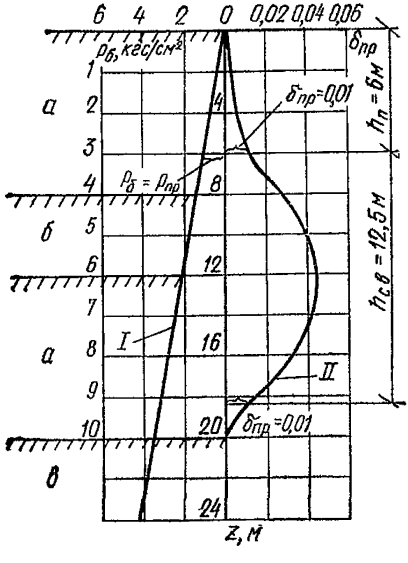


Рис. 4.11. Схемы распределения давлений (*I*) и относительной просадочности (*II*) для расчета просадки грунта от собственного веса

а — лёссовидная супесь; *б* — лёссовидный суглинок; *в* — лёссовидная глина; *1—10* — номера слоев, на которые разбита просадочная толща

4.72 (18 прил. 3). Величина просадки $S^{(м;\,в)}_{пр.гр.x}$ от его собственного веса в различных точках замачиваемой и примыкающей к ней площади определяется по формуле

$$S^{(м;в)}_{пр\ гр x} = 0{,}5 S^{(м;в)}_{пр\ гр}\left(1+\cos\frac{\pi\cdot x}{r}\right), \quad (4.13)\ (18\ прил.\ 3)$$

где $S^{(м;\,в)}_{пр.гр}$ — максимальная или возможная просадка грунта от собственного веса в центре замачиваемой площади, определяемая по п. 16 (4.69 Рук.) или п. 17 (4.71 Рук.), см;

x — расстояние, см, от центра замачиваемой площади или начала горизонтального участка просадки грунта до точки, в которой определяется величина просадки $S^{(м;\,в)}_{пр\ гр.x}$ (в пределах $0 \leqslant x \leqslant r$);

r — расчётная длина, см, криволинейного участка просадки грунта от его собственного веса, определяемая по формуле

$$r = H\,(0{,}5 + m_\beta\ \mathrm{tg}\,\beta), \quad (4.14)\ (19\ прил.\ 3)$$

где обозначения те же, что и в формулах (4.9) (15 прил. 3) и (4.12) (17 прил. 3).

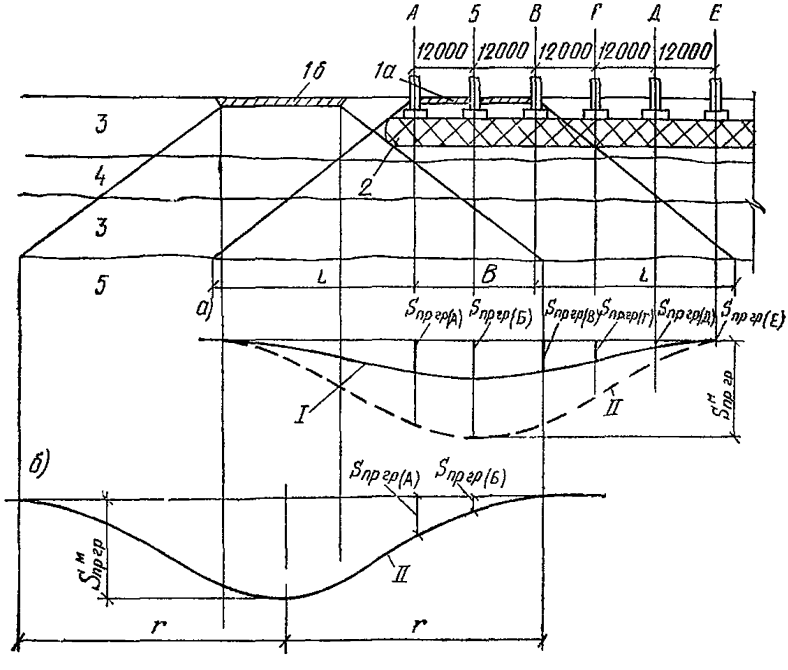


Рис. 4.12. Расчетные схемы для примеров определения просадок фундаментов от собственного веса грунта при замачивании

а — через уплотненный грунт; *б* — за пределами уплотненного грунта; *1а* и *1б* — источники замачивания; *2* — уплотненный грунт (маловодопроницаемый экран); *3* — лёссовидная супесь; *4* — лёссовидный суглинок; *5* — лёссовидная глина; *I* — линия просадки при наличии экрана; *II* — то же, при отсутствии экрана

4.73. При наличии маловодопроницаемых экранов из уплотненных или закрепленных грунтов толщиной не менее 1,5 м максимальные и возможные величины просадок грунтов от их собственного веса определяются с учетом возможной степени повышения влажности просадочных грунтов, залегающих ниже экрана для двух наиболее характерных случаев замачивания (рис. 4.12):

а) непосредственно через маловодопроницаемый экран, например, уплотненный грунт (рис. 4.12, *а*);

б) из источников, расположенных за пределами экрана (рис. 4.12, *б*).

4.74. Разность просадок фундаментов, а также просадка отдельных точек основания под фундаментами от собственного веса грунта определяются с учетом возможного расположения источника замачивания по отношению к фундаментам (рис. 4.12), максимальной $S^{м}_{пр.гр}$ или возможной $S^{в}_{пр.гр}$ величины просадки грунта и т. п.

Крены фундаментов, возникающие при просадке грунтов от их собственного веса, определяются как отношение разности просадок отдельных краев фундаментов, вычисляемых по формуле (4.13) (18 прил. 3), к ширине подошвы фундамента в направлении крена.

4.75(4.12). Величина горизонтальных перемещений основания при просадке от собственного веса грунта (подпункт «в» п. 4.2 настоящей главы) (п. 4.2 «в» Рук.) должна определяться исходя из образования на поверхности грунта просадочной воронки, криволинейная часть которой зависит от геологического строения площадки, физико-механических характеристик грунтов и условий замачивания.

Примечания: 1. Расчет деформаций, указанных в пп. 4.10—4.12 настоящей главы (пп. 4.51, 4.54, 4.75 Рук.), должен производиться в соответствии с требованиями, изложенными в прил. 3.

2. За расчетные значения относительной просадочности $\delta_{пр}$, а также начального просадочного давления $p_{пр}$ принимаются их нормативные значения, полагая в формуле (4.5) (12 прил. 3) коэффициент безопасности по грунту $k_г = 1$.

4.76 (19 прил. 3). Величина горизонтального перемещения $U_{пр}$, см, на поверхности грунта при просадке его от собственного веса, вызванной местным или интенсивным замачиванием (п. 4.5) (п. 4.7 Рук.) определяется по формуле

$$U_{пр} = 0{,}5\varepsilon r_0\left(1 + \cos\frac{2\pi x}{r_0}\right), \quad (4.15)\ (20\ прил.\ 3)$$

где ε — величина относительных горизонтальных перемещений, равная

$$\varepsilon = 0{,}66\left(\frac{S^{(м;в)}_{пр.гр}}{r_0} - 0{,}005\right); \quad (4.16)\ (21\ прил.\ 3)$$

r_0 — расчетная полудлина, см, криволинейного участка просадки (рис. 4.2), принимаемая равной $r_0 = 0{,}5\,r$;

x — расстояние, см, от середины криволинейного участка просадки (рис. 4.2) до точки, в которой определяется горизонтальное перемещение грунта ($0 \leqslant x \leqslant r_0$).

4.77. Глубина зоны развития горизонтальных перемещений в рассматриваемой точке x (рис. 4.13) принимается равной

$$h'_{гор} = \frac{h_{гор}}{r_0}\sqrt{r_0^2 - (r'_0)^2}, \quad (4.17)$$

а ширина зон развития горизонтальных перемещений r_0' на глубине $h_{гор}$

$$r_0' = \frac{r_0}{h_{гор}} \sqrt{h_{гор}^2 - (h_{гор}')^2}, \qquad (4.18)$$

где $h_{гор}$ — максимальная глубина развития горизонтальных перемещений на границе зон горизонтального уплотнения и разуплотнения грунта, принимаемая $h_{гор} = 0{,}5\ H$.

4.78. Изменение горизонтальных перемещений по глубине в пределах зон их развития от $h_{гор}$ до 0 принимается по линейному закону (рис. 4.13).

Величина горизонтального перемещения грунта по глубине определяется по формуле

$$U_{пр}' = U_{пр}\left(1 - \frac{x}{h_{гор}}\right), \qquad (4.19)$$

где $U_{пр}$ — величина горизонтального перемещения грунта на поверхности в рассматриваемой точке x, определяемая по формуле (4.15) (20 прил. 3).

Пример. Определить просадку ленточного фундамента шириной $b = 2$ м и глубиной заложения 2 м при интенсивном замачивании и медленном повышении влажности грунтов. Давление по подошве фундамента жилого дома равняется 2 кгс/см².

Таблица 4.3

№ слоя	Глубина, м	γ_s, тс/м³	$\gamma_{ск}$, тс/м³	γ, тс/м³ при $G = 0{,}8$	W	$p_{пр}$, кгс/см²	$\delta_{пр}$ при p, кгс/см², равном		
							1	2	3
II	2,1	2,68	1,4	1,78	0,14	0,8	0,014	0,038	0,062
III	3,1	2,68	1,42	1,8	0,13	0,85	0,012	0,028	0,042
III	4,1	2,7	1,45	1,82	0,087	1,4	0,008	0,02	0,042
III	5,1	2,68	1,48	1,84	0,16	1,4	0,006	0,012	0,016
II	6,1	2,68	1,5	1,85	0,17	1,7	0,006	0,011	0,014

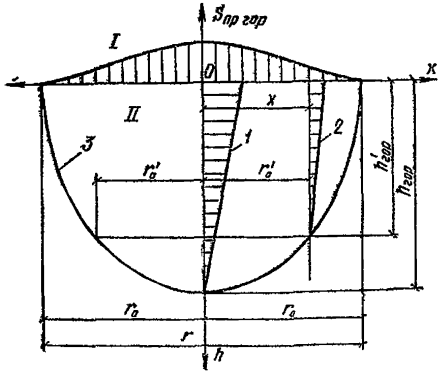


Рис. 4.13. Расчетная схема для определения горизонтальных перемещений в массиве грунта

I — эпюра горизонтальных перемещений поверхности; *II*—эпюры горизонтальных перемещений в массиве грунта; *1* и *2* — эпюры изменения горизонтальных перемещений по глубине; *3* — граница зоны развития горизонтальных перемещений

Исходные данные. Жилой дом проектируется на участке, сложенном лёссовидными суглинками и супесями (рис. 4.8), относящимися к I типу грунтовых условий по просадочности. Основные физико-механические характеристики грунтов приведены в табл. 4.3.

Определение просадки фундаментов при интенсивном замачивании

1. В соответствии с принятой на рис. 4.8 разбивкой основания на слои определяем вертикальные давления в середине каждого слоя. Результаты расчетов заносим в табл. 4.4.

2. По данным табл. 4.3, определяем относительную просадочность грунта в середине каждого слоя при среднем фактическом давлении на грунт p_i и результаты заносим в табл. 4.4.

Таблица 4.4

Глубина от подошвы фундамента, м	$p_{бz}$, кгс/см²	α	αp_0, кгс/см²	$p_{бz}+\alpha p_0$, кгс/см²	p_i, кгс/см²	$\delta_{прi}$
0	0,35	1	1,65	2		
1	0,54	0,818	1,36	1,9	1,93	0,031
2,5	0,81	0,47	0,77	1,58	1,74	0,021
4	1,09	0,306	0,5	1,59	1,58	0,012

3. Определяем глубину деформируемой зоны, которая будет равна 4 м, так как для нижнего слоя лессовидных суглинков $p_{пр}=1{,}7$ кгс/см², а суммарное давление на кровлю этого слоя — 1,59 кгс/см².

4. По формуле (4.6) (13 прил. 3) определяем величины коэффициента m для каждого слоя:

$$m_1 = 0{,}5 + 1{,}5\frac{p - p_{пр}}{p_0} = 0{,}5 + 1{,}5\frac{2-0{,}8}{1} = 2{,}3;$$

$$m_2 = 0{,}5 + 1{,}5\frac{2-1{,}4}{1} = 1{,}4;$$

$$m_3 = 0{,}5 + 1{,}5\frac{2-1{,}4}{1} = 1{,}4.$$

5. Определяем по формуле (4.5) и (12 прил. 3) просадку фундамента:

$$S_{пр} = \sum_{i=1}^{n} \delta_{пр.i}\, h_i\, m = 0{,}031 \cdot 100 \cdot 2{,}3 + 0{,}021 \cdot 150 \cdot 1{,}4 + $$

$$+ 0{,}012 \cdot 150 \cdot 1{,}4 = 7{,}1 + 4{,}4 + 2{,}5 = 14 \text{ см}.$$

Определение просадки фундамента при медленном повышении влажности

1. Определяем относительную просадочность при неполном водонасыщении для каждого слоя по формуле (4.8) из-за отсутствия непосредственных данных по определению $W_{пр}$:

$$\delta'_{пр.1} = \left(\delta_{пр.1} - 0{,}01\right) 0{,}33 + 0{,}01 = (0{,}031 - 0{,}01)\, 0{,}33 + 0{,}01 =$$

$$= 0{,}017;$$

$$\delta'_{пр.2} = (0{,}021 - 0{,}01)\,0{,}33 + 0{,}01 = 0{,}013;$$

$$\delta'_{пр.3} = (0{,}012 - 0{,}01)\,0{,}33 + 0{,}01 = 0{,}0104.$$

2. По формуле (4.5) (12 прил. 3) определяем просадку фундамента:

$$S_{пр} = \sum_{i=1}^{n} \delta'_{пр.i}\, h_i\, m = 0{,}017 \cdot 100 \cdot 2{,}3 + 0{,}014 \cdot 150 \cdot 1{,}7 +$$

$$+ 0{,}0104 \cdot 150 \cdot 1{,}4 = 3{,}9 + 3{,}6 + 2{,}1 = 9{,}6 \text{ см}.$$

Пример. Определить разность просадок и крены двух отдельно стоящих фундаментов, приведенных на рис. 4.9.

Исходные данные: $b=3$ м; $l_ф=4{,}2$ м; $p=3$ кгс/см²; $h=1{,}5$ м; $h_{деф}=5{,}5$ м; $h_п=2$ м; $h_{ув}=5$ м; $\Delta h_1=3{,}6$ м; $\Delta h'_1=3$ м; $\Delta h''_1=4{,}2$ м; $\Delta h_2=1{,}5$ м; $\Delta h'_2=0{,}9$ м; $\Delta h''_2=2{,}1$ м; $l=12$ м; $b_п=2{,}4$ м; $x_1=2{,}8$ м; $x_2=6{,}8$ м.

Фундаменты проектируются на участке, сложенном просадочными лессовидными суглинками и супесями толщиной слоя соответственно 4 и 3 м, физико-механические характеристики которых приведены в табл. 4.5.

Таблица 4.5

Вид грунта	Глубина, м	γ_s, тс/м³	$\gamma_{ск}$, тс/м³ при $G=0{,}8$	γ, тс/м³	W	$p_{пр}$, кгс/см²	$\delta_{пр}$ при p, кгс/см², равном		
							1	2	3
Супесь	2,1	2,68	1,4	1,78	0,15	0,8	0,014	0,04	0,066
	3,1	2,68	1,45	1,82	0,16	0,8	0,012	0,03	0,048
Суглинок	4,1	2,7	1,45	1,82	0,095	1	0,01	0,024	0,038
	5,1	2,7	1,47	1,85	0,1	1	0,01	0,018	0,027
	6,1	2,7	1,48	1,88	0,12	1	0,01	0,016	0,022

1. Разбиваем просадочную толщу грунтов на элементарные слои толщиной 1 м и определяем вертикальные давления. Результаты расчетов заносим в табл. 4.6.

2. По данным табл. 4.5 определяем относительную просадочность грунта в середине каждого слоя и по формуле (4.6) (13 прил. 3) величины коэффициента m для каждого слоя. Результаты расчетов заносим в табл. 4.6.

3. По формуле (4.5) (12 прил. 3) определяем просадки фундаментов с учетом замачивания грунтов в нижней части деформируемой зоны, т. е. в пределах $\Delta h_1=3{,}6$ м и $\Delta h_2=1{,}5$ м:

$$S_{пр.1} = \sum_{i=1}^{n} \delta_{пр.i}\, h_i\, m = 0{,}031 \cdot 60 \cdot 2{,}75 + 0{,}023 \cdot 100 \cdot 2{,}15 +$$

$$+ 0{,}017 \cdot 100 \cdot 1{,}95 + 0{,}014 \cdot 90 \cdot 1{,}70 = 5{,}1 + 4{,}9 +$$

$$+ 3{,}3 + 2{,}1 = 15{,}4 \text{ см};$$

$$S_{пр.2} = 0{,}017 \cdot 60 \cdot 1{,}95 + 0{,}014 \cdot 90 \cdot 1{,}70 = 2 + 2{,}1 = 4{,}1 \text{ см}.$$

Таблица 4.6

Глубина от подошвы фундамента, м	$p_{бz}$, кгс/см²	α	αp_0, кгс/см²	$p_{бz}+\alpha p_0$, кгс/см²	p_i, кгс/см²	$\delta_{пр i}$	m
0	0,27	1	2,73	3	3	0,068	3,7
0,6	0,36	0,96	2,61	2,99	2,79	0,051	3,5
1,6	0,57	0,738	2,02	2,59	2,4	0,031	2,75
2,6	0,76	0,53	1,45	2,21	2,17	0,023	2,15
3,6	0,95	0,325	1,08	2,13	1,96	0,017	1,95
4,6	1,15	0,234	0,64	1,79	1,8	0,014	1,7
5,5	1,30	0,167	0,45	1,8			
6,8	1,54	0,114	0,312				

4. Определяем разность просадки фундаментов Ф-1 и Ф-2:

$$\Delta_ф = S_{пр.1} - S_{пр.2} = 15,4 - 4,1 = 11,3 \text{ см}.$$

5. Определяем крен фундамента Ф-1 исходя из того, что толщина замоченного слоя грунта под одной его гранью равняется $\Delta h_1' = 3,60$ м, а под другой — $\Delta h_1'' = 4,2$ м:

$$S'_{пр.1} = 0,031 \cdot 10 \cdot 2,75 + 0,023 \cdot 100 \cdot 2,15 + 0,017 \cdot 100 \cdot 1,95 + 0,014 \cdot 90 \cdot 1,7 = 0,8 + 5 + 3,3 + 2,1 = 11,2 \text{ см};$$

$$S''_{пр.2} = 0,051 \cdot 30 \cdot 3,5 + 0,031 \cdot 100 \cdot 2,75 + 0,023 \cdot 100 \cdot 2,15 + 0,017 \cdot 100 \cdot 1,95 + 0,014 \cdot 90 \cdot 1,70 = 5,2 + 8,5 + 4,9 + 3,3 + 2,1 = 24 \text{ см};$$

$$i_{ф.1} = \frac{S''_{пр.1} - S''_{пр.2}}{b} = \frac{24 - 11,2}{300} = 0,043.$$

Пример. Определить разность просадок фундаментов здания (рис. 4.12) от собственного веса грунта при наличии маловодопроницаемого экрана.

Исходные данные. Промышленное здание проектируется на участке, сложенном лессовидными суглинками и супесями, обладающими просадочными свойствами и относящимися ко II типу грунтовых условий по просадочности. Значения основных физико-механических характеристик грунтов приведены в табл. 4.7, а относительной просадочности при природном давлении (G=0,8) — через 1 м по глубине — (на рис. 4.11).

Промышленное здание имеет сетку колонн 12×24 м, глубину заложения фундаментов 2 м. В основании его предусматривается устройство экрана из уплотненного грунта толщиной 3 м, в результате чего полностью исключается просадка от нагрузки фундамента и возможна только просадка от собственного веса грунта. Источник замачивания расположен в осях *А—В* и имеет ширину 12 м. Конечная степень влажности при замачивании через маловодопроницаемый экран принимается равной $G_к$=0,65, степень влажности полного

Таблица 4.7

Вид грунтов	Толщина слоя, м	γ_s, тс/м³	$\gamma_{ск}$, тс/м³	γ, тс/м³ при G=0,85	W	$p_{пр}$, кгс/см²	$W_{пр}$	$W_к$	$W_в$	β, град
Супесь	8	2,68	1,42	1,8	0,1	1	0,198	0,216	0,282	35
Суглинок	4	2,7	1,45	1,85	0,132	1,2	0,192	0,207	0,27	55
Супесь	8	2,68	1,47	1,88	0,117	1,1	0,178	0,2	0,262	35
Глина	6	2,7	1,62	—	0,182	—	—	—	—	—

водонасыщения $G=0{,}85$, что соответствует значениям влажности грунтов, приведенных в табл. 4.7.

1. Определяем по формуле (4.7) (14 прил. 3) относительную просадочность $\delta'_{пр}$ при неполном водонасыщении и результаты записываем в табл. 4.8.

Таблица 4.8

Относительная просадочность	Значение коэффициентов относительной просадочности $\delta_{пр}$ и $\delta'_{пр}$ на глубинах, м											
	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
$\delta_{пр}$	0,018	0,027	0,033	0,038	0,041	0,043	0,043	0,041	0,037	0,024	0,016	0,015
$\delta'_{пр}$	0,012	0,013	0,014	0,015	0,016	0,016	0,019	0,018	0,017	0,014	0,012	—

2. По формуле (4.5) (12 прил. 3) определяем максимальную величину просадки грунта по оси $Б$ при $m=1$ (рис. 4.12, *а*):

$$S^{в}_{пр.гр(Б)} = \sum_{i=1}^{n} \delta'_{пр.i} h_i \; m = 0{,}012 \cdot 150 + 0{,}013 \cdot 100 +$$

$$+ 0{,}014 \cdot 100 + 0{,}015 \cdot 100 + 0{,}016 \cdot 100 + 0{,}016 \cdot 100 + 0{,}019 \cdot 100 +$$

$$+ 0{,}018 \cdot 100 + 0{,}017 \cdot 100 + 0{,}014 \cdot 100 + 0{,}012 \cdot 100 =$$

$$= 1{,}8 + 1{,}3 + 1{,}4 + 1{,}5 + 1{,}6 + 1{,}6 + 1{,}9 + 1{,}8 + 1{,}7 + 1{,}4 +$$

$$+ 2{,}4 = 18{,}4 \text{ см}.$$

3. Определяем по формуле (4.14) (19 прил. 3) расчетную длину криволинейного участка просадки грунта r при среднем значении $\operatorname{tg}\beta$, равном:

$$\operatorname{tg}\beta = \frac{0{,}7 \cdot 8 + 1{,}43 \cdot 4 + 0{,}7 \cdot 6{,}5}{8 + 4 + 6{,}5} = 0{,}85;$$

$$r = H\,(0{,}5 + m_\beta \operatorname{tg}\beta) = 18{,}5\,(0{,}5 + 1{,}7 \cdot 0{,}85) = 36 \text{ м}.$$

4. По формуле (4.13) (18 прил. 3) определяем просадки фундаментов по осям *А*, *В*, *Г* и *Д* (рис. 4.12, *а*):

$$S_{\text{пр.гр}(A,B)} = 0{,}5S^{\text{в}}_{\text{пр.гр}(Б)}\left(1+\cos\frac{\pi x}{r}\right)=$$

$$= 0{,}5\cdot 18{,}4\left(1+\cos\frac{180°\cdot 9}{36}\right)= 9{,}2\,(1+\cos 45°) = 15{,}6 \text{ см};$$

$$S_{\text{пр.гр}(Г)} = 0{,}5\cdot 18{,}4\left(1+\cos\frac{180°\cdot 21}{36}\right)= 9{,}2\,(1+\cos 105°) =$$

$$= 9{,}2\cdot 0{,}74 = 6{,}9 \text{ см};$$

$$S_{\text{пр.гр}(Д)} = 0{,}5\cdot 18{,}4\left(1+\cos\frac{180°\cdot 33}{36}\right)= 9{,}2\,(1+\cos 165°) =$$

$$= 9{,}2\cdot 0{,}04 = 0{,}4 \text{ см}.$$

5. Определяем разности просадок между отдельными фундаментами:

$$S^{\text{в}}_{\text{пр.гр}(Б)} - S_{\text{пр.гр}(А,Б)} = 18{,}4 - 15{,}6 = 2{,}8 \text{ см};$$

$$S_{\text{пр.гр}(А,В)} - S_{\text{пр.гр}(Г)} = 15{,}6 - 6{,}9 = 8{,}7 \text{ см};$$

$$S_{\text{пр.гр}(Г)} - S_{\text{пр.гр}(Д)} = 6{,}9 - 0{,}4 = 6{,}5 \text{ см}.$$

ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ОСНОВАНИЙ

4.79(4.15). Основания зданий и сооружений, возводимых на просадочных грунтах в условиях, при которых невозможны местное и интенсивное замачивание грунтов (подпункты «а, б» п. 4.5 настоящей главы) (п. 4.7 «а, б» Рук.), а также подъем уровня грунтовых вод (подпункт «в» п. 4.5 настоящей главы) (п. 4.7 Рук.), например в случаях, когда здания и сооружения не оборудованы водопроводом и канализацией, внешние сети расположены на расстоянии, большем полуторной величины просадочной толщи и т. п., должны проектироваться как на обычных непросадочных грунтах, но с учетом возможности медленного увеличения влажности грунтов, вследствие причин, изложенных в подпункте «г» п. 4.5 настоящей главы (п. 4.7 «г» Рук.).

4.80(4.16). При возможности замачивания просадочных грунтов вследствие причин, указанных в подпунктах «а, б, в» п. 4.5 настоящей главы (п. 4.7 «а—в» Рук.), должны предусматриваться мероприятия, исключающие вредное влияние возможных просадок на эксплуатационную пригодность зданий и сооружений:

а) устранение просадочных свойств грунтов (п. 4.17 настоящей главы) (п. 4.83 Рук.) путем их уплотнения или закрепления;

б) прорезка фундаментами просадочного грунта (п. 4.22 настоящей главы) (п. 4.87 Рук.);

в) комплекс мероприятий (п. 4.23 настоящей главы) (п. 4.89 Рук.), включающий частичное устранение просадочных свойств грунтов, конструктивные и водозащитные мероприятия.

Выбор мероприятий должен производиться с учетом типа грунтовых условий по просадочности (п. 4.3 настоящей главы) (п. 4.6 Рук.), вероятности замачивания основания на всю величину просадочной толщи или ее части, возможной величины просадки, взаимосвязи проектируемых зданий и сооружений с соседними объектами и коммуникациями и т. п.

Примечание. Уплотнение и закрепление просадочных грунтов или их прорезка фундаментами выполняются в пределах всей просадочной толщи или только ее верхней части, если величина возможной по расчету суммарной деформации основания (осадки и просадки) допустима по условиям прочности конструкций и эксплуатации проектируемых зданий и сооружений.

4.81. Основания зданий и сооружений проектируются как на обычных непросадочных грунтах [без применения мероприятий, указанных в п. 4.80(4.16)] в тех случаях, когда возможные суммарные осадки и просадки, а также их неравномерность не превышают допустимых для данного здания или сооружения величин из условий обеспечения их прочности и эксплуатационной пригодности.

4.82. Область применения приведенных в п. 4.80 (4.16) мероприятий определяется инженерно-геологическими условиями площадок строительства и конструктивными особенностями проектируемых зданий и сооружений.

Устранение просадочных свойств грунтов применяется для зданий и сооружений, осадки фундаментов которых на уплотненных или закрепленных грунтах не превышают допустимых для них величин.

Прорезку просадочных грунтов наиболее целесообразно применять в грунтовых условиях, характеризующихся наличием ниже просадочной толщи слоев грунта с повышенной плотностью и несущей способностью.

4.83(4.17). Устранение просадочных свойств грунтов достигается:

а) в пределах деформируемой зоны или ее части — уплотнением тяжелыми трамбовками, устройством грунтовых подушек, вытрамбовыванием котлованов, уплотнением подводными взрывами, химическим или термическим закреплением;

б) в пределах всей просадочной толщи — глубинным уплотнением грунтовыми сваями, предварительным замачиванием нижних слоев просадочных грунтов, в том числе и глубинными взрывами, химическим или термическим закреплением.

Проектирование уплотнения просадочных грунтов производится:

подводными взрывами в соответствии с «Рекомендациями по уплотнению грунтов оснований методом подводного взрыва» (Душанбе, 1972);

глубинными взрывами в соответствии с «Временными рекомендациями по проектированию и выполнению ускоренного глубинного уплотнения просадочных грунтов предварительным замачиванием и энергией взрыва» (Киев, 1970).

4.84. При устранении возможности возникновения просадок грунтов путем снижения давления по подошве фундаментов до величины начального просадочного давления $p_{пр}$ расчет оснований производится в следующей последовательности:

а) в соответствии с величиной начального просадочного давления $p_{пр}$ на отметке заложения фундамента в первом приближении определяются площадь и размеры подошвы фундаментов в плане;

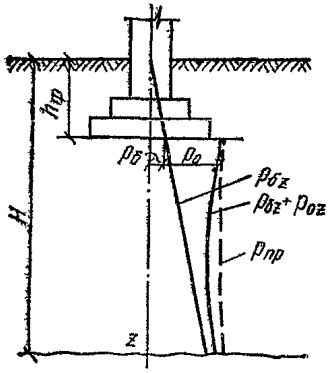


Рис. 4.14. Расчетная схема распределения природного давления $p_{бz}$, дополнительного давления p_{0z} и начального просадочного давления $p_{пр}$ по глубине в основании фундамента

б) для проверки принятых размеров фундамента и давления на просадочный грунт p_0 строятся эпюры распределения по глубине природного давления в грунте $p_{бz}$ и дополнительного давления от нагрузки фундаментов p_{0z} по вертикали, проходящей через центр фундамента (рис. 4.14);

в) на расчетной схеме распределения давления (рис. 4.14) наносится кривая изменения по глубине величины начального просадочного давления $p_{пр}$;

г) суммарная величина природного и дополнительного давления $(p_{бz}+p_{0z})$ в пределах всей просадочной толщи грунта сопоставляется с величиной начального просадочного давления $p_{пр}$;

д) если величина начального просадочного давления $p_{пр}$ по всей глубине больше суммарной величины природного и бытового давления, т. е. $p_{пр} \geqslant p_{бz}+p_{0z}$, принятые размеры фундаментов и давления на грунт принимаются за окончательные;

е) в случае, если $p_{пр} < p_{бz}+p_{0z}$ на какой-либо глубине, в пределах слоя толщиной более 2 м, давление по подошве фундамента должно быть снижено до величины, при которой обеспечивается условие $p_{пр} = p_{бz}+p_{0z}$.

4.85(4.18). Глубина уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками определяется размером и весом трамбовки, режимом трамбования, видом грунтов и т. п., а подводными взрывами — весом зарядов, частотой их расположения, видом грунта, высотой столба воды и т. п.

В случае, если трамбование не может обеспечить уплотнение грунта на необходимую глубину, то следует предусматривать выемку просадочного грунта, устройство грунтовых подушек и их послойное уплотнение.

Объемный вес скелета грунта в пределах уплотненного слоя должен быть не менее величины, при которой просадка грунта исключается, а в грунтовой подушке — не менее 1,65—1,7 тс/м³ в зависимости от вида используемого грунта.

Примечание. В случаях, когда глубина деформируемой зоны превышает величину уплотненного слоя, в том числе грунтовой подушки, перечисленные методы уплотнения грунтов применяются как мероприятия, снижающие возможную величину просадки основания.

4.86. Исходными материалами для разработки проекта основания с устранением просадочных свойств грунтов методами, перечисленными в п. 4.83(4.17), служат:

а) планы и размеры фундаментов зданий и сооружений с указанием нагрузок на них;

б) инженерно-геологические разрезы на застраиваемом участке;

в) основные физико-механические характеристики грунтов, входящих в просадочную толщу;

г) тип грунтовых условий по просадочности;

д) карта изменения толщины слоя просадочных грунтов;

е) химический состав грунта (при применении химического закрепления);

ж) карта изменения расчетной величины просадки грунтов от собственного веса (при уплотнении просадочных грунтов предварительным замачиванием);

з) коэффициенты газопроницаемости грунтов (при закреплении их обжигом).

4.87(4.22). Прорезка просадочных грунтов основания осуществляется одним из следующих способов:

устройством свайных фундаментов из забивных, набивных, буронабивных и тому подобных свай;

применением столбов или лент из грунта, закрепленного химическим, термическим или другими проверенными на практике способами;

заглублением фундаментов.

4.88(4.24). Несущая способность оснований, сложенных просадочными грунтами при фундаментах в виде столбов из закрепленного этого же грунта, должна определяться с учетом сопротивления грунта сдвигу по их боковой поверхности (положительного для I типа или отрицательного для II типа грунтовых условий по просадочности).

Примечание. Проектирование оснований и фундаментов из закрепленных грунтов производится в соответствии с Рекомендациями по методам расчета и устройства фундаментов из закрепленного грунта, разработанными НИИОСП (М, Союзморниипроект, 1970) и Рекомендациями по методам подготовки оснований и устройства фундаментов из силикатизированных лессовых грунтов в условиях II типа просадочности, разработанными Ростовским Промстройниипроектом (Ростов-на-Дону, Промстройниипроект, 1973).

4.89(4.23). Комплекс мероприятий в составе водозащитных и конструктивных, а также уплотнения или закрепления грунтов деформируемой зоны применяется, как правило, на площадках со II типом грунтовых условий по просадочности.

На площадках с I типом грунтовых условий по просадочности водозащитные и конструктивные мероприятия должны предусматриваться только в тех случаях, когда по каким-либо причинам не могут быть устранены просадочные свойства грунтов в пределах деформируемой зоны или применена прорезка ее глубокими фундаментами.

4.90(4.14). Просадки грунта основания вследствие местного и интенсивного замачивания сверху [подпункты «а, б» п. 4.5 настоящей главы (п. 4.7 «а, б» Рук.)] должны использоваться в расчетах конструкций зданий и сооружений с учетом типа грунтовых условий и принятых мероприятий.

На площадках с I типом грунтовых условий по просадочности должно учитываться изменение сжимаемости основания вследствие местного замачивания просадочного грунта, а на площадках со II типом грунтовых условий по просадочности, кроме того, — оседание поверхности основания при просадке грунта от его собственного веса.

4.91. В типовых проектах зданий и сооружений, предназначенных для строительства на просадочных грунтах, должны содержаться области их применения в зависимости от грунтовых условий.

Для просадочных грунтов с I типом грунтовых условий по просадочности область применения типовых проектов задается величинами среднего модуля деформации $E_{ср}$ и степени изменчивости сжимаемости грунта основания α_E, а для просадочных грунтов со II типом грунтовых условий — величинами просадок $S_{пр}$ и длины криволинейного участка просадки грунта r или условным радиусом кривизны поверхности грунта $R_{ус}$ при просадке его от собственного веса.

Средний модуль деформации основания на просадочных грунтах с I типом грунтовых условий принимается равным

$$E_{ср} = 0{,}5\,(E_е + E_в), \qquad (4.20)$$

где $E_е$ и $E_в$ — соответственно нормативные значения модулей деформации просадочных грунтов при естественной влажности и в водонасыщенном состоянии, определяемые по результатам полевых или лабораторных испытаний с соответствующими поправками.

Степень изменчивости сжимаемости основания, сложенного просадочным грунтом I типа при местном замачивании, оценивается коэффициентом:

$$\alpha_E = \frac{S + S_{пр}}{S}, \qquad (4.21)$$

где S — средняя осадка здания на просадочном грунте естественной влажности;

$S_{пр}$ — возможная величина просадки грунта в пределах деформируемой зоны от наиболее нагруженного фундамента.

Условный радиус кривизны поверхности грунта основания при просадке от собственного веса принимается равным

$$R_{ус} = \frac{r^2}{2S_{пр.гр}}(1 + m_п), \qquad (4.22)$$

где $m_п$ — коэффициент, численно равный величине $S_{пр.гр}$, м.

4.92. В проектах оснований наиболее ответственных и чувствительных к неравномерным деформациям зданий и сооружений, а также при применении новых конструкций зданий и новых методов строительства должна быть предусмотрена организация наблюдений за осадками, начиная с момента возведения фундаментов (см. пп. 3.284—3.288).

Необходимость наблюдений, а также объекты и состав наблюдений устанавливаются проектной организацией с включением в сметную стоимость строительства затрат по оборудованию реперов, марок и других устройств и затрат по наблюдению за осадками в процессе строительства.

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ, УПЛОТНЕННЫХ ТЯЖЕЛЫМИ ТРАМБОВКАМИ

4.93. Уплотнение тяжелыми трамбовками осуществляется с поверхности дна котлована путем свободного сбрасывания на уплотняемую площадь трамбовки весом до 7 тс и диаметром до 1,8 м с высоты 4—8 м.

Под действием трамбования в массиве грунта образуется уплотненная зона (рис. 4.15), в пределах которой плотность грунта изменяется от максимальной величины, равной 1,70—1,90 тс/м³ в верхней части, до заданной на нижней границе уплотненной зоны.

За нижнюю границу уплотненной зоны принимается глубина, на которой плотность грунта достигает заданного значения, обычно равного 1,6 тс/м³, при котором полностью устраняются просадочные свойства грунта.

4.94. Уплотнение просадочных грунтов тяжелыми трамбовками применяется с целью:

а) устранения просадочных свойств грунтов в пределах всей или части деформируемой зоны от нагрузки фундаментов;

б) создания в основании зданий или сооружений сплошного маловодопроницаемого экрана, препятствующего интенсивному замачиванию нижележащих просадочных грунтов;

в) повышения плотности, прочностных характеристик и снижения сжимаемости грунтов при последующем их водонасыщении.

На площадках с I типом грунтовых условий уплотнение тяжелыми трамбовками применяется в основном с целью устранения просадочных свойств грунтов только в основании фундаментов, а на площадках со II типом грунтовых условий — также и для создания маловодопроницаемого экрана под всем зданием или сооружением.

4.95. Область применения метода уплотнения просадочных грунтов тяжелыми трамбовками определяется особенностями грунтовых условий по указаниям п. 4.96, технической возможностью метода согласно п. 4.97, влиянием динамических воздействий на близрасположенные существующие здания и сооружения в соответствии п. 4.98.

4.96. В зависимости от особенностей грунтовых условий уплотнение тяжелыми трамбовками применяется при степени влажности грунтов не более $G \leqslant 0{,}7$ и плотности не выше $\gamma_{ск} \leqslant 1{,}60$ тс/м³.

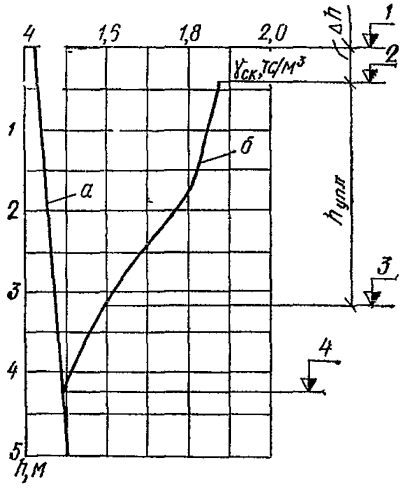


Рис. 4 15. Изменение плотности грунтов по глубине до уплотнения (*а*) и после уплотнения тяжелыми трамбовками (*б*)

1 — отметка поверхности до уплотнения; *2* — то же, после уплотнения; *3* — нижняя граница уплотненной зоны; *4* — граница распространения уплотнения

Наибольшая эффективность уплотнения достигается при оптимальной влажности грунтов W_0, определяемой по результатам опытного уплотнения и приближенно принимаемой равной $W_0 = W_P - (0{,}01 - 0{,}03)$ (W_P — влажность на границе раскатывания).

4.97. Возможная глубина уплотнения тяжелыми трамбовками $h_{упл}$ зависит от природной плотности и влажности грунтов, диаметра, веса трамбовок, режима уплотнения и т. п. и при оптимальной влажности приближенно принимается равной

$$h_{упл} = k_у d, \tag{4.23}$$

где d — диаметр основания трамбовки, м;

$k_у$ — коэффициент пропорциональности, принимаемый равным, по данным экспериментальных исследований, для супесей и суглинков $k_у = 1{,}8$, для глин $k_у = 1{,}5$.

4.98. С учетом влияния динамических воздействий на близрасположенные существующие здания и сооружения уплотнение тяжелыми трамбовками весом до 5 тс применяется при расположении уплотняемой площади на расстоянии не менее:

10 м от зданий и сооружений, находящихся в удовлетворительном состоянии и не имеющих трещин в стенах;

15 м от зданий и сооружений, имеющих трещины в стенах, а также от инженерных коммуникаций, выполненных из чугунных, керамических, асбоцементных и железобетонных труб.

4.99. В проекте основания, уплотненного тяжелыми трамбовками, должны быть указаны:

размеры уплотняемой площади в плане;

требуемая глубина уплотнения;

величина недобора грунта до проектной отметки заложения фундаментов;

диаметр и вес трамбовки;

требуемая плотность грунта на нижней границе уплотняемой зоны;

оптимальная влажность уплотняемого грунта и при необходимости требуемое количество воды для доувлажнения грунта;

расчетное давление на уплотненный грунт.

4.100. Размеры уплотняемой площади в плане определяются в зависимости от назначения уплотнения, размеров и расположения фундаментов, нагрузок на них и других факторов.

При необходимости создания в основании сплошного маловодопроницаемого экрана размеры уплотняемой площади принимаются не менее чем на 1 м больше размеров зданий по наружным граням фундаментов.

При применении уплотнения только с целью устранения просадочных свойств грунтов ширина $b_у$ и длина $l_у$ уплотняемой площади назначаются в соответствии с конфигурацией и размерами фундаментов и принимаются равными:

$$b_у = b + 0{,}5\,(b - d); \tag{4.24}$$

$$l_у = l + 0{,}5\,(b - d), \tag{4.25}$$

где b и l — соответственно ширина и длина фундаментов;

d — диаметр применяемой трамбовки.

Во всех случаях ширина уплотняемой полосы за пределами фундаментов должна быть не менее 0,2 м с каждой стороны и не менее диаметра трамбовки.

4.101. Требуемая глубина уплотнения просадочных грунтов тяжелыми трамбовками в основании фундаментов определяется из условия полного устранения просадочных свойств грунтов в пределах всей деформируемой зоны или только ее верхней части на глубину, при которой суммарные осадки и просадки фундаментов не превышают предельно допустимых величин для зданий и сооружений.

При применении уплотнения с целью создания сплошного маловодопроницаемого экрана глубина уплотнения должна быть не менее 1,5 м.

4.102. Плотность грунта в уплотненном слое назначается исходя из полного устранения просадочных свойств грунтов, обеспечения достаточно низкой сжимаемости и высокой прочности уплотненных грунтов и задается средним значением плотности в уплотненном слое и плотностью на нижней границе уплотненного слоя.

Примечание. Для подавляющего большинства распространенных на территории СССР лессовых грунтов среднее значение объемного веса скелета грунта в уплотненном слое должно быть не менее 1,65—1,70 тс/м^3, а на нижней границе уплотненной зоны — не менее 1,6 тс/м^3.

4.103. Величина недобора грунта до проектной отметки заложения фундаментов, используемая при отрывке котлованов, принимается равной величине понижения трамбуемой поверхности и определяется по формуле

$$\Delta h = 1{,}2 h_{упл}\left(1 - \frac{\gamma_{ск}}{\gamma_{ск.упл}}\right), \qquad (4.26)$$

где $h_{упл}$ — толщина уплотненного слоя, м, принимаемая по пп. 4.97 и 4.101;

$\gamma_{ск.упл}$ — среднее значение объемного веса скелета грунта в пределах уплотненного слоя, тс/м^3.

4.104. Диаметр и вес трамбовок назначаются в зависимости от требуемой глубины уплотнения, формы и размеров уплотняемых площадей и т. п.

При определении веса трамбовок учитывается, что удельное статическое давление понизу должно быть не менее 2 тс/м^2.

4.105. Расчетная величина осадки фундамента на уплотненном тяжелыми трамбовками грунте вычисляется в соответствии с разделом 3 по схеме двухслойного основания, состоящего из уплотненного грунта и залегающего ниже неуплотненного грунта естественной структуры.

Модуль деформации грунтов основания принимается, как правило, по данным результатов полевых испытаний их статической нагрузкой: для уплотненных грунтов — на отметке заложения фундаментов и для подстилающих грунтов естественного сложения — на глубине, соответствующей нижней границе уплотненного слоя.

При отсутствии данных испытаний штампами для предварительных расчетов допускается принимать значения модулей деформации уплотненных грунтов до плотности не менее 1,65 тс/м^3 по табл. 4 9.

4.106. Просадки фундаментов при уплотнении грунтов только в пределах верхней части деформируемой зоны определяются:

а) при применении уплотнения с целью устранения просадочных свойств грунтов — исходя из полного водонасыщения грунтов, залегающих ниже уплотненного слоя, по рекомендациям п. 4 57. (13 прил. 3);

Таблица 4.9

Вид уплотненного грунта	Модуль деформации уплотненного грунта, кгс/см², при	
	природной влажности, близкой к оптимальной	водонасыщенном состоянии
Супеси	200	150
Суглинки	250	200

б) при применении уплотнения с целью создания маловодопроницаемого экрана — с учетом неполного водонасыщения подстилающего грунта [см. п. 4.61 (14 прил. 3)].

Пример. Определить основные параметры уплотненного тяжелыми трамбовками основания фундаментов промышленного здания пролетом 24 м и шагом колонн 6 м.

Исходные данные. Промышленное здание проектируется на участке, сложенном лёссовидными суглинками и супесями, относящемся к I типу грунтовых условий по просадочности. Основные физико-механические характеристики грунтов приведены в табл. 4.5. Модули деформации грунтов равны: уплотненного при полном водонасыщении — $E_в = 200$ кгс/см², природного грунта при естественной влажности — $E_е = 150$ кгс/см².

Фундаменты здания имеют размеры $b = 3$ м, $l = 4{,}2$ м, глубину заложения 2 м и давление по подошве 3 кгс/см².

1. Для заданного размера фундамента вертикальные давления в основании приведены в табл. 4.6.

Из сопоставления средних давлений p_i в основании фундамента с величиной начального просадочного давления $p_{нр} = 1$ кгс/см² устанавливаем, что в пределах всей просадочной толщи $p_i > p_{пр}$, т. е. деформируемая зона в данном случае распространяется до нижней границы просадочной толщи.

Принимаем толщину уплотненного слоя под фундаментами максимально возможной и равной 3 м и рассчитываем уплотненное основание по деформациям.

2. Определяем просадку фундамента за счет неуплотненного просадочного грунта, залегающего на глубине от 5 до 7 м по формуле (4.5) [(12) прил. 3] с использованием данных табл. 4.5 и 4.6:

$$S_{пр} = \sum_{i=1}^{n} \delta_{пр,i} h_i m = 0{,}017 \cdot 110 + 0{,}014 \cdot 90 = 1{,}9 + 1{,}3 = 3{,}2 \text{ см}.$$

3. Определяем осадку фундамента по формуле (3.70) (5 прил. 3) с использованием данных, приведенных в табл. 4.6, при глубине сжимаемой толщи, равной 6,8 м:

$$S = \beta \sum_{i=1}^{n} \frac{p_i h_i}{E} = 0{,}8 \frac{2{,}67 \cdot 60 + 2{,}31 \cdot 100 + 1{,}74 \cdot 100 + 1{,}40 \cdot 40}{200} +$$

$$+ 0{,}8 \frac{1{,}3 \cdot 60 + 0{,}86 \cdot 100 + 0{,}55 \cdot 100 + 0{,}36 \cdot 120}{150} =$$

$$= 0{,}8\left(\frac{620}{200} + \frac{260}{150}\right) = 3{,}9 \text{ см}.$$

4. Определяем суммарную величину осадки и просадки фундамента на уплотненном грунте:

$$S + S_{пр} = 3{,}2 + 3{,}9 = 7{,}1 \text{ см}.$$

Суммарная величина осадки и просадки фундамента оказывается меньше допустимой, равной 12 см, и, таким образом, принятая глубина уплотнения $h_{упл} = 3$ м является вполне достаточной

5 Определяем необходимый диаметр и вес трамбовки по пп. 4.97 и 4 104:

$$d = \frac{h_{упл}}{k_у} = \frac{3}{1{,}8} = 1{,}67 \cong 1{,}7 \text{ м};$$

вес трамбовки $Q = 2F = 2 \cdot 2{,}26 = 4{,}52$ тс

6. Определяем ширину уплотненной зоны для каждой продольной оси промышленного здания из расчета сплошного уплотнения вдоль пролета под каждый ряд фундаментов по формуле (4 25):

$$l_у = l + 0{,}5\,(b - d) = 4{,}2 + 0{,}5\,(3 - 1{,}7) = 4{,}2 + 0{,}65 = 4{,}85 \text{ м}.$$

Принимаем уплотнение в три следа, а ширину уплотняемой площади $1{,}7 \times 3 = 5{,}1$ м

7. Определяем величину недобора грунта при отрывке котлована по формуле (4.26):

$$\Delta h = 1{,}2 h_{упл}\left(1 - \frac{\gamma_{ск}}{\gamma_{ск.упл}}\right) =$$

$$= 3{,}6\left(1 - \frac{1{,}45}{1{,}70}\right) = 3{,}6 \cdot 0{,}15 = 0{,}54 \text{ м}.$$

Принимаем величину недобора грунта $\Delta h = 0{,}55$ м.

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ГРУНТОВЫХ ПОДУШЕК

4.107. Сущность метода устройства грунтовых подушек состоит в замене просадочного грунта в пределах всей или части деформируемой зоны уплотненным местным глинистым грунтом

Грунтовые подушки применяются в целях, указанных в п 4 94, и, как правило, в тех случаях, когда не может быть применено уплотнение тяжелыми трамбовками, а именно при.

а) степени влажности просадочных грунтов в основании фундаментов $G > 0{,}7$,

б) необходимости получения в основании фундаментов уплотненного слоя толщиной более 3—3,5 м,

в) отсутствии механизмов для уплотнения тяжелыми трамбовками,

г) наличии на расстояниях, менее указанных в п. 4 98, существующих зданий и сооружений

4.108. В проекте на устройство грунтовых подушек должны быть указаны:

толщина и размеры грунтовой подушки в плане в пределах отдельных фундаментов или зданий и сооружений в целом,

план планировки котлована для устройства грунтовых подушек;
рекомендуемые виды грунтов для подушек;
значения оптимальной влажности грунтов;
требуемая плотность грунта в подушке;
толщина отсыпаемых слоев;
типы грунтоуплотняющих механизмов и ориентировочное число их проходов для уплотнения грунтов до требуемой плотности;
расчетное давление на уплотненный грунт подушки.

4.109. Необходимая толщина грунтовой подушки определяется, как правило, из условия полного устранения просадочных свойств грунтов в пределах деформируемой зоны.

При значительной толщине грунтовой подушки, получаемой в соответствии с п. 4.101, толщину ее допускается уменьшать и выполнять грунтовые подушки только в пределах верхней части деформируемой зоны.

Возможная толщина грунтовой подушки при частичном устранении просадочных свойств грунтов в пределах деформируемой зоны определяется расчетом по деформациям исходя из того, что суммарные осадки и просадки фундаментов зданий и сооружений не должны превышать предельно допустимых для них величин.

4.110. Для малоэтажных зданий с нагрузкой на ленточный фундамент до 15 тс/м и столбчатый фундамент до 60 тс толщину грунтовой подушки допускается определять по формуле

$$h_{\text{под}} = \frac{p - p_{\text{пр}}}{p_{\text{пр}}} b, \qquad (4.27)$$

где p — принятая средняя величина давления на грунт по подошве фундамента, кгс/см²;

$p_{\text{пр}}$ — величина начального просадочного давления грунта, залегающего ниже грунтовой подушки, кгс/см²;

b — ширина фундамента, см.

Давление по подошве фундамента на грунтовую подушку толщиной не менее 50 см исходя из исключения просадок грунта в пределах деформируемой зоны принимается равным

$$p = p_{\text{пр}}\left(\frac{h_{\text{под}}}{b} + 1\right). \qquad (4.28)$$

4.111. Размеры грунтовых подушек в плане назначаются в зависимости от размеров фундаментов, их конфигурации в плане, принятого давления на грунт, целевого назначения применения грунтовых подушек, удобства производства земляных работ и т. п.

При необходимости создания сплошного маловодопроницаемого экрана грунтовые подушки устраиваются в пределах всего здания или сооружения. Размеры грунтовых подушек в этом случае назначаются исходя из условия отвода аварийных вод за пределы деформируемой зоны грунта в основании фундаментов и должны выступать в стороны от наружной грани фундаментов на ширину не менее 1 м.

4.112. При устройстве подушек только с целью ликвидации просадочных свойств грунтов в наиболее напряженной зоне основания фундамента ширину грунтовой подушки $b_{\text{под}}$ и длину ее $l_{\text{под}}$ понизу допускается определять по формулам:

$$b_{\text{под}} = b\,(1 + 2k_{\text{п}}); \qquad (4.29)$$

$$l_{\text{под}} = l + 2bk_{\text{п}}, \qquad (4.30)$$

где b и l — соответственно ширина и длина фундамента или здания, см;

$k_п$ — коэффициент, учитывающий характер распределения горизонтальных деформаций в основании фундаментов при просадке грунта и принимаемый равным при: $p=1{,}5$—2 кгс/см²; $k_п=0{,}3$; $p=2{,}5$—3 кгс/см²; $k_п=0{,}35$; $p=3{,}5$—4 кгс/см²; $k_п=0{,}4$.

Ширина грунтовой подушки поверху в этих случаях должна быть не менее чем на 0,6 м больше ширины фундамента, а понизу не менее чем на 0,4 м.

4.113. Выбор грунта для устройства грунтовых подушек производится в основном в зависимости от местных грунтовых условий и целевого назначения применения подушек.

При возведении грунтовых подушек с целью создания сплошного маловодопроницаемого экрана необходимо применять лессовидные глины и суглинки, так как в этих случаях достигается наибольшая их водонепроницаемость.

Дренирующие материалы (песок, шлак и т. п.) для устройства грунтовых подушек допускается применять с учетом их технико-экономических показателей только на площадках с I типом грунтовых условий по просадочности.

4.114. Грунтовые подушки должны устраиваться из однородных грунтов оптимальной влажности.

При уплотнении грунта в подушках трамбованием значение оптимальной влажности принимается по п. 4.96, а при уплотнении укаткой — равной влажности на границе раскатывания.

При влажности грунта, применяемого для возведения подушки, ниже оптимальной более чем на 0,03 (в абсолютном значении), должно производиться доувлажнение его до оптимальной влажности.

4.115. При устройстве грунтовых подушек с целью ликвидации просадочных свойств основания плотность грунта (объемный вес скелета) должна быть не менее 1,6 тс/м³, и не менее величины, при которой просадка грунта исключается, а при устройстве подушек с целью создания сплошного водонепроницаемого экрана — не менее 1,7 тс/м³.

Пример. Определить размеры грунтовой подушки под двухэтажное каркасное здание детсада с сеткой колонн 3×6 и 6×6 м, размером в плане 42×48 м. Фундаменты имеют глубину заложения 1 м и нагрузку на них 32 и 46 тс.

Исходные данные. Здание проектируется на участке, сложенном просадочным лёссовидным суглинком толщиной слоя 6 м, относящемся к I типу грунтовых условий по просадочности. Ниже залегают водонасыщенные непросадочные суглинки. Лёссовидные суглинки имеют $\gamma_{ск}=1{,}48$ тс/м³; $W=0{,}16$; $p_{пр}=1$ кгс/см².

1. Определяем собственный вес наиболее нагруженного фундамента, принимая условно размеры его $b=l=1{,}8$ м и $h=1$ м:

$$G = blh\gamma_ф = 1{,}8 \cdot 1{,}8 \cdot 1 \cdot 2{,}2 = 7{,}1 \text{ тс}.$$

2. Определяем среднее давление по подошве наиболее нагруженного фундамента:

$$p = \frac{N+G}{F} = \frac{46+7{,}1}{3{,}24} = 1{,}64 \text{ тс/м}^2.$$

3. Исходя из среднего давления по подошве фундамента по формуле (4.27) определяем необходимую толщину грунтовой подушки:

$$h_{под} = \frac{p - p_{пр}}{p_{пр}} b = \frac{(1{,}64 - 1)\,1{,}8}{1} = 1{,}15 \text{ м}.$$

4. Определяем по формуле (4.29) ширину грунтовой подушки понизу под отдельный фундамент.

$$b_{под} = l_{под} = b\,(1 + 2k_{п}) = 1{,}8\,(1 + 2 \cdot 0{,}3) = 2{,}9 \text{ м},$$

т. е. уширение грунтовой подушки в каждую сторону от наружной грани фундамента составит $\frac{2{,}9 - 1{,}8}{2} = 0{,}55$ м.

Учитывая частое расположение фундаментов, грунтовую подушку следует делать сплошной под все здание. В этом случае размеры ее понизу будут равняться:

$$b_{под} = 42 + 2 \cdot 0{,}55 = 43{,}1 \text{ м};$$

$$l_{под} = 48 + 2 \cdot 0{,}55 = 49{,}1 \text{ м}$$

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ В ВЫТРАМБОВАННЫХ КОТЛОВАНАХ

4.116. Особенность метода возведения столбчатых фундаментов в вытрамбованных котлованах состоит в том, что котлованы под отдельные фундаменты не отрываются, а вытрамбовываются на необходимую глубину падающей с высоты 6—8 м по направляющей штанге трамбовкой весом 1,5—7 т. После этого в вытрамбованный котлован заливается враспор монолитный бетон (без опалубки) или устанавливается сборный фундамент, имеющий форму и размеры котлована.

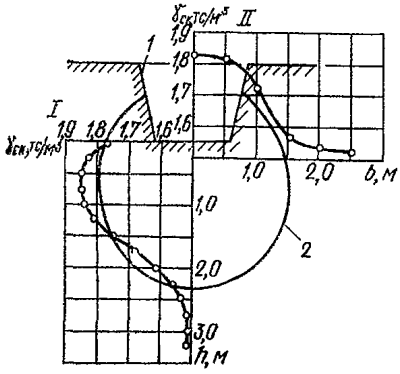


Рис. 4.16. Изменение плотности уплотненных грунтов

I — по вертикали ниже дна вытрамбованного котлована; *II* — по горизонтали в сторону от оси котлована на глубине 0,2 м от его дна; *1* — вытрамбованный котлован; *2* — граница уплотненной зоны под котлованом

Вытрамбовывание котлованов выполняется тяжелыми трамбовками, с помощью которых образуется котлован заданной формы и глубины, с уплотненным грунтом под котлованом и его наклонными стенками.

Изменение плотности уплотненных грунтов по глубине и в стороны от котлована приведено на рис. 4.16.

4.117. Фундаменты в вытрамбованных котлованах применяются на площадках с I типом грунтовых условий по просадочности при:

а) степени влажности грунтов $G \leqslant 0{,}7$ и плотности $\gamma_{ск} \leqslant 1{,}6$ тс/м³;

б) нагрузках на колонну до 200 тс, а для ленточных фундаментов — до 40 тс/м;

в) расположении вытрамбовываемых котлованов от существующих зданий и сооружений на расстояниях, не менее указанных в п. 4.98.

4.118. В проекте фундаментов в вытрамбованных котлованах должны быть указаны:

план планировки котлована под здание или сооружение,

план расположения вытрамбованных котлованов;

размеры и глубина отдельных вытрамбованных котлованов;

размеры и вес трамбовки, высота ее сбрасывания,

влажность грунтов, при которой осуществляется вытрамбовывание котлованов, и при необходимости повышения природной влажности до оптимальной — требуемое количество воды;

ориентировочные размеры уплотненной зоны при заданных размерах трамбовок и режиме трамбования;

ориентировочное число ударов трамбовки, необходимое для вытрамбовывания котлованов на заданную глубину

4.119. Отметки планировки котлованов под здания и сооружения для вытрамбовывания отдельных котлованов под столбчатые фундаменты принимаются исходя из необходимости срезки насыпного и растительного слоя грунта, содержащего органических включений более 5%, и, как правило, принимаются равными отметкам основания полов.

При значительной толщине растительного слоя, а также при наличии уклонов местности планировка котлованов выполняется путем подсыпки местного лёссового грунта с уплотнением его до плотности 1,55—1,60 тс/м³. Толщина подсыпки не должна превышать величины $h_{под}$, принимаемой равной

$$h_{под} = h_к + 1{,}5b_{ср}, \qquad (4.31)$$

где $h_к$ — глубина вытрамбовывания котлована, м;

$b_{ср}$ — ширина или диаметр котлована в его среднем сечении по глубине, м.

Примечание. Повышение плотности грунта подсыпки свыше 1,6 тс/м³ не допускается, так как приводит к резкому снижению эффективности вытрамбовывания котлованов.

4.120. План вытрамбованных котлованов для каркасных зданий разрабатывается в соответствии с планом колонн и действующими нагрузками исходя из того, что под каждую колонну вытрамбовывается отдельный котлован, а под спаренные колонны у осадочных и температурных швов котлован вытрамбовывается в два следа.

Под ленточные фундаменты вытрамбованные котлованы располагаются по осям стен на расстояниях, определяемых исходя из нагрузок на фундамент, плана расположения стен, длины фундаментных балок и т. п

Минимальное расстояние в осях между вытрамбованными котлованами должно быть не менее 2 $b_{ср}$.

4.121. Размеры вытрамбованных котлованов в плане назначаются в соответствии с размерами фундаментов. Глубина вытрамбовывания котлованов принимается исходя из необходимой глубины заложения фундаментов с учетом требований пп. 3.126—3.156 (3.27—3.39), а также связи их с каналами, приямками и коммуникациями

Минимальная глубина вытрамбовывания котлованов должна быть не менее величины, определяемой исходя из необходимости получения в основании максимально возможной толщины уплотненной зоны по формуле (4.26).

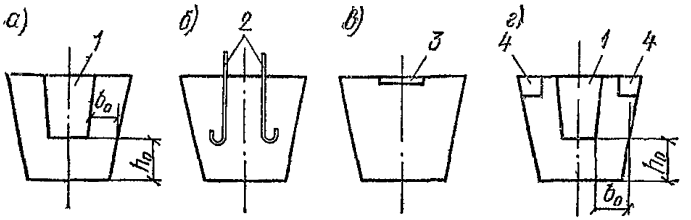


Рис. 4 17. Конструкция фундаментов в вытрамбованных котлованах

а — со стаканом *1* для заделки колонны; *б* — с анкерными болтами *2*; *в* — с опорной плитой *3* для приварки колонны; *г* — с гнездами *4* для опирания фундаментных балок

4.122. Размеры трамбовок назначаются в зависимости от размеров фундаментов и в целях унификации принимаются понизу от 0,3 до 1,6 м с шагом 10 см.

Форма трамбовок в плане принимается квадратной, прямоугольной или круглой с конусностью от 1:15 до 1:3. Вес трамбовок назначается исходя из того, что удельное статическое давление по основанию трамбовки должно быть не менее 0,3 кгс/см^2.

4.123. Толщина уплотненной зоны $h_{упл}$ в основании фундамента в вытрамбованном котловане приближенно принимается равной $h_{упл}=1{,}5\ b_{ср}$, а ширина уплотненной зоны D на глубине (0,15—0,25) $b_{ср}$ — равной 2 $b_{ср}$.

4.124. Столбчатые фундаменты в вытрамбованных котлованах проектируются, как правило, монолитными.

Установка колонн на них осуществляется с помощью стакана (рис. 4.17, *а, г*), анкерных болтов (рис. 4.17, *б*), опорной плиты (рис. 4.17, *в*).

Для опирания фундаментных балок в верхней части фундаментов устраивают соответствующие гнезда (рис. 4 17, *г*).

4.125. Сборные фундаментные башмаки изготовляют по форме трамбовки с размерами в плане на 2 см больше размеров трамбовок. Для обеспечения достаточно плотного контакта по основанию и боковым стенкам сборные фундаментные башмаки устанавливаются в вытрамбованные котлованы путем их вдавливания. При наличии зазоров между фундаментом и стенками котлованов последние заливаются пластичным бетоном или цементным раствором.

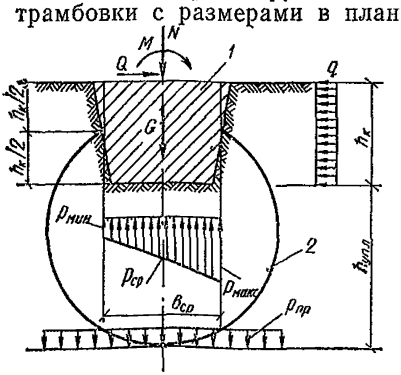


Рис 4.18. Схема к расчету столбчатого фундамента в вытрамбованном котловане

1 — столбчатый фундамент; *2* — граница уплотненной зоны

4.126. Размеры стаканов для заделки колонн в фундаментные башмаки назначаются с учетом возможной рихтовки колонн по высоте и в плане на ±5 см

4.127. (4.19). Расчет оснований фундаментов в вытрамбованных котлованах производится с учетом плотности и прочностных

характеристик уплотненного слоя, толщины его, а также величины начального просадочного давления грунта, залегающего ниже уплотненного слоя.

При расчете столбчатого фундамента в вытрамбованном котловане должно выполняться условие (рис. 4.18):

$$p_{\text{макс}} = \frac{N+G}{F} + \frac{\Sigma M - 0{,}5qb_{\text{ср}}h_{\text{к}}^2}{W} \leqslant R_{1(2)}, \qquad (4.32)$$

где N — сумма всех вертикальных нагрузок, действующих на фундамент, тс;

G — собственный вес фундамента, тс;

F — площадь сечения фундамента на глубине $\frac{h_{\text{к}}}{2}$, м²;

ΣM — сумма моментов от всех сил, действующих на фундамент в рассматриваемой плоскости, тсм,

q — реактивный боковой отпор грунта, тс/м², определяемый по п. 4.128;

$b_{\text{ср}}$ — средняя ширина фундамента в сечении на глубине $\frac{h_{\text{к}}}{2}$, м;

W — момент сопротивления сечения фундамента на глубине $\frac{h_{\text{к}}}{2}$, м³;

$R_{1(2)}$ — расчетное давление на основание, определяемое по п. 4.129.

4.128. Реактивный отпор грунта по уплотненным стенкам вытрамбованных котлованов при применении сборных фундаментов не учитывается ($q=0$), а при монолитных фундаментах и бетонировании их враспор, на основе экспериментальных данных, принимается равным

$$q = a + bp, \qquad (4.33)$$

где a и b — соответственно равны: $a=6$ тс/м², $b=0{,}4$; p — среднее давление в сечении фундамента на глубине $\frac{h_{\text{к}}}{2}$, тс/м².

4.129. За расчетное давление на основание фундамента в вытрамбованном котловане принимается минимальное значение давления, получаемое по:

а) формуле (3.38) (17) с использованием расчетных значений прочностных характеристик φ_{II} и c_{II} уплотненных грунтов в водонасыщенном состоянии, определяемых при проведении опытных работ на образцах, отобранных с глубины 20—30 см от дна котлована, а при отсутствии их — на уплотненных до $\gamma_{\text{ск}}=1{,}7$ тс/м³ в лаборатории образцах;

б) формуле (4.2), дающей расчетное давление, вычисляемое по значению начального просадочного давления грунта природного сложения, подстилающего уплотненную зону.

При внецентренном загружении фундаментов, действии моментов и горизонтальных сил величины краевых давлений определяются с учетом требований пп. 3.210—3.217 (3.60).

4.130. Расчетная величина осадки столбчатого фундамента в вытрамбованном котловане определяется в соответствии с требованиями раздела 3 по схеме двухслойного основания, состоящего из: уплотненного грунта $h_{\text{упл}}=1{,}5\ b_{\text{ср}}$ и неуплотненного просадочного грунта ненарушенной структуры с учетом рекомендаций п. 4.105.

Примечание. При отсутствии данных испытания грунтов штампами осадки столбчатых фундаментов допускается определять как для однородного основания по среднему модулю деформации, полученному по результатам испытания опытных фундаментов в вытрамбованных котлованах.

Пример. Определить размеры столбчатого фундамента в вытрамбованном котловане под наиболее нагруженную колонну промышленного здания.

Исходные данные. Промышленное здание возводится на участке, сложенном лёссовидными суглинками и супесями, относящемся к I типу грунтовых условий по просадочности.

Основные физико-механические характеристики грунтов участка приведены в табл. 4.3. Расчетные значения просадочных характеристик уплотненных грунтов равняются $\varphi_{II}=26°$; $c_{II}=0{,}48$ кгс/см^2.

Нагрузка от колонны на верх фундамента равняется $N=110$ тс, $M=20$ тсм, $Q=8$ тс. Глубина заложения фундаментов должна быть не менее 1,6 м. Отметка низа пола — 0,4 м.

1. Определяем предварительные размеры фундамента исходя из минимально допустимой глубины вытрамбовывания котлованов $h_к=h_ф-0{,}4=1{,}6-0{,}4=1{,}2$ м и расчетного давления $R=5$ кгс/см^2:

$$F=\frac{N}{R}=\frac{110}{50}=2{,}2\ \text{м}^2.$$

Принимаем размеры котлована понизу — 1,4×1,4 м, поверху — 1,6×1,6 м, а на глубине $0{,}5h_к$—1,5×1,5 м.

2. Определяем расчетное давление на уплотненный грунт по формуле (3.38) (17):

$$R_1=\frac{m_1m_2}{k_н}\left(Ab\gamma_{II}+Bh\gamma'_{II}+Dc_{II}-\gamma'_{II}h_0\right)=$$

$$=\frac{1{,}1\ 1}{1}\left(0{,}84\cdot1{,}4\cdot2{,}02+4{,}37\cdot1{,}6\cdot1{,}82+6{,}9\cdot4{,}8-1{,}82\cdot0\right)=$$

$$=1{,}1\left(2{,}38+12{,}8+33{,}1\right)=53\ \text{тс/м}^2.$$

3. Определяем среднее давление на уплотненный грунт по величине начального просадочного давления подстилающего просадочного грунта по формуле (4.2)

$$R_2=\frac{p_{пр}-p_{бг}+\alpha p_б}{\alpha}=\frac{1{,}4-0{,}77+0{,}3\cdot0{,}13}{0{,}13}=5{,}4\ \text{кгс/см}^2.$$

4. Определяем момент сопротивления площади фундамента по среднему сечению на глубине $0{,}5\ h_к=0{,}6$ м:

$$W=\frac{bh^2}{6}=\frac{1{,}5\cdot1{,}5^2}{6}=0{,}56\ \text{м}^3.$$

5. Определяем собственный вес фундамента:

$$G=V\gamma=1{,}5\cdot1{,}5\cdot1{,}6\cdot2{,}5=9\ \text{тс}.$$

6. По формуле (4.32) определяем краевые давления по подошве фундамента при

$$q = 0{,}6 + 5 \cdot 0{,}4 = 2{,}6 \text{ кгс/см}^2 = 26 \text{ тс/м}^2;$$

$$p_{\substack{\text{макс,}\\ \text{мин}}} = \frac{N+G}{F} \pm \frac{\Sigma M - 0{,}5 q b_{\text{ср}} h_{\text{к}}^2}{W} = \frac{110+9}{2{,}2} \pm$$

$$\pm \frac{20 + 8 \cdot 1{,}6 - 0{,}5 \cdot 26 \cdot 1{,}55 \cdot 1{,}2^2}{0{,}56} = 53 \pm \frac{20 + 12{,}8 - 28{,}2}{0{,}56} =$$

$$= 53 \pm 8{,}2 \text{ тс/м}^2;$$

$$p_{\text{макс}} = 61{,}2 \text{ тс/м}^2 < 1{,}2 R_{\text{I}} = 63{,}5 \text{ тс/м}^2;$$

$$p_{\text{мин}} = 44{,}8 \text{ тс/м}^2.$$

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ, УПЛОТНЕННЫХ ГРУНТОВЫМИ СВАЯМИ

4.131. Глубинное уплотнение просадочных грунтов грунтовыми сваями осуществляется путем пробивки скважин с созданием вокруг них уплотненных зон и последующим заполнением скважин грунтом с уплотнением.

При расположении скважин на определенных расстояниях l, при которых уплотненные зоны смыкаются, образуется массив уплотненного грунта толщиной, превышающей на 2,5 d (d — диаметр скважин) глубину проходки скважин (рис. 4.19).

За счет частичного выпора грунта верхняя часть уплотненного массива, называемая буферным слоем, разуплотняется, поэтому перед закладкой фундаментов этот слой снимается или доуплотняется.

Примечание. Скважины, заполненные уплотненным грунтом, условно именуются «грунтовыми сваями».

4.132. Глубинное уплотнение просадочных грунтов грунтовыми сваями выполняется с целью:

устранения просадочных свойств грунтов в пределах просадочной толщи;

создания в основании зданий и сооружений сплошного маловодопроницаемого экрана из уплотненного грунта;

устройства противофильтрационных завес из уплотненного грунта.

4.133. Область применения метода уплотнения просадочных грунтов грунтовыми сваями определяется инженерно-геологическими особенностями участков строительства, влиянием динамических и взрывных воздействий на близрасположенные существующие здания и сооружения, конструктивными особенностями возводимых зданий и сооружений и т. п.

4.134. Уплотнение грунтовыми сваями целесообразно применять при влажности просадочных грунтов, близкой к оптимальной, и степени влажности не более 0,75, отсутствии слоев и прослоек плотных грунтов, песков, маловлажных супесей, линз переувлажненного грунта со степенью влажности $G > 0{,}75$, а также верховодки, при толщине слоя просадочного грунта от 10 до 24 м.

4.135 (4.20). Параметры глубинного уплотнения просадочных грунтов грунтовыми сваями (количество, шаг, размеры свай и т. п.)

должны назначаться из условия достижения требуемой плотности грунтов основания, при которой полностью устраняется просадка грунта от его собственного веса и от нагрузки, передаваемой фундаментами, а размеры уплотняемой площади в плане — исходя из условия обеспечения несущей способности уплотненного массива и подстилающего его грунта при возможной просадке окружающего грунта природной структуры.

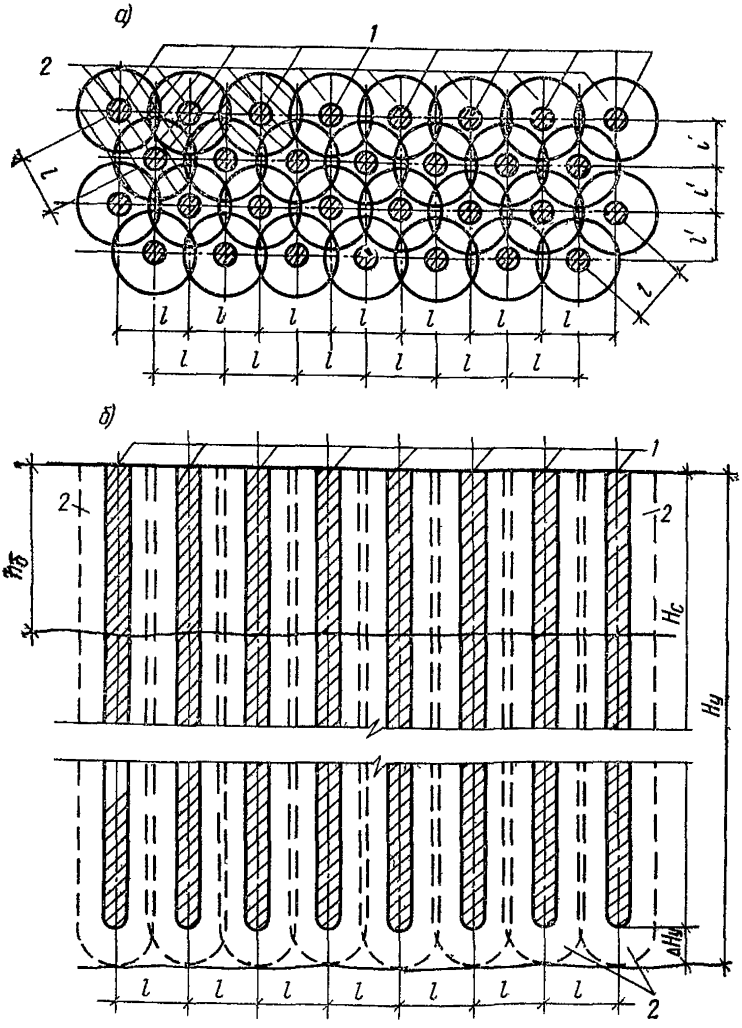


Рис. 4.19. План расположения грунтовых свай (*а*) и поперечный разрез уплотненного массива (*б*)

1 — грунтовые сваи; *2* — уплотненные зоны вокруг грунтовых свай

4.136. В проекте уплотнения просадочных грунтов грунтовыми сваями должны быть указаны:

размеры уплотняемой площади с привязкой их к плану расположения фундаментов;

план расположения и диаметры грунтовых свай;

глубина уплотнения;

требуемая плотность грунта в уплотненном массиве:

способ устройства скважин и уплотнения грунтов;

вид, влажность и количество грунтового материала, необходимого для набивки скважин;

способ доуплотнения или глубина срезки буферного слоя;

расчетное давление на уплотненный грунт.

4.137. Уплотнение грунтовыми сваями выполняется в котлованах размерами, на 3 м большими в каждую сторону размеров уплотняемой площади. Отметка дна котлованов назначается с учетом последующей частичной срезки буферного слоя из того расчета, чтобы оставшаяся толщина его не превышала 1,5 м.

Частичная срезка буферного слоя производится с недобором на 20 см до проектной отметки заложения фундаментов. Доуплотнение буферного слоя осуществляется тяжелыми трамбовками на глубину не менее 1,5 м.

Толщина буферного слоя $h_б$ принимается равной

$$h_б = k_б d, \qquad (4.34)$$

где d — диаметр скважин (грунтовых свай), м, принимаемый равным при пробивке их станками ударно-канатного бурения $d=0{,}5$ м, а при использовании энергии взрыва — $d=0{,}4$ м;

$k_б$ — коэффициент пропорциональности, принимаемый равным по опытным данным: для супесей $k_б=4$, суглинков $k_б=5$ и глин $k_б=6$.

4.138. Площадь уплотняемого основания должна превышать площадь подошвы фундамента за счет полосы, выступающей за его пределы по периметру на величину, равную:

а) при I типе грунтовых условий по просадочности — 0,2 b, но не менее 0,8 м, а для отдельно стоящих сооружений с высоким расположением центра тяжести (дымовые трубы, водонапорные башни и т. п.) не менее 0,3 b (где b — меньшая сторона прямоугольного или диаметр круглого фундамента, м);

б) при II типе грунтовых условий по просадочности — 0,2 величины просадочной толщи грунта, м.

Примечание. Ширина уплотняемой площади на площадках с I типом грунтовых условий по просадочности должна быть не менее 0,2 глубины уплотнения, а со II типом — не менее 0,5 величины просадочной толщи.

4.139. Грунтовые сваи в уплотняемом основании следует размещать в шахматном порядке — по вершинам равностороннего треугольника (рис. 4.19). Независимо от полученного по расчету числа грунтовых свай число рядов их по длине и ширине фундамента должно быть не менее трех. Первый ряд грунтовых свай располагается на расстоянии от границы уплотняемой площади основания, равном 0,5 l (где l — расстояние между центрами грунтовых свай, определяемое по п. 4.140).

Во всех случаях число грунтовых свай непосредственно под фундаментами колонн здания или сооружения должно быть не менее восьми.

4.140. Расстояние между центрами скважин для грунтовых свай l определяется по формуле (4.35) или по табл. 4.10.

$$l = 0{,}95d \sqrt{\frac{\gamma_{ск.упл}}{\gamma_{ск.упл} - \gamma_{ск}}}, \qquad (4.35)$$

где $\gamma_{ск}$ — объемный вес скелета грунта в природном состоянии, тс/м³;

$\gamma_{ск.упл}$ — средний объемный вес скелета грунта уплотненного массива, тс/м³, принимаемый по п. 4.141.

Таблица 4.10

Средний объемный вес скелета грунта уплотненного массива $\gamma_{ск\ упл}$, тс/м³	Расстояние между центрами грунтовых свай l, м, при значениях $\gamma_{ск}$, тс/м³, равных					
	1,22	1,30	1,35	1,40	1,46	1,51
1,65	1,9d	2,1d	2,2d	2,5d	2,8d	3,3d
1,70	1,8d	2,0d	2,1d	2,3d	2,5d	2,9d
1,75	1,7d	1,9d	2,0d	2,1d	2,3d	2,6d

Примечание. Расстояние между грунтовыми сваями определено из условия, что объемный вес скелета уплотненного грунта в теле грунтовой сваи равен 1,75 тс/м³.

4.141. Проект уплотнения просадочных грунтов грунтовыми сваями составляется из расчета достижения средней плотности грунта в уплотненном массиве, соответствующей объемному весу скелета грунта, равному:

а) на площадках с I типом грунтовых условий по просадочности — 1,65 тс/м³;

б) на площадках со II типом грунтовых условий по просадочности — в пределах верхнего слоя на глубину $H_у/2$—1,65 тс/м², а нижнего на глубину $H_у/2$—1,70 тс/м³ (см. рис. 4.19).

При применении грунтовых свай в целях устройства противофильтрационной завесы средний объемный вес скелета грунта должен быть не менее 1,75 тс/м³.

4.142. Уплотнение грунтовыми сваями осуществляется:

а) на площадках с I типом грунтовых условий по просадочности — в пределах всей глубины деформируемой зоны $h_{деф}$, а при $h_{деф} > H$ — в пределах всей величины просадочной толщи H;

б) на площадках со II типом грунтовых условий по просадочности — на всю величину просадочной толщи.

Отметка низа грунтовых свай принимается на 1 м выше проектной глубины уплотнения.

4.143. Скважины заполняются местным глинистым грунтом оптимальной влажности с уплотнением грунта до средней плотности не менее 1,75 тс/м³.

При применении грунтовых свай для устройства противофильтрационных завес засыпка скважин выполняется суглинками или глинами.

4.144. Количество грунтового материала по весу (в тс/м) при оптимальной влажности, необходимое для набивки 1 м длины грунтовой сваи, определяется по формуле

$$q = k_с\, \Omega \gamma_{ск.упл} (1 + W_{упл}), \qquad (4.36)$$

где k_c — коэффициент, зависящий от вида уплотняемого грунта и обусловленный увеличением диаметра грунтовой сваи в процессе трамбования засыпанного грунтового материала, принимаемый равным для супесей $k_c = 1{,}4$, а для суглинков и глин $k_c = 1{,}1$;

Ω — площадь поперечного сечения грунтовой сваи, м², при проектном диаметре, принимаемом в соответствии с п. 4.137;

$\gamma_{ск.упл}$ — объемный вес скелета уплотненного грунта в теле грунтовой сваи, равный 1,75 тс/м³;

$W_{упл}$ — влажность грунта, засыпаемого в скважину.

Пример. Определить основные параметры уплотненного грунтовыми сваями основания 12-этажного жилого дома, возводимого на сплошной железобетонной плите размером в плане 13×46 м.

Исходные данные. Жилой дом проектируется на участке, сложенном (рис. 4.11) лёссовидными суглинками и супесями, относящемся к II типу грунтовых условий по просадочности. Средние значения основных физико-механических характеристик грунтов приведены в табл. 4.7 и на рис. 4.11.

1. Определяем расстояние между центрами скважин для грунтовых свай по формуле (4.35) для верхнего слоя супесей при диаметре скважин $d = 50$ см и $\gamma_{ск.упл} = 1{,}65$ тс/м³:

$$l = 0{,}95d\sqrt{\frac{\gamma_{ск.упл}}{\gamma_{ск.упл} - \gamma_{ск}}} = 0{,}95 \cdot 0{,}5\sqrt{\frac{1{,}65}{1{,}65 - 1{,}42}} =$$
$$= 0{,}95 \cdot 0{,}5 \cdot 2{,}68 = 1{,}27 \text{ м}.$$

2. Определяем расстояние между центрами скважин для грунтовых свай для слоя суглинков при $\gamma_{ск\ упл} = 1{,}70$ тс/м³:

$$l = 0{,}95 \cdot 0{,}5\sqrt{\frac{1{,}70}{1{,}70 - 1{,}45}} = 0{,}9 \cdot 0{,}5 \cdot 2{,}60 = 1{,}24 \text{ м}.$$

3. Принимаем расстояние между центрами скважин для грунтовых свай равным 1,25 м.

Определяем расстояние между рядами грунтовых свай l' (рис. 4.19):

$$l' = l\sqrt{\frac{3}{4}} = 1{,}25 \cdot 0{,}865 = 1{,}08 \text{ м}.$$

4. Определяем по п. 4.138 ширину полосы, выступающей за пределы уплотняемой площади, и размеры уплотняемой площади:

$$b' = 0{,}2H = 0{,}2 \cdot 20 = 4 \text{ м}.$$

Размеры уплотняемой площади будут равны:

$$B = 13 + 2b' = 13 + 8 = 21 \text{ м} > H = 20 \text{ м};$$
$$L = 46 + 2b' = 46 + 8 = 54 \text{ м}.$$

5. Определяем число грунтовых свай в ряду n' и число рядов n'':

$$n' = (54 : 1{,}25) + 1 = 43{,}1 + 1 = 44{,}1 \cong 45 \text{ свай};$$
$$n'' = (21 : 1{,}08) + 1 = 19{,}5 + 1 = 20{,}5 \cong 21 \text{ ряд}.$$

Общее число грунтовых свай будет равно

$$n = 45 \cdot 21 = 945 \text{ шт.}$$

6. Определяем количество грунтового материала для набивки 1 м длины грунтовой сваи по формуле (4.36):

$$q = k_c \Omega \gamma_{ск.упл} (1 + W_{упл}) = 1{,}4 \cdot 1{,}75 \frac{0{,}5^2 \cdot 3{,}14}{4} (1 + 0{,}18) = 0{,}57 \text{ тс/м;}$$

одной грунтовой сваи

$$q' = qH_c = 0{,}57 \cdot 19 = 10{,}8 \text{ тс;}$$

уплотнения основания дома

$$Q = q'n = 10{,}8 \cdot 945 = 10\,200 \text{ тс.}$$

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ, УПЛОТНЕННЫХ ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫМ ЗАМАЧИВАНИЕМ

4.145. Уплотнение просадочных грунтов предварительным замачиванием происходит под действием их собственного веса в результате снижения прочности грунтов при их увлажнении.

В процессе предварительного замачивания уплотняются нижние слои грунтовой толщи, начиная с глубины, на которой давление от собственного веса грунта превышает начальное просадочное давление. Верхние слои грунта вследствие недостаточной нагрузки на них остаются в недоуплотненном состоянии, и, таким образом, предварительное замачивание обеспечивает перевод толщи лёссовых грунтов из II типа в I тип грунтовых условий по просадочности.

4.146 (4.21). Предварительное замачивание грунтов основания должно предусматриваться для уплотнения (устранения просадочных свойств) только нижних слоев грунта в пределах зоны просадки грунта от собственного веса. Размеры уплотняемой площади и методика замачивания назначаются с таким расчетом, чтобы в пределах застраиваемой площади просадка грунта от собственного веса была полностью устранена.

Для устранения просадки грунтов в деформируемой зоне от нагрузки, передаваемой фундаментами, предварительное замачивание в необходимых случаях должно дополняться:

уплотнением верхнего слоя грунта подводными взрывами;

уплотнением грунта тяжелыми трамбовками или устройством грунтовой подушки;

прорезкой верхнего слоя грунта глубокими фундаментами, в том числе свайными.

В целях повышения эффективности уплотнения нижних слоев грунта в необходимых случаях (например, при больших нагрузках на основание) предварительное замачивание должно осуществляться с одновременными глубинными взрывами.

4.147. Замачивание просадочных грунтов осуществляется в котлованах, отрываемых за счет снятия растительного слоя на глубину 0,4—1 м, в пределах застраиваемой площади отдельными картами. Для поддержания требуемого уровня воды карты обваловываются валиками из местного суглинка.

Замачивание продолжается до полного промачивания всей толщи просадочных грунтов и условной стабилизации просадок от собственного веса грунтов, на что требуется обычно около 1—3 месяцев.

Примечание. Для ускорения фильтрации воды в грунт в отдельных случаях на дне котлована отсыпается дренирующий слой из песка толщиной 6—8 см.

4.148. Область применения метода уплотнения просадочных грунтов предварительным замачиванием определяется инженерно-геологическими особенностями участков строительства, расположением их по отношению к существующим зданиям и сооружениям, конструктивными особенностями проектируемых зданий и сооружений, возможной величиной просадки грунта от собственного веса, наличием воды для замачивания, сроком подготовки оснований и т. п.

4.149. Уплотнение предварительным замачиванием целесообразно применять при залегании сверху супесей и легких суглинков, отсутствии водоупорных прослоек в пределах уплотняемой толщи, наличии в нижней части ее дренирующих слоев, обеспечивающих быстрый отток свободной воды.

В зависимости от конструкции проектируемых зданий и сооружений уплотнение просадочных грунтов предварительным замачиванием рекомендуется применять для сравнительно нетяжелых зданий, когда имеется возможность доуплотнить грунт в пределах большей части деформируемой зоны от нагрузки фундаментов методами, указанными в п. 4.146 (4.21).

4.150. Уплотнение просадочных грунтов предварительным замачиванием применяется, как правило, на вновь застраиваемых площадках при отсутствии близрасположенных существующих зданий и сооружений.

В целях исключения влияния предварительного замачивания на существующие здания и сооружения, возведенные без полного устранения просадочных свойств грунтов или полной их прорезки, расстояния от замачиваемой площади до существующих сооружений должны быть не менее:

при наличии водоупора — трехкратной толщины слоя просадочных грунтов;

при отсутствии водоупора — полуторной толщины слоя просадочных грунтов.

Примечания: 1. Если существующие здания или сооружения возведены с полным устранением просадочных свойств грунтов или полной их прорезкой, указанные выше расстояния допускается принимать в 2 раза меньшими.

2. При расположении существующих зданий и сооружений от вновь возводимых на расстояниях, меньших вышеуказанных, уплотнение предварительным замачиванием выполняется после устройства противофильтрационной завесы на соответствующих участках.

4.151. Уплотнение просадочных грунтов предварительным замачиванием рекомендуется применять, как правило, при просадках грунтов от собственного веса более 30 см.

Примечание. При соответствующих обоснованиях предварительное замачивание может быть применено и при просадках грунтов от собственного веса от 15 до 30 см.

4.152. В проекте уплотнения просадочных грунтов предварительным замачиванием должны быть указаны:

размеры уплотняемой площади, план планировки котлованов и отдельных карт для замачивания;

методика замачивания грунта;

глубина и необходимое количество воды для замачивания грунта;

схема прокладки водоводов для замачивания с указанием пунктов подачи воды на каждую карту;

ожидаемые величины просадок грунта по отдельным картам или по котловану в целом;

план расположения и конструкция поверхностных и глубинных марок;

рекомендации по замачиванию грунта, включающие: ориентировочное время замачивания, величину условной стабилизации просадки грунта и т. п.;

методы доуплотнения верхнего слоя грунта в пределах деформируемой зоны от нагрузки фундаментов.

4.153. Уплотнение просадочных грунтов предварительным замачиванием производится в котлованах глубиной 0,4—1 м, отрываемых за счет снятия растительного слоя (рис. 4.20). При толщине растительного слоя менее 0,4 м котлован обваловывается местным грунтом с уплотнением. Высота обвалования назначается из условия, чтобы поверхность воды в котловане была на уровне не менее 0,3—0,4 м от дна котлована, а ширина — из расчета, чтобы границы распространения воды в стороны от соседних карт сливались на глубине выше глубины $h_п$ (рис. 4.21), с которой происходят просадки грунтов от собственного веса.

Для удобства производства работ большие котлованы разбиваются с помощью перемычек на отдельные карты длиной 50—100 м и шириной 40—50 м (рис. 4.20).

4.154. В целях обеспечения достаточно равномерного уплотнения грунта в пределах участка, занимаемого зданием, размеры котлованов принимаются равными:

$$b_к = b_{зд} + 0{,}6H; \tag{4.37}$$

$$l_к = l_{зд} + H, \tag{4.38}$$

где $b_к$ и $l_к$ — соответственно ширина и длина котлована, м;

$b_{зд}$ и $l_{зд}$ — соответственно ширина и длина здания по наружным граням фундамента, м;

H — величина просадочной толщи, м.

Ширина замачиваемой площади должна быть не менее H.

4.155. На вновь осваиваемых территориях, где возможны подъем уровня грунтовых вод или промачивание всей толщи просадочных грунтов за пределами зданий (например, за счет орошения), предварительное замачивание грунтов производится не только под зданиями, но и под дорогами, коммуникациями, арыками у зданий и т. д.

4.156. Планировка отдельных карт и котлованов производится в зависимости от рельефа местности под одну отметку или отдельными террасами.

Для получения более равномерной просадки дно котлованов в пределах 10—15 м от края планируется с уклоном 0,02—0,03 к наружным сторонам котлована по всему периметру в случае квадратного котлована и к двум меньшим сторонам — в случае прямоугольного котлована (рис. 4.20, *а*).

При одновременном замачивании нескольких карт уклоны делаются только по наружным сторонам карт (рис. 4.20, *б*).

4.157. При залегании с поверхности дна котлованов тяжелых суглинков или глин для сокращения сроков замачивания делаются

дренирующие скважины диаметром не менее 15 см, засыпанные песком, гравием, мелким химически стойким шлаком и т. п.

Скважины выполняются на всю глубину малофильтрующего слоя, но не менее 0,5 H и не более 0,7 H.

Расстояние между скважинами в пределах замачиваемого участка принимается равным 2--10 м. В целях достижения более равномерного уплотнения грунта по всему котловану в торцах его скважины располагаются чаще, а в центре реже (рис. 4.22).

Примечание. Дренирующие скважины обычно устраиваются при толщине малофильтрующего слоя более 3 м и залегания его на глубине не более 10 м, а также при замачивании грунтов под отдельные здания на сравнительно небольших площадях.

4.158. Замачивание осуществляется до полного промачивания всей толщи просадочных грунтов и достижения условной стабилизации просадки.

Время, необходимое для промачивания всей толщи просадочных грунтов H, допускается определять по формуле

$$T = m_3 \frac{H}{k_{\text{мин}}}, \qquad (4.39)$$

где $k_{\text{мин}}$ — минимальная величина коэффициента фильтрации слоев грунта, входящих в просадочную толщу, м/сут;

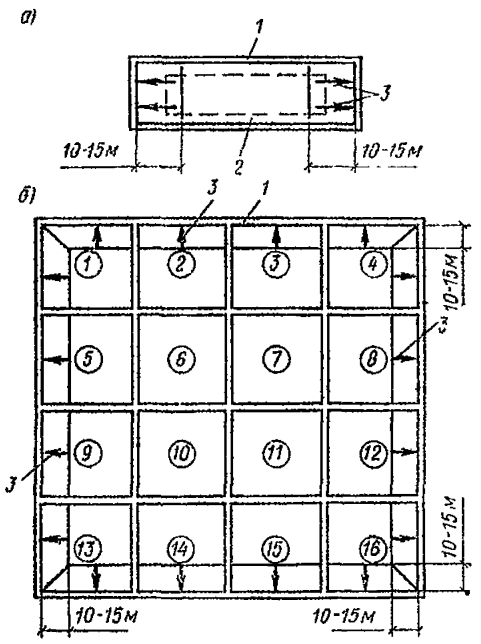


Рис. 4.20. Схема планировки котлованов и карт для замачивания

а — под небольшое здание; *б* — при замачивании на всей застраиваемой площади; *1* — обвалование и контур котлованов и карт; *2* — контур проектируемого здания; *3* — направление уклонов в котлованах и картах, *1—16* (в кружках) — номера карт

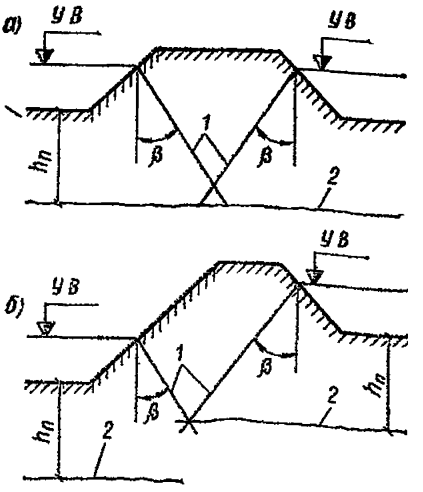


Рис. 4.21. Поперечные сечения обвалования котлованов

а — на практически горизонтальных участках; *б* — на наклонных участках; *1* — граница распространения воды в стороны от зеркала воды; *2* — глубина, ниже которой происходит просадка грунта от собственного веса

$m_з$ — коэффициент, принимаемый равным при замачивании с поверхности дна котлована и наличии дренирующего слоя из песка $m_з=1$; то же, при отсутствии дренирующего слоя — $m_з=1{,}2$; при замачивании через скважины — $m_з=0{,}8$.

За условную стабилизацию просадки грунта принимается просадка его менее 1 см в неделю, наблюдаемая в течение последних двух недель.

4.159. Необходимое количество воды для замачивания грунта определяется из условия промачивания всей толщи просадочных грунтов. При этом предполагается (рис. 4.23), что:

а) повышение влажности грунта в результате замачивания в пределах столба грунта по всей площади котлована происходит до степени влажности $G=0{,}8$;

б) распространение влаги в стороны от котлована при замачивании с поверхности происходит в лёссовидных супесях под углом $\beta=35°$ к вертикали, в лёссовидных суглинках и глинах под углом $\beta=50°$ и в этих зонах степень влажности грунта после замачивания изменяется от $G=0{,}8$ до естественной.

Количество воды, м³, определяется по формуле

$$Q=\frac{(0{,}8W_в-W)\,\gamma_{ск}}{\gamma_W}\left(V_1+\frac{V_2}{2}\right)$$

или

$$Q=\frac{0{,}8\dfrac{(\gamma_s-\gamma_{ск})\,\gamma_W}{\gamma_s}-(\gamma-\gamma_{ск})}{\gamma_W}\left(V_1+\frac{V_2}{2}\right), \qquad (4.40)$$

где γ_s — средневзвешенное значение удельного веса грунта, тс/м³;

$\gamma_{ск}$ — средневзвешенное значение объемного веса скелета грунта до замачивания и просадки, тс/м³;

γ — средневзвешенное значение объемного веса грунта при естественной влажности, тс/м³;

γ_W — удельный вес воды, принимаемый равным 1 тс/м³;

V_1 — объем грунта в пределах замачиваемого котлована, м³, равный площади котлована, умноженной на толщину промачиваемого слоя грунта;

V_2 — суммарный объем грунта в пределах зон распространения воды в стороны от замачиваемого котлована, м³.

4.160. Для замачивания грунтов может быть использована любая вода, имеющаяся в данном районе.

Арычная вода подводится к котлованам по специально отрываемым каналам-лоткам, а производственная и питьевая — по временному водопроводу.

Сечение временного водопровода рассчитывается по максимальному суточному расходу воды $q_{макс}$, определенному при замачивании с поверхности по формуле

$$q_{макс}=\eta kF, \qquad (4.41)$$

где k — коэффициент фильтрации грунта, м/сут;

F — площадь замачиваемого участка, м²;

η — эмпирический коэффициент, учитывающий увеличение расхода воды в процессе просадки, принимаемый при замачивании без скважин $\eta=2$, а со скважинами $\eta=3$.

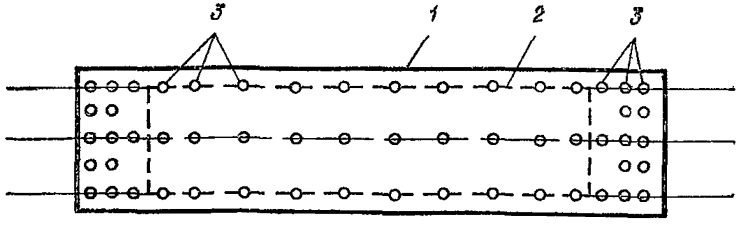


Рис. 4.22. Рекомендуемая схема расположения скважин для замачивания котлованов

1 — контур котлована; *2* — контур проектируемого здания, *3* — скважины для предварительного замачивания

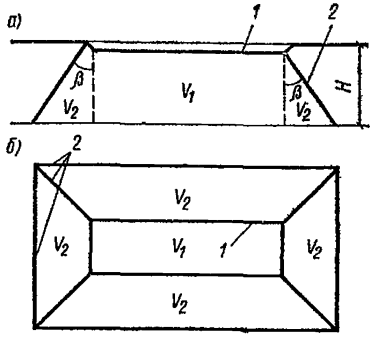


Рис. 4 23. Поперечный разрез (*а*) и план (*б*) увлажненной зоны котлована

1 — котлован для замачивания грунта; *2* — контур увлажненной зоны

4.161. Ожидаемые величины просадок грунтов от собственного веса вычисляются по пп. 4.68—4 70 (16 прил 3) для отдельных точек замачиваемой площади, соответствующих пунктам расположения шурфов или технических скважин, по которым в достаточном объеме выполнены лабораторные определения относительной просадочности грунтов.

С учетом ожидаемых величин просадок грунтов разрабатывается проект планировки территории после предварительного замачивания

4.162. Для наблюдения за просадкой грунтов на дне котлована и за его пределами на расстоянии не менее полуторной толщины просадочного слоя устанавливаются поверхностные марки (рис. 4 6) по 2—3 поперечникам через каждые 3—8 м

Для наблюдения за послойной деформацией грунта в центре карты или отдельного котлована устанавливается куст глубинных марок (рис. 4.7), которые закладываются через каждые 2—3 м по глубине в пределах всей просадочной толщи В плане глубинные марки располагаются на расстоянии 0,5—1 м одна от другой.

4.163. Экстраполяция кривой просадки грунта от собственного веса во времени производится по данным наблюдений за просадками марок по п. 4.162 с учетом следующих положений:

а) принимается условно, что полная стабилизация просадки грунта наступает через 300 дней от начала просадки;

б) замачивание грунта производится при постоянном уровне воды в котловане и прекращается после наступления условной стабилизации просадки.

Кривая просадки грунта от собственного веса во времени выражается уравнением (рис. 4.24):

$$S_t = S_{пр} \frac{t}{t + p}, \qquad (4.42)$$

где S_t — величина просадки в заданное время t, мм;

$S_{пр}$ — величина просадки после ее полной стабилизации, мм, определяемая по формуле (4.43);

t — время после начала просадки, при котором определяется экстраполированная величина просадки, сут;

p — параметр (размерность—сутки), определяемый по формуле (4.45).

4.164. Величина просадки $S_{пр}$ при достижении полной стабилизации определяется с учетом требований п. 4.163 по экспериментально полученным значениям $S_{пр\,1}$ и $S_{пр.2}$ в моменты времени t_1 и t_2:

$$\frac{1}{S_{пр}} = \frac{1}{S_{пр.2}} - \operatorname{tg}\alpha\left(\frac{1}{t_2} - \frac{1}{t_п}\right), \qquad (4.43)$$

где $t_п = 300$ сут;

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{\dfrac{1}{S_{пр.1}} - \dfrac{1}{S_{пр.2}}}{\dfrac{1}{t_1} - \dfrac{1}{t_2}}, \qquad (4.44)$$

$$p = S_{пр} \operatorname{tg}\alpha. \qquad (4.45)$$

4.165. В проектах зданий и сооружений на основаниях, уплотненных предварительным замачиванием до неполной стабилизации просадок, должно быть предусмотрено превышение отметок заложения фундаментов против проектных, равное возможной величине экстраполируемой просадки грунта.

Пример. Определить основные параметры уплотненного предварительным замачиванием основания промышленного здания размером в плане 96×240 м.

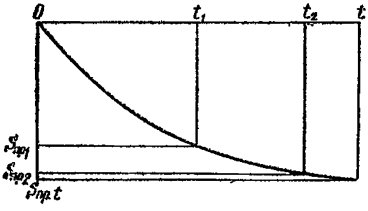


Рис. 4.24. Кривая просадки грунта от собственного веса во времени

Исходные данные. Промышленное здание проектируется на участке, сложенном (рис. 4.11) лёссовидными супесями и суглинками, относящемся к II типу грунтовых условий с величиной просадки от собственного веса грунта более 30 см. Средние значения основных физико-механических характеристик грунта приведены в табл. 4.7, а значения относительной просадочности на рис. 4.11 и в табл. 4.8.

1. Определяем размеры замачиваемой площади под здание по формулам (4.37) и (4.38)

$$b_к = b_{зд} + 0{,}6H = 96 + 0{,}6 \cdot 20 = 96 + 12 = 108 \text{ м};$$

$$l_к = l_{зд} + H = 240 + 20 = 260 \text{ м}.$$

Для удобства производства работ полученный котлован размером 108×260 м разбиваем на 8 карт.размером в осях 54×65 м.

2. Определяем время T по формуле (4.39), необходимое для промачивания всей толщи просадочных грунтов при коэффициенте фильтрации лёссовидных суглинков $k_{мин}=0{,}45$ м/сут и глубине котлована 0,5 м:

$$T = m_з \frac{H}{k_{мин}} = 1{,}2 \frac{19{,}5}{0{,}45} = 52 \text{ сут}.$$

3 Для расчета потребного количества воды на замачивание определяем средневзвешенные значения:

удельного веса грунта

$$\gamma_s = \frac{2{,}68 \cdot 7{,}5 + 2{,}70 \cdot 4 + 2{,}68 \cdot 8}{7{,}5 + 4 + 8} = 2{,}68 \text{ тс/м}^3;$$

объемного веса скелета грунта до просадки

$$\gamma_{ск} = \frac{1{,}42 \cdot 7{,}5 + 1{,}45 \cdot 4 + 1{,}47 \cdot 8}{7{,}5 + 4 + 8} = 1{,}45 \text{ тс/м}^3;$$

объемного веса грунта при естественной влажности

$$\gamma = \frac{1{,}56 \cdot 7{,}5 + 1{,}64 \cdot 4 + 1{,}64 \cdot 8}{7{,}5 + 4 + 8} = 1{,}61 \text{ тс/м}^3.$$

4. Определяем объем грунта V_1:

$$V_1 = 108 \cdot 260 \cdot 19{,}5 = 547\,500 \text{ м}^3.$$

5 Определяем объем грунта V_2:

$$V_2 = \frac{1}{2}(2b_к + 2l_к) H (H \operatorname{tg} \beta\eta) =$$

$$= \frac{1}{2}(216 + 520)\, 19{,}5\, (19{,}5 \cdot 0{,}7 \cdot 1{,}7) = 166\,500 \text{ м}^3.$$

6. Определяем необходимое количество воды по формуле (4.40):

$$Q = \frac{0{,}8 \dfrac{(\gamma_s - \gamma_{ск})\,\gamma_w}{\gamma_s} - (\gamma - \gamma_{ск})}{\gamma_w} \left(V_1 + \frac{V_2}{2}\right) =$$

$$= \frac{0{,}8 \dfrac{(2{,}68 - 1{,}45)\,1}{2{,}68} (1{,}62 - 1{,}45)}{1} \cdot \left(547\,500 + \frac{166\,500}{2}\right) =$$

$$= 0{,}2 \cdot 631\,000 = 126\,000 \text{ м}^3.$$

7. Определяем максимальный суточный расход воды на замачивание котлована по формуле (4.41):

$$q = \eta k F = 2 \cdot 0{,}45 \cdot 108 \cdot 260 = 25\,200 \text{ м}^3.$$

8. Определяем ожидаемую величину просадки грунта от собственного веса по формуле (4.5) (12 прил. 3):

$$S_{\text{пр.гр}} = \sum_{i=1}^{n} \delta_{\text{пр},i}\, h_i\, m = 0{,}018 \cdot 100 + 0{,}027 \cdot 100 +$$

$$+ 0{,}033 \cdot 100 + 0{,}038 \cdot 100 + 0{,}041 \cdot 100 + 0{,}043 \cdot 100 + 0{,}043 \cdot 100 +$$

$$+ 0{,}041 \cdot 100 + 0{,}037 \cdot 100 + 0{,}024\ 100 + 0{,}016 \cdot 100 = 1{,}8 + 2{,}7 +$$

$$+ 3{,}3 + 3{,}8 + 4{,}1 + 4{,}3 + 4{,}3 + 4{,}1 + 3{,}7 + 2{,}4 + 1{,}6 = 36{,}1 \text{ см}.$$

Пример. Определить превышение отметок заложения фундаментов против проектных, если известно, что:

$$S_{\text{пр.1}} = 37 \text{ см};\ S_{\text{пр.2}} = 39{,}6 \text{ см};\ t_1 = 66 \text{ сут};\ t_2 = 84 \text{ сут};$$

$$t = 150 \text{ сут}.$$

1. Определяем по формуле (4.44) величину:

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{\dfrac{1}{S_{\text{пр.1}}} - \dfrac{1}{S_{\text{пр.2}}}}{\dfrac{1}{t_1} - \dfrac{1}{t_2}} = \frac{0{,}027 - 0{,}0253}{0{,}01515 - 0{,}0119} = 0{,}523.$$

2. Определяем по формуле (4.43) величину просадки грунта после ее стабилизации:

$$\frac{1}{S_{\text{пр}}} = \frac{1}{S_{\text{пр.1}}} - \operatorname{tg}\alpha\left(\frac{1}{t_2} - \frac{1}{t_{\text{п}}}\right) = \frac{1}{39{,}6} - 0{,}523\left(\frac{1}{84} - \frac{1}{300}\right) =$$

$$= 0{,}0253 - 0{,}523 \cdot 0{,}0083 = 0{,}0210, \quad \text{отсюда } S_{\text{пр}} = 47{,}7 \text{ см}.$$

3. Определяем по формуле (4.45) параметр p:

$$p = S_{\text{пр}} \operatorname{tg}\alpha = 47{,}7 \cdot 0{,}523 = 25 \text{ сут}.$$

4. Определяем просадку грунта по формуле (4.42) через 150 дней после начала замачивания, т. е. на период заложения фундаментов:

$$S_{\text{пр},t} = S_{\text{пр}} \frac{t}{t + p} = 47{,}7 \frac{150}{150 + 25} = 40{,}5 \text{ см}.$$

5. Определяем величину необходимого подъема отметки заложения фундаментов

$$\Delta = S_{\text{пр}} - S_{\text{пр},t} = 47{,}7 - 40{,}5 = 7{,}2 \text{ см}.$$

ВОДОЗАЩИТНЫЕ МЕРОПРИЯТИЯ

4.166. Водозащитные мероприятия при строительстве зданий на просадочных грунтах применяются, как правило, на площадках со II типом грунтовых условий по просадочности с целью снижения вероятности замачивания грунтов в основании, исключения интенсивного замачивания грунтов на всю величину просадочной толщи и полного проявления возможной величины просадки грунта, контроля за состоянием сетей, несущих воду, возможности их осмотра и быст-

рого ремонта, обеспечения своевременного предотвращения источников замачивания грунтов в основании и т. п.

4.167. В комплекс водозащитных мероприятий входят: компоновка генплана; планировка застраиваемой территории; устройство под зданиями и сооружениями маловодопроницаемых экранов; качественная засыпка пазух котлованов и траншей; устройство вокруг зданий отмосток; прокладка внешних и внутренних коммуникаций, несущих воду, с исключением возможности утечки из них воды, обеспечением свободного их осмотра и ремонта; отвод аварийных вод за пределы зданий и в ливнесточную сеть и др.

4.168. Компоновка генеральных планов выполняется с максимальным сохранением естественных условий стока поверхностных вод. Пересечения линий стока поверхностных вод по всей их длине под зданиями и сооружениями, как правило, не допускаются.

Здания и сооружения с мокрым технологическим процессом должны располагаться, как правило, в пониженных частях рельефа застраиваемой площадки, на участках с высоким расположением уровня грунтовых вод, наличием дренирующего слоя, подстилающего просадочную толщу грунтов.

Здания и сооружения с мокрым технологическим процессом должны располагаться от других зданий на расстояниях не менее:

полуторной величины просадочной толщи при наличии ниже ее дренирующего слоя;

трехкратной величины просадочной толщи при маловодопроницаемом подстилающем слое.

4.169. Планировка застраиваемой площадки или участка строительства должна проектироваться с использованием путей естественного стока атмосферных вод. Планировка всей площадки под одну отметку не допускается.

Применение песчаных грунтов, строительного мусора и других дренирующих материалов для планировочных насыпей на площадках со II типом грунтовых условий по просадочности не допускается.

4.170. Все поверхностные воды должны отводиться с площадки или участка строительства через постоянно действующую ливнесточную сеть за пределы застраиваемой территории. Ливнесточная сеть должна обеспечивать пропуск наибольшего расхода ливневых вод, имеющего место в данном районе.

4.171. Застраиваемая площадка, расположенная на склоне, должна быть отгорожена от поверхностных вод, стекающих со склона, нагорной канавой. Напорная канава должна иметь выпуски для сброса ливневых вод за пределы застраиваемой территории с уклоном не менее 0,005. Сечение нагорной канавы должно обеспечивать пропуск наибольшего расчетного расхода ливневых вод.

4.172. Площадки строительства в предгорных районах следует планировать отдельными террасами с соблюдением следующих требований:

откосы террас должны иметь крутизну не менее 1:1;

планировка отдельных террас должна исключать возможность стока атмосферных вод по склону;

откосы должны быть одернованы или засеяны многолетними травами;

сброс атмосферных вод по откосам допускается только по быстротокам, обеспечивающим спокойное передвижение воды по кюветам. Конструкция быстротоков должна исключать возможность раз-

мыва грунта при наибольшем расчетном расходе ливневых вод, наблюдающемся в данном районе.

4.173. В основаниях зданий и сооружений, возводимых на просадочных грунтах, относящихся ко II типу грунтовых условий по просадочности, с применением комплекса мероприятий (см. п. 4.89) (4.23) делаются сплошные маловодопроницаемые экраны из уплотненного лёссового грунта с уширением их в каждую сторону от наружных граней фундаментов в соответствии с требованиями п. 4.100.

Прорезка маловодопроницаемых экранов под зданиями траншеями для коммуникаций на глубину более $^1/_3$ их толщины не допускается. При этом толщина экрана ниже дна траншеи должна быть не менее 1,5 м для зданий и сооружений с мокрым технологическим процессом, а также зданий повышенной этажности и 1 м для остальных зданий и сооружений.

4.174. Обратные засыпки котлованов у фундаментов и траншей под коммуникациями должны устраиваться из местных лёссовидных суглинков, глин, а при отсутствии их — из супесей.

Грунт в обратные засыпки отсыпается с оптимальной влажностью отдельными слоями и уплотняется до плотности не менее 1,55—1,6 тс/м^3. Толщина слоев назначается в соответствии с уплотняющей способностью применяемых механизмов.

4.175. Вокруг каждого здания должны быть устроены водонепроницаемые отмостки. Для организованного отвода воды с крыш и от зданий ширина отмостки зданий и сооружений, возводимых на площадках со II типом грунтовых условий по просадочности с применением комплекса мероприятий, должна быть не менее 1,5 м для зданий высотой до 18 м и 2 м — высотой более 18 м.

На площадках с I типом грунтовых условий по просадочности, а также при полном устранении просадочных свойств грунтов или их прорезке на площадках со II типом грунтовых условий ширина отмосток принимается не менее 1 м.

Отмостки по периметру зданий должны иметь подготовку из местного уплотненного грунта слоем толщиной не менее 0,15 м. Отмостки должны устраиваться с уклоном в поперечном направлении не менее 0,03. Отметка бровки отмостки должна превышать планировочную отметку не менее, чем на 0,05 м.

Вода, попадающая на отмостку, должна поступать через зеленые зоны и тротуары в ливнесточную сеть или лотки.

4.176. Трубопроводы (самотечные и напорные) внутри жилых и гражданских зданий должны прокладываться, как правило, выше уровня пола подвального этажа или технического подполья и должны быть доступны для осмотра и ремонта.

В промышленных зданиях, а также в случаях необходимости прокладки трубопроводов под полом в жилых зданиях их следует размещать в водонепроницаемых каналах. Каналы должны быть выполнены либо непроходного сечения, но со съемным перекрытием, либо полупроходного сечения с несъемным перекрытием. Дно каналов необходимо выполнять с уклоном не менее 0,02 в сторону выпуска аварийных вод в контрольные колодцы.

4.177. Вводы водопровода и теплосетей в здание, а также выпуски канализации и водостока следует прокладывать в каналах со съемными плитами перекрытия. Укладка труб в глухих футлярах не допускается. Каналы целесообразно делать из одного железобетонного лотка и укладывать с уклоном не менее 0,02 в сторону от здания.

Примыкание каналов к фундаментам здания должно быть герметичным и выполняться с учетом неравномерной просадки канала и фундамента.

Длина канала от обреза фундамента здания принимается в зависимости от толщины слоя просадочных грунтов и диаметров трубопроводов согласно табл. 4.11.

Таблица 4 11

Толщина слоя просадочного грунта, м	Длина каналов, м, при диаметре труб, мм		
	до 100	от 100 до 300	более 300
До 12	5	7,5	10
Более 12	7,5	10	15

Вводы водопровода и теплосетей, а также выпуски канализации и водостоков должны располагаться вне углов и мест сопряжения капитальных стен Минимальный разрыв между трубой и фундаментом параллельных ей стен в свету рекомендуется принимать не менее 1 м

4.178. Для прокладки вводов и выводов коммуникаций в фундаментах или стенах подвалов должны быть предусмотрены отверстия или просмы. Расстояния от верха трубы до верха отверстия или проема должны быть равными $^1/_4$ расчетной величины просадки основания здания, но не менее 0,15 м. Расстояние от низа трубы до подошвы фундаментов должно быть не менее 0,5 м.

Стояки внутренних трубопроводов необходимо снабжать линейными компенсаторами. Величина линейного перемещения должна быть не менее $^1/_3$ возможной величины просадки.

4.179. Для контроля за утечкой воды из трубопроводов внутренних сетей, а также трубопроводов, проложенных в каналах вводов и выпусков, для обнаружения аварийных вод следует в конце каналов предусматривать устройство контрольных колодцев. Диаметр контрольных колодцев следует принимать равным 1 м.

Днище колодцев и стенки их на высоту 1,5 м от дна колодца следует выполнять водонепроницаемыми. Расстояние от дна канала до дна колодца должно быть не менее 0,7 м.

Контрольные колодцы на выпусках канализации и водостоков совмещать со смотровыми колодцами не разрешается. Подобное совмещение допускается только на вводах водопровода и теплосетей.

Удаление аварийных вод из контрольных колодцев должно производиться откачкой или при наличии местных условий — самотеком по уклону местности на незастраиваемые участки.

Контрольные колодцы рекомендуется оборудовать надежно действующей автоматической сигнализацией о появлении воды в колодце.

4.180. Вводы водопроводов и теплосетей, а также выпуски канализации и водостоков, расположенные ниже пола, должны присоединяться к внутридомовым сетям в водонепроницаемых приямках, доступных для обслуживания. Глубина приямка должна соответствовать отметке дна канала для выпуска.

Сопряжение лотков с фундаментами и с контрольными колодцами должно обеспечивать самотечное поступление аварийной воды из приямка в контрольный колодец.

4.181. Трубопроводы, прокладываемые через осадочные швы, следует предохранять от разрушения при различной осадке или сме-

щении отдельных отсеков здания в случае аварийного замачивания грунтов основания. Для этого отверстия в местах осадочных швов необходимо назначать с зазором по высоте согласно п. 4.178, а также предусматривать в местах осадочных швов компенсаторы на всех видах трубопроводов.

При пересечении осадочных швов трубопроводы заключают в футляры из труб большего диаметра с целью предохранения шва от попадания в него воды в случае аварии на трубопроводе.

Футляры должны выступать за внутренние грани на 10 см.

4.182. Полы в зданиях и сооружениях, запроектированных с применением комплекса мероприятий, устраиваются водонепроницаемыми. Грунт в основании полов выше маловодопроницаемого экрана уплотняется до плотности не ниже 1,6 тс/м^3.

Для возможности стока аварийных вод полы делаются с уклонами 0,005—0,01 к приямкам. В местах сопряжения полов со стенами делаются плинтусы на высоту 0,1—0,2 м.

4.183. Систему отопления следует проектировать таким образом, чтобы подводки к нагревательным приборам не пересекали осадочных швов здания.

При соответствующем технико-экономическом обосновании рекомендуются секционные системы отопления для каждого отсека здания, отделенного осадочными швами. Наиболее целесообразно применять секционные системы отопления при транзитной прокладке теплосетей через технические подполья жилых домов.

4.184. Поливочные краны на водопроводе для поливки территории вокруг здания располагаются в наружных стенах здания на высоте 35—60 см от уровня земли. Для предохранения от попадания под фундамент здания воды, просачивающейся через кран, под поливочными кранами устраивается водонепроницаемый желоб шириной 20—25 см, обеспечивающий отвод воды от здания через отмостку в ливнесточную сеть.

4.185. Отвод атмосферных осадков с кровли осуществляется, как правило, организованными наружными или внутренними водостоками.

Отвод воды из системы внутренних или наружных водостоков следует осуществлять в наружные сети ливневой или общесплавной канализации. Отвод воды из системы водостоков в систему хозяйственно-бытовой канализации и устройство открытых водосточных выпусков не допускается.

4.186. Наружную прокладку санитарно-технических коммуникаций при проектировании жилых и гражданских зданий на просадочных грунтах со II типом грунтовых условий по просадочности следует осуществлять, как правило, совмещенной в проходных каналах.

4.187. Проектирование и устройство наружных сетей водопровода, канализации и теплофикации должно производиться с обеспечением полного устранения возможности утечки воды из этих сетей и попадания ее в грунт.

В целях своевременного обнаружения утечек воды в случаях аварии на линиях напорных и самотечных трубопроводов необходимо предусмотреть устройства для систематического контроля за утечкой воды в процессе эксплуатации и быстрого устранения утечек.

4.188. При траншейной прокладке водопроводных и канализационных сетей минимальные расстояния в плане от наружных поверхностей труб до граней фундаментов принимаются в соответствии с п. 4.177 и по табл. 4.11.

Примечание. При невозможности соблюдения указанных в табл. 4.11 расстояний прокладка трубопроводов должна предусматриваться в водонепроницаемых каналах с обязательным устройством выпусков аварийных вод из каналов в контрольные устройства и удалением из них в пониженные места рельефа.

4.189. Запорные устройства трубопроводов, температурные компенсаторы теплофикационных сетей и т. п. должны монтироваться в водонепроницаемых контрольных колодцах.

4.190. Для наблюдения за утечкой воды из трубопроводов необходимо предусматривать контрольные устройства. В качестве контрольных устройств на водопроводных сетях используются водопроводные сетевые колодцы.

На водоводах устраиваются контрольные колодцы на расстояниях не более, чем через 250 м. Вместо контрольных колодцев допускается устройство выпусков с удалением аварийных вод в пониженные места рельефа местности.

4.191. Материал труб для сетей водопровода и канализации при их траншейной прокладке принимается в зависимости от возможной величины просадки грунта от собственного веса и назначения водовода.

При величине просадки грунта от собственного веса до 40 см рекомендуется применять трубы:

для напорных трубопроводов — железобетонные напорные, асбестоцементные водопроводные, полиэтиленовые напорные;

для самотечных трубопроводов — железобетонные безнапорные керамические.

При величине просадки грунта от собственного веса свыше 40 см рекомендуется применять трубы:

для напорных трубопроводов — полиэтиленовые напорные, чугунные напорные, стальные;

для самотечных трубопроводов — железобетонные напорные, асбестоцементные водопроводные, керамические диаметром до 250 мм.

Стыковые соединения чугунных, железобетонных и асбестоцементных труб выполняются с помощью резиновых уплотнителей.

4.192. При траншейной прокладке напорных и самотечных трубопроводов дно траншей уплотняется на глубину 0,2—0,3 м.

Приямки под стыковые соединения целесообразно выполнять вытрамбовыванием котлованов.

КОНСТРУКТИВНЫЕ МЕРОПРИЯТИЯ

4.193. Конструктивные мероприятия применяются обычно только при строительстве зданий и сооружений на просадочных грунтах со II типом грунтовых условий по просадочности, возводимых с использованием комплекса мероприятий в соответствии с п 4.89 (4.23).

Конструктивные мероприятия назначаются, как правило, по расчету конструкций зданий и сооружений на неравномерные просадки грунтов оснований и объединяются в три основные группы, направленные на:

а) повышение прочности и общей пространственной жесткости зданий и сооружений;

б) увеличение податливости зданий и сооружений за счет применения гибких податливых конструкций;

в) обеспечение нормальной эксплуатации зданий и сооружений при возможных неравномерных просадках грунтов оснований.

4.194. Выбор одной из групп мероприятий или их сочетания производится в зависимости от конструктивных особенностей зданий и сооружений, а также их технологического назначения и условий эксплуатации.

4.195. В зависимости от конструктивных особенностей и чувствительности к неравномерным деформациям грунтов основания здания и сооружения подразделяются на:

а) *жесткие,* малочувствительные к неравномерным деформациям грунтов, которые оседают как одно пространственное целое, равномерно или с креном, и в которых возникающие дополнительные усилия от неравномерных деформаций полностью воспринимаются конструкцией (например, дымовые трубы, монолитные железобетонные силосы, водонапорные башни и т. п.);

б) *относительно жесткие*, чувствительные к неравномерным деформациям грунтов, состоящие из жестко связанных между собой элементов, взаимное смещение которых приводит к значительным дополнительным усилиям в конструкциях (например, все жилые и гражданские здания, многоэтажные и некоторые типы одноэтажных промышленных зданий и т. п.);

в) *податливые и гибкие*, элементы которых шарнирно связаны между собой и взаимное смещение которых вследствие неравномерных деформаций грунтов оснований не приводит к существенным дополнительным усилиям в конструкциях (например, одноэтажные промышленные здания с разрезными конструкциями; эстакады с шарнирным соединением верха колонн и т. п.). Податливые и гибкие конструкции зданий в зависимости от их гибкости обычно являются чувствительными и малочувствительными к неравномерным осадкам грунтов.

4.196. В зависимости от технического назначения и особенностей эксплуатации здания и сооружения подразделяются на:

оборудованные технологическими устройствами, влияющими на их нормальную эксплуатацию (например, лифтами, мостовыми кранами и т. п.).

не оборудованные специальными технологическими устройствами (например, жилые и гражданские здания высотой до 5 этажей и т. п.).

4.197. Мероприятия первой группы, направленные на повышение прочности и общей пространственной жесткости зданий и сооружений, применяются обычно для относительно жестких зданий и сооружений.

Мероприятия второй группы, направленные на увеличение податливости зданий и сооружений, применяются, как правило, для гибких зданий.

Мероприятия третьей группы обычно применяются в сочетании с мероприятиями первой или второй группы для зданий и сооружений, оборудованных специальными технологическими устройствами, и направлены на обеспечение нормальной эксплуатации этих устройств при возможных неравномерных просадках грунтов в основаниях, а в случаях необходимости на восстановление их нормального эксплуатационного положения.

4.198. Мероприятия по повышению прочности и общей пространственной жесткости зданий и сооружений включают:

разрезку зданий и сооружений осадочными швами на отдельные отсеки;

устройство железобетонных поясов или армированных швов;

изменение вида и степени армирования отдельных железобетонных элементов;

усиление прочности стыков между отдельными элементами конструкций;

устройство жестких горизонтальных диафрагм из сборных железобетонных элементов;

усиление фундаментно-подвальной части зданий и сооружений путем применения монолитных или сборно-монолитных фундаментов.

4.199. Здания и сооружения в плане проектируются такой конфигурации, при которой обеспечивается возможность их разрезки осадочными швами на отдельные достаточно жесткие и прочные отсеки прямоугольной формы в плане.

Осадочные швы, как правило, должны располагаться в местах резкого изменения высоты зданий и нагрузок на фундаменты, изменения толщины слоя просадочных грунтов и конструкции фундаментов, у поперечных стен и т. п.

Расстояние между осадочными швами назначается по расчету и ориентировочно принимается равным для жилых, гражданских и промышленных многоэтажных зданий 20—40 м, а для промышленных одноэтажных зданий 40—80 м.

4.200. Конструкция осадочных швов принимается такой, при которой обеспечивается возможность вертикальных и горизонтальных перемещений отдельных отсеков.

В местах устройства осадочных швов обычно делаются парные стены или колонны.

Осадочные швы должны, как правило, разделять смежные отсеки зданий по всей высоте, включая кровлю и в отдельных случаях фундаменты. При одинаковых нагрузках на фундаменты допускается смежные стены ставить на общую фундаментную подушку.

4.201. Ширина осадочных швов назначается по расчету на горизонтальные перемещения и наклоны отдельных отсеков при просадках грунтов от собственного веса и принимается равной:

понизу (на уровне фундамента) соответственно при $r \geqslant 2l$ и $l \leqslant r \leqslant 2l$:

$$a_{\text{н}} = \frac{\varepsilon}{l}\left(2rl - 2l^2 - \frac{r^2}{4}\right); \quad a_{\text{н}} = \frac{\varepsilon \cdot r^2}{4l}; \tag{4.46}$$

поверху (на уровне карниза):

$$a_{\text{в}} = 2a_{\text{н}} + 2\frac{S^{(\text{м;в})}_{\text{пр.гр}}}{r} h\eta_{\text{a}}, \tag{4.47}$$

где ε — относительное горизонтальное перемещение, определяемое по формуле (4.16) (21 прил. 3);

l — полудлина здания или отсека, см;

r — расчетная длина криволинейного участка просадки грунта от собственного веса, определяемая по формуле (4.14) (19 прил. 3), см;

$S^{(\text{м,в})}_{\text{пр.гр}}$ — максимальная или возможная величина просадки грунта от собственного веса, определяемая по формуле (4.5) (12 прил. 3) или (4.12) (17 прил. 3), см;

h — высота здания от подошвы фундамента до уровня карниза, см;

η_a — коэффициент условий работы, учитывающий совместную работу конструкций здания с грунтом основания, принимаемый равным:

при $r < 2l \quad \eta_a = \left(\frac{r}{2l}\right)^2$;

при $r \geqslant 2l \quad \eta_a = 1$.

4.202. Железобетонные пояса и армированные швы устраиваются с целью повышения прочности стен и увеличения общей жесткости зданий.

В крупнопанельных зданиях поэтажные пояса выполняются путем выпуска и стыкования на сварке верхней арматуры панелей, расположенной в надпроемных перемычках.

В крупноблочных зданиях в качестве поэтажных поясов используются поясные и перемычные блоки, соответствующим образом армируемые и соединяемые между собой путем сварки арматуры с последующим замоноличиванием стыков.

В кирпичных зданиях поэтажные пояса обычно совмещаются с надоконными и наддверными перемычками или устраиваются армированные швы над перемычками.

4.203. Пояса должны быть непрерывными по всем несущим стенам в пределах здания или отсека, отрезанного осадочными швами, иметь равнопрочные соединения в местах сопряжения стен и в углах.

В многоэтажных зданиях пояса целесообразно располагать под перекрытиями, а в одноэтажных — над оконными и дверными проемами.

Поскольку замачивание просадочных грунтов может происходить в любом месте и, следовательно, искривление зданий может происходить с прогибом и выгибом, то и пояса следует располагать как в верхней, так и в нижней части стен.

4.204. Изменение вида и степени армирования отдельных железобетонных элементов осуществляется как путем увеличения диаметра арматуры, ее количества, так и характера армирования. При этом, как правило, должны сохраняться опалубка железобетонных элементов, порядок их монтажа и способ замоноличивания стыков.

4.205. Усиление прочности стыков между отдельными элементами конструкций достигается путем повышения прочности закладных частей и прочности их сварки. Во всех случаях сечение закладных частей и сварных швов между ними целесообразно принимать равнопрочными.

4.206. Жесткие горизонтальные диафрагмы из сборных железобетонных элементов выполняются с целью повышения общей жесткости многоэтажных зданий или их отдельных отсеков путем устройства прочных стыков между отдельными плитами перекрытий и покрытий. Стыки выполняются на сварке через закладные части по углам и через 2—3 м по длине плит.

В крупнопанельных и крупноблочных зданиях стыки между отдельными плитами целесообразно соединять с помощью накладок с подъемными петлями панелей стен и блоков, а также с арматурой поясов.

4.207. Усиление фундаментно-подвальной части зданий и сооружений осуществляется путем устройства ленточных монолитных или сборно-монолитных фундаментов под стены или колонны при шаге их до 6 м.

Ленточные фундаменты, как правило, должны иметь два пояса, расположенных в верхней и нижней частях. В качестве нижнего пояса целесообразно использовать монолитную фундаментную подушку, а верхнего — обвязочную цокольную балку. При устройстве фундаментной подушки из сборных плит нижний пояс делается по фундаментным плитам.

Пояса в фундаментах из крупных блоков могут быть монолитными и сборными, состоящими из отдельных элементов, стыкуемых путем сварки продольной арматуры с последующим замоноличиванием стыков.

В фундаментах из крупных панелей в качестве поясов используется усиленное армирование нижней и верхней частей панелей.

4.208. Мероприятия по увеличению податливости зданий и сооружений за счет применения гибких и разрезных конструкций включают:

обеспечение гибкой связи между отдельными элементами конструкций;

повышение площади опирания отдельных конструктивных элементов;

увеличение устойчивости элементов конструкций при повышенных деформациях оснований;

повышение влаго- и водонепроницаемости стыков между отдельными взаимоперемещающимися элементами конструкций.

4.209. Гибкие связи между отдельными элементами конструкций (например, между колоннами и фермами, балками, плитами и блоками и т. п.) выполняются с таким расчетом, чтобы обеспечивались:

статическая устойчивость конструкций при действии на них вертикальных и горизонтальных нагрузок;

взаимное смещение между отдельными элементами конструкций при возможных просадках и горизонтальных перемещениях грунтов в основании без появления в конструкциях дополнительных деформаций.

4.210. Площади опирания отдельных конструктивных элементов (например, ферм и балок на колонны и стены, плит на фермы, балки и стены и т. п.) назначаются исходя из:

возможных величин просадок и горизонтальных перемещений грунтов в основаниях;

наличия гибких связей между отдельными конструктивными элементами;

возможности передачи горизонтальных перемещений на стены, колонны, а также на жесткие горизонтальные диафрагмы, образуемые плитами покрытий и перекрытий, и т. п.

4.211. Увеличение устойчивости элементов конструкций при повышенных неравномерных вертикальных и горизонтальных деформациях грунтов в основаниях достигается путем постановки дополнительных связей между колоннами, фермами, балками и т. п. как в вертикальной, так и в горизонтальной плоскостях.

4.212. Мероприятия по обеспечению нормальной эксплуатации зданий и сооружений при возможных просадках и горизонтальных перемещениях грунтов в основаниях включают:

применение таких конструктивных решений отдельных узлов и деталей, которые позволяют в короткие сроки восстановить после неравномерных просадок нормальную эксплуатацию кранов, лифтов и т. п.;

увеличение габаритов между отдельными конструкциями (например, между мостовыми кранами и элементами покрытия, размеров лифтовых шахт и т. п.), обеспечивающее восстановление нормальной эксплуатации оборудования.

4.213. Восстановление нормальной эксплуатации путей мостовых кранов после просадки грунтов в основаниях должно осуществляться рихтовкой подкрановых рельсов в горизонтальном и вертикальном направлениях, при необходимости с подъемом подкрановых балок. С этой целью крепление рельсов к подкрановым балкам должно выполняться, как правило, на болтах, обеспечивающих рихтовку их на 4—6 см в каждую сторону.

Крепление подкрановых балок к опорным столикам колонн и стен также должно осуществляться на болтах, имеющих запас по длине на величину $^1/_3$ расчетной просадки грунта от его собственного веса. Рихтовка подкрановых балок выполняется путем их подъема с установкой на опорные столики стальных подкладок соответствующей высоты.

4.214. Нормальное эксплуатационное положение путей портальных и козловых кранов должно обеспечиваться, как правило, путем рихтовки подкрановых рельсов в горизонтальном и вертикальном направлениях с устройством в необходимых случаях подливки из цементного раствора и бетона под подкрановые рельсы.

Конструкции путей портальных и козловых кранов должны рассчитываться на эксцентричную передачу нагрузки от кранов после просадки грунтов основания на величину до $^1/_3$ расчетной просадки.

4.215. Обеспечение нормальной эксплуатации лифтов в многоэтажных зданиях должно достигаться путем рихтовки направляющих на величину до $^1/_6$ расчетной просадки грунтов оснований, для чего габариты лифтовых шахт должны быть соответствующим образом увеличены.

4.216. Для обеспечения рихтовки подкрановых путей после просадки грунтов в основании габариты между кранами и конструкциями покрытий и перекрытий должны иметь запас по высоте на величину $^1/_3$ расчетной просадки грунтов от их собственного веса.

Раздел 5

ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ, ВОЗВОДИМЫХ НА НАБУХАЮЩИХ ГРУНТАХ

5.1 (5.1). Основания, сложенные набухающими грунтами, должны проектироваться с учетом специфической способности таких грунтов при замачивании увеличиваться в объеме — набухать. При последующем понижении влажности у набухающих грунтов происходит обратный процесс — усадка.

Увеличение объема может происходить и у обычных глинистых грунтов, если они замачиваются химическими отходами технологических производств, вызывающими набухание грунта (например, растворами серной кислоты).

Примечание. При проектировании оснований из шлаков следует учитывать, что при замачивании некоторые из них облада-

ют способностью к набуханию (например, шлаки электроплавильных производств).

5.2. Шлаки определенного состава и состояния могут при взаимодействии с водой или другой жидкостью увеличиваться в объеме. Поэтому при использовании шлаков в качестве оснований возможно их набухание и появление деформаций в сооружениях. В связи с этим необходимо проводить исследования, направленные на изучение набухания шлаков.

Пригодность, например, электропечного шлака для использования в качестве оснований можно оценить по магнезиальному модулю

$$K_{Mg} = \frac{MgO}{SiO_2 + Al_2O_3},$$

который должен быть не более 0,6.

5.3 (5.2). **Величина набухания грунта основания зависит от действующего давления по подошве фундамента, вида и состояния грунта, толщины слоя набухающего грунта, площади замачивания, физических и химических свойств жидкости, замачивающей основание.**

5.4. Давление, действующее на грунт, в значительной мере влияет на величину набухания: с его увеличением набухание уменьшается. Наиболее резкое уменьшение наблюдается при возрастании давления от 0 до 1—1,5 кгс/см². При большем давлении это уменьшение проявляется не столь резко. Состояние грунта — влажность и плотность — оказывает существенное влияние на величину набухания. С возрастанием начальной влажности уменьшается набухание, и при определенной начальной влажности, равной влажности набухания, деформаций разуплотнения не происходит. В противоположность этому с увеличением начальной плотности линейно возрастает набухание грунта. Существует так называемая начальная плотность грунта, при которой набухание отсутствует.

5.5 (5.3). **Деформации оснований, сложенных набухающими грунтами, могут происходить по следующим причинам:**

набухание за счет инфильтрации — увлажнения грунтов производственными, атмосферными водами или в результате подъема уровня грунтовых вод;

накопление влаги под сооружениями в ограниченной по глубине зоне за счет нарушений природных условий испарения при застройке и асфальтировании территории (экранирование поверхности);

набухание и усадка грунта в верхней части зоны аэрации — за счет изменения водно-теплового режима (сезонных климатических факторов), а также усадка за счет высыхания от воздействия тепловых источников.

Примечание. При набухании грунта основания и его усадке возникают дополнительные горизонтальные давления, которые должны учитываться при проектировании заглубленных частей зданий и сооружений (фундаментов, стен подвалов и пр.).

5.6. Величина горизонтального давления определяется по формуле

$$p^{г}_{расч} = mk_{н}\, p^{л}_{макс}, \qquad (5.1)$$

где m — коэффициент условий работы, равный 0,85;

$k_н$ — коэффициент, зависящий от интенсивности набухания и принимаемый по табл. 5.1;

$p^{л}_{макс}$ — максимальное горизонтальное давление, определяемое в лабораторных условиях.

Таблица 5.1

Интенсивность набухания, процент/сутки	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
$k_н$	1,40	1,25	1,12	1,05	1,02	1,01	1,00

5.7 (5.4). Основания, сложенные набухающими грунтами, должны рассчитываться по деформациям в соответствии с общими требованиями, изложенными в разд. 3 настоящей главы, а при необходимости — также по несущей способности.

Кроме того, должны определяться расчетом величины дополнительных деформаций основания в результате набухания или усадки грунта путем суммирования деформаций отдельных слоев основания исходя из величин относительного набухания $\delta_н$ или относительной усадки $\delta_у$, определяемых, согласно указаниям прил. 3 (пп. 5.20—5.24 Рук.) от суммарных давлений, действующих в рассматриваемых слоях грунта: от собственного веса грунта, нагрузок, передаваемых от фундамента здания или сооружения, и дополнительного давления, вызванного влиянием неувлажненной части массива грунта.

5.8. При расчете оснований из набухающих грунтов должны применяться характеристики грунтов при их природной плотности и влажности.

При определении расчетного давления R на набухающие грунты основания рекомендуется учитывать допустимость его повышения в 1,2 раза согласно указаниям п. 3.196 (3 56), что будет способствовать уменьшению величины подъема фундамента при набухании грунта.

5.9 (5.5). Нормативные значения характеристик $\delta_н$ и $\delta_у$ определяются по результатам лабораторных испытаний с учетом указанных в п. 5.3 настоящей главы (п. 5.5 Рук.) причин возможного изменения влажности грунтов основания.

Расчетные значения характеристик $\delta_н$ и $\delta_у$ допускается принимать равными нормативным, полагая в формуле (3.12) (12) коэффициент безопасности по грунту $k_г=1$.

5.10. Нормативные значения $\delta_н$ и $\delta_у$ могут быть получены по данным полевых испытаний.

Обработка результатов лабораторных испытаний грунтов производится путем вычисления методом наименьших квадратов зависимости $\delta_н=f(p)$ и $\delta_у=f(p)$. Минимальное число определений $\delta_н$ и $\delta_у$ в лабораторных условиях при заданном давлении должно быть не менее 4. При использовании результатов полевых исследований допускается определять величины $\delta_н$ и $\delta_у$ по единичным значениям.

Характеристики набухающих грунтов определяются в полевых или лабораторных условиях в зависимости от степени набухания грунта (табл. 5.2).

5.11(20 прил. 3). Подъем основания фундаментов $S_н$ при набухании грунта, происходящем вследствие его замачивания, определяется по формуле

$$S_н=\sum_{i=1}^{n}\delta_{нi}h_i m, \qquad (5.2)\ (22\ \text{прил. 3})$$

Таблица 5.2

Характеристики набухающих грунтов	Полевые исследования грунтов			Лабораторные исследования грунтов		
	слабонабухающих	средненабухающих	сильнонабухающих	слабонабухающих	средненабухающих	сильнонабухающих
$\delta_н = f(p)$ $\delta_у = f(p)$	—	+	+	+	+	+
Давление набухания $p_н$	—	+	+	+	+	+
Нижняя граница зоны набухания	—	+	+	Расчетным путем по значению $p_н$		

Примечание. Знак «+» означает необходимость выполнения исследований.

где $\delta_{нi}$ — относительное набухание грунта i-го слоя, определяемое по указаниям п. 21 (5.12 Рук.);

h_i — толщина рассматриваемого слоя грунта;

m — коэффициент условий работы, принимаемый равным: при суммарном давлении $p_{сум}=0{,}5$ кгс/см² $m=0{,}8$; при $p_{сум}=3$ кгс/см² $m=0{,}6$; при промежуточных значениях $p_{сум}$ — по интерполяции, причем величина суммарного давления $p_{сум}$ определяется по указаниям п. 22 (5.14. Рук.);

n — число слоев, на которые разделена зона набухания грунта, нижняя граница которой определяется по указаниям п. 23 (п. 5.15 Рук.).

Определение m по интерполяции может выполняться по формуле

$$m = 0{,}84 - 0{,}08\,\frac{p_{сум}}{p_0},$$

где $p_0=1$ кгс/см².

5.12(21 прил. 3). Относительное набухание грунта $\delta_н$ определяется:

а) при инфильтрации влаги — по формуле

$$\delta_н = \frac{h' - h}{h}, \qquad (5.3)\ (23\ прил.\ 3)$$

где h — высота образца грунта природной влажности и плотности, обжатого без возможности бокового расширения суммарным давлением;

h' — высота того же образца после замачивания, обжатого в тех же условиях;

б) при экранировании поверхности и изменении водно-теплового режима — по формуле

$$\delta_н = \frac{k(W_к - W_0)}{1 + e_0}, \qquad (5.4)\ (24\ прил.\ 3)$$

где k — **коэффициент, определяемый опытным путем, а при отсутствии экспериментальных данных — принимаемый равным 2;**

$W_к$ — **конечная (равновесная) влажность грунта;**

W_0 — **начальная влажность грунта;**

e_0 — **начальное значение коэффициента пористости грунта.**

5.13. Значение $W_н$ слоя i при экранировании определяется по экспериментальной зависимости влажности набухания от нагрузки $W_н = f(p)$ при величине давления, вычисляемой по формуле

$$p_i = \gamma_W \left(z - z_i + \frac{2p_{сум.i}}{\gamma_{si}} \right), \qquad (5.5)$$

где γ_W — удельный вес воды, кгс/см³;

z — расстояние от поверхности до уровня грунтовых вод, см;

z_i — глубина залегания рассматриваемого i-го слоя, см;

$p_{сумi}$ — суммарное давление в рассматриваемом i-м слое, кгс/см²;

γ_{si} — удельный вес грунта i-го слоя, кгс/см³.

Методика определения зависимости $W_н = f(p)$ аналогична методике определения $\delta_н = f(p)$.

Значение $(W_к - W_0)$ при изменении водно-теплового режима определяется как разность между наибольшим (в период максимального увлажнения) и наименьшим (в период максимального подсыхания) значениями влажности грунта. Коэффициент пористости в этом случае принимается для влажности грунта, отвечающей периоду макси-

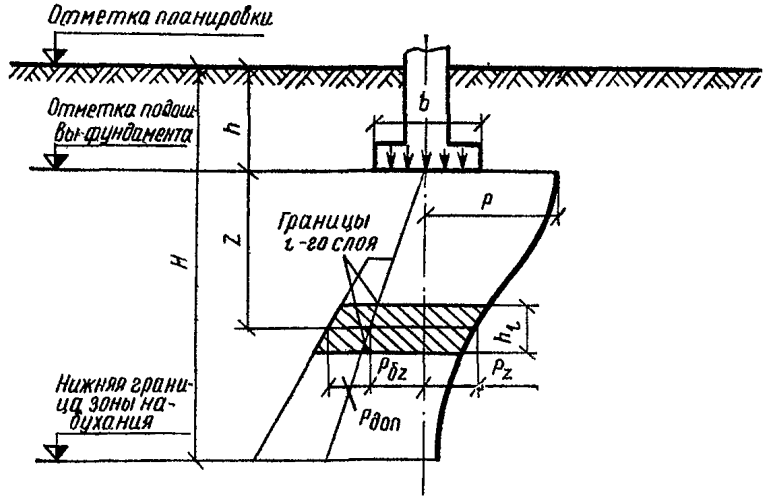


Рис. 5.1. (рис. 5 прил. 3). Схема для расчета подъема оснований при набухании грунта

мального подсыхания. Профиль влажности массива для случая максимального увлажнения и подсыхания определяется экспериментальным путем в полевых условиях

5.14(22 прил. 3). Суммарное давление $p_{сум}$ в середине рассматриваемого слоя (рис. 5.1) (рис. 5) определяется по формуле

$$p_{сум} = p_z + p_{бz} + p_{доп}, \qquad (5.6)\ (25\ прил.\ 3)$$

где p_z — давление от нагрузки фундамента в середине рассматриваемого слоя, кгс/см^2;

$p_{бz}$ — давление от собственного веса толщи грунта от подошвы фундамента до середины рассматриваемого слоя, кгс/см^2;

$p_{доп}$ — дополнительное давление, кгс/см^2, вызываемое влиянием веса неувлажненной части массива, расположенной за пределами площади замачивания, и определяемое по формуле

$$p_{доп} = m_н \gamma (z + h), \qquad (5.7)\ (26\ прил.\ 3)$$

где $m_н$ — коэффициент, принимаемый по табл. 5.3 (6 прил. 3) в зависимости от отношения длины L к ширине B замачиваемой площади и относительной глубины расположения рассматриваемого слоя;

γ — объемный вес грунта, кгс/см^3;

z — расстояние от подошвы фундамента до середины рассматриваемого слоя, см;

h — глубина заложения подошвы фундамента от планировочной отметки, см.

Таблица 5.3 (6 прил. 3)

Коэффициент $m_н$

$\frac{z+h}{B}$	Коэффициент $m_н$ при отношении длины к ширине замачиваемой площади L/B, равном				
	1	2	3	4	5
0,5	0	0	0	0	0
1	0,58	0,50	0,43	0,36	0,29
2	0,81	0,70	0,61	0,50	0,40
3	0,94	0,82	0,71	0,59	0,47
4	1,02	0,89	0,77	0,64	0,53
5	1,07	0,94	0,82	0,69	0,57

5.15(23 прил. 3). Нижняя граница зоны набухания $H_н$ (рис. 5.1) (рис. 5 прил. 3) принимается:

а) при инфильтрации влаги — на глубине, где суммарное давление равно давлению набухания грунта $p_н$;

б) при экранировании поверхности и изменении водно-теплового режима — на глубине, определяемой опытным путем для каждого климатического района. При отсутствии опытных данных эта глубина принимается равной 5 м.

5.16. При наличии грунтовых вод нижняя граница зоны набухания принимается на 3 м выше начального уровня грунтовых вод,

но не ниже установленного по указаниям, изложенным в подпункте «а» п. 5.15 (23 прил. 3).

Пример расчета подъема фундамента размером 1×1 м под центральную колонну каркасного здания размером в плане 12×24 м.

Давление по подошве квадратного фундамента равно 2 кгс/см², а глубина его заложения $h=1$ м. Основанием фундаментов служат набухающие глины, залегающие слоем толщиной 15 м от поверхности и подстилаемые пылеватыми песками. Объемный вес глин равен 2 тс/м³, а давление набухания по лабораторным испытаниям $p_н=3{,}5$ кгс/см².

В процессе эксплуатации возможно увлажнение грунта водой в пределах всего здания. При этом отношение сторон замачиваемой площади

$$\frac{L}{B}=\frac{24}{12}=2.$$

Разбиваем основание ниже подошвы фундамента на 11 слоев грунта толщиной 1 м и определяем суммарное давление, действующее в середине каждого слоя при набухании грунта. Для первого слоя, примыкающего к подошве фундамента, вычислим значение коэффициента $m_н$. Середина этого слоя расположена на глубине $z+h=0{,}5+1=1{,}5$ м. Тогда при $\frac{z+h}{B}=\frac{1{,}5}{12}=0{,}12$ значение $m_н=0$. Для этого слоя давление от фундамента равно $p_z=p\alpha=2\cdot0{,}7=1{,}4$ кгс/см², а $p_б=\gamma z=2\cdot0{,}5=1$ тс/м².

В табл. 5.4 приведены величины, используемые при определении $p_{сум}$, а также коэффициент условий работы m, находимый для каждого слоя грунта по указаниям п. 5.11 (20 прил. 3).

Таблица 5.4

Средняя глубина рассматриваемого слоя z, м	$\frac{z+h}{B}$	$m_н$	$p_z=p\alpha$	γz, кгс/см²	$p_{доп}$, кгс/см²	$p_{сум}$, кгс/см²	m
0,5	0,12	0	1,4	0,1	—	1,5	0,72
1,5	0,21	0	0,36	0,3	—	0,66	0,82
2,5	0,29	0	0,14	0,5	—	0,64	0,8
3,5	0,37	0	0,07	0,7	—	0,77	0,79
4,5	0,46	0	0,05	0,9	—	0,95	0,78
5,5	0,54	0,04	0,03	1,1	0,05	1,18	0,75
6,5	0,63	0,13	0,01	1,3	0,2	1,51	0,72
7,5	0,71	0,21	—	1,5	0,36	1,86	0,69
8,5	0,79	0,29	—	1,7	0,55	2,25	0,66
9,5	0,88	0,38	—	1,9	0,8	2,7	0,62
10,5	0,96	0,46	—	2,1	1,05	3,15	0,59

На глубине 11,5 м от подошвы фундамента суммарное давление примерно равно давлению набухания грунта данного состояния. Поэтому толщину зоны набухания принимаем равной 12 м от подошвы фундамента.

Для определения зависимости $\delta_н=f(p)$ были испытаны в ком-

прессионных приборах 6 образцов. Эти образцы замачивались под нагрузкой 0,07 (вес штампа прибора); 0,5; 1; 2; 3; 4 кгс/см².

Значения относительного набухания для характерных давлений приведены в табл. 5.5.

Таблица 5.5

p, кгс/см²	0,7	0,8	0,96	1,19	1,5	1,88	2,26	2,7	3,15
$\delta_н$, %	3,2	3	2,4	2	1,8	1,7	1,3	1	0,7

Величину подъема фундамента определим по формуле (5.2):

$$S_н = \sum_{i=1}^{n} \delta_{нi} h_i m =$$

$$= 100\,(1{,}8 \cdot 0{,}72 + 3 \cdot 0{,}82 + 3{,}2 \cdot 0{,}80 + 3 \cdot 0{,}79 +$$

$$+ 2{,}4 \cdot 0{,}78 + 2 \cdot 0{,}75 + 1{,}81 \cdot 0{,}72 + 1{,}7 \cdot 0{,}69 + 1{,}3 \cdot 0{,}66 +$$

$$+ 1 \cdot 0{,}62 + 0{,}7 \cdot 0{,}59)\,0{,}01 = 16{,}4 \text{ см},$$

где 0,01 — коэффициент, учитывающий переход величин $\delta_н$ от процентов к доле единицы.

Пример расчета подъема ленточного фундамента под внутреннюю несущую стену здания при экранировании поверхности набухающего грунта.

Здание имеет размер в плане 12×24 м. Ширина подошвы ленточного фундамента 1,5 м, давление по подошве 1,5 кгс/см², глубина заложения $h = 1{,}5$ м.

Основанием служат хвалынские набухающие глины, залегающие слоем толщиной 4 м и подстилаемые пылеватыми песками. Покровные отложения представлены суглинками с объемным весом 1,6 гс/см³. Объемный вес хвалынских набухающих глин равен 1,8 гс/см³, удельный вес $\gamma_s = 2{,}77$ гс/см³, а коэффициент пористости 0,83. Уровень грунтовых вод находится на глубине $z = 10$ м от подошвы ленточного фундамента.

За счет экранирования поверхности увеличение влажности грунта возможно в пределах всего здания и тем самым отношение сторон зоны увеличения влажности $\frac{L}{B} = \frac{24}{12} = 2$, а значение коэффициента $m_н$ в пределах зоны увеличения влажности ($0 \leqslant z \leqslant 4$ м) в соответствии с табл. 5.3 равно нулю, так как при $z = 4$ м $\frac{z+h}{B} = \frac{4+1{,}5}{12} < 0{,}5$.

Разбиваем основание ниже подошвы фундамента на слои толщиной 0,5 м и определяем суммарные давления, действующие в середине каждого слоя при набухании грунта за счет экранирования поверхности.

Для определения значений равновесной влажности слоя $W_к$ для заданных значений уровня грунтовых вод и суммарного давления не-

Таблица 5.6

Средняя глубина рассматриваемого слоя z_i, м	$p_б$, кгс/см²	$p_z = p\alpha$, кгс/см²	$p_{сум}$, кгс/см²	$\frac{2p_{сум}}{\gamma_s}$, см	$A = z + \frac{2p_{сум}}{\gamma_s}$	$\frac{p_i}{\gamma_w}$	$\lg \frac{p_i}{\gamma_w}$	$W_к$	W_0	ΔW	m
0,25	0,285	1,241	1,526	1102	2102	2077	3,32	0,309	0,206	0,103	0,69
0,75	0,375	1,031	1,406	1015	2015	1940	3,29	0,311	0,278	0,033	0,7
1,25	0,465	0,781	1,246	900	1900	1775	3,25	0,314	0,29	0,024	0,72
1,75	0,555	0,624	1,179	851	1851	1676	3,22	0,315	0,288	0,027	0,73
2,25	0,645	0,5	1,145	827	1827	1602	3,21	0,316	0,31	0,006	0,74
2,75	0,735	0,416	1,151	831	1831	1556	3,19	0,317	0,3	0,017	0,74
3,25	0,825	0,362	1,187	857	1857	1532	3,18	0,3175	0,305	0,0125	0,75
3,75	0,915	0,312	1,227	886	1886	1511	3,18	0,3175	0,307	0,0105	0,75

обходимо располагать зависимостью $W_н = f(p)$. Для хвалынских глин эта зависимость по экспериментальным данным аппроксимируется в виде:

$$\lg \frac{p_i}{\gamma_W} = 6{,}54 + 3{,}04 \lg (0{,}4 - W)$$

при $0{,}34 \leqslant W < 0{,}4$;

$$\lg \frac{p_i}{\gamma_W} = 1{,}8 + 16{,}81\ (0{,}4 - W) \text{ при } W < 0{,}34.$$

Для удобства эти зависимости следует представить графически в координатах $\left(\lg \frac{p_i}{\gamma_W},\ W \right)$.

В табл. 5.6 приведены величины, используемые при определении $S_н$.

Величину подъема ленточного фундамента определяем по формуле (5.2), в которой значения $\delta_н$ принимаются по формуле (5.4). Тогда для приведенных в табл. 5.6 значений $W_к$, W_0, m, найденных для 8 слоев грунта общей мощностью $H = 4$ м и при постоянных значениях коэффициента пористости $e_0 = 0{,}83$ и $h_i = 0{,}50$ м получим:

$$S_н = \sum_h^H \frac{2(W_к - W_0)}{1 + e_0} h_i m = \frac{2}{1 + 0{,}83} 50\ (0{,}103 \cdot 0{,}69 +$$

$$+ 0{,}033 \cdot 0{,}70 + 0{,}024 \cdot 0{,}72 + 0{,}027 \cdot 0{,}73 + 0{,}006 \cdot 0{,}74 +$$

$$+ 0{,}017 \cdot 0{,}74 + 0{,}0125 \cdot 0{,}75 + 0{,}0105 \cdot 0{,}75) = 9 \text{ см}.$$

Пример расчета подъема поверхности при сезонных изменениях влажности набухающего грунта.

Амплитуда сезонных перемещений поверхности набухающего грунта $S_н$ вследствие сезонного изменения его влажности с $W_{макс}$ до $W_{мин}$ может определяться по той же формуле (5.2), в которой за значения относительного набухания с использованием формулы (5.4) принимается

$$\delta_{нi} = \frac{2\Delta W_{ср}}{1 + e_0},$$

где $\Delta W_{ср}$ — средние значения изменения влажности, вычисляемые по $\Delta W = W_{макс} - W_{мин}$ двух соседних слоев.

Таблица 5.7

Средняя глубина рассматриваемого слоя z_i, м	$W_{макс}$	$W_{мин}$	ΔW	$\Delta W_{ср}$
0,25	0,245	0,204	+0,141	+0,116
0,75	0,302	0,211	+0,091	+0,051
1,25	0,236	0,225	+0,011	+0,0055
1,75	0,21	0,201	0	−0,0105
2,25	0,261	0,282	−0,021	−0,011
2,75	0,272	0,273	−0,001	

Определим амплитуду перемещений поверхности при изменениях влажности до глубины $H=3$ м от периода максимального увлажнения с $W_{\text{мако}}$ до периода подсыхания — $W_{\text{мин}}$, приведенных для 6 слоев грунта в табл. 5.7.

Поскольку $p_{\text{сум}}<0{,}5$ кгс/см², то $m=0{,}8$ для всех слоев. Толщина слоев $h_i=0{,}5$ м. Коэффициент пористости $e_0=0{,}83$. Тогда

$$S_{\text{н}}=\sum_{h}^{H}\frac{2\Delta W_{\text{ср}}}{1+e_0}h_i m=\frac{2}{1{,}83}0{,}8\cdot 50\,(0{,}116+0{,}051+$$

$$+0{,}055-0{,}0105-0{,}011)=3{,}4\text{ см}.$$

5.17 (24 прил. 3). **Величина усадки основания в результате высыхания набухшего грунта $S_{\text{у}}$ определяется по формуле**

$$S_{\text{у}}=\sum_{i=1}^{n}\delta_{\text{у}i}\,h_i\,m_{\text{у}},\qquad (5.8)\ (27\text{ прил. 3})$$

где $\delta_{\text{у}i}$ — **относительная линейная усадка i-го слоя, определяемая по указаниям п. 2.16 настоящей главы (п. 2.30 Рук.) при действии давления, равного сумме природного и дополнительного давлений от фундамента в середине рассматриваемого слоя при изменении влажности грунта в слое от наибольшего возможного значения до наименьшего;**

h_i — **толщина рассматриваемого слоя;**

$m_{\text{у}}$ — **коэффициент условий работы грунта при усадке, принимаемый равным 1,3;**

n — **число слоев, на которое разделена зона усадки грунта.**

Нижняя граница зоны усадки $H_{\text{у}}$ определяется экспериментальным путем, а при отсутствии опытных данных принимается равной 5 м.

При высыхании грунта в результате теплового воздействия технологических установок нижняя граница зоны усадки $H_{\text{у}}$ определяется опытным путем или соответствующим расчетом.

Допускается принимать $\delta_{\text{у}i}$, определяемое без нагрузки; при этом $m_{\text{у}}=1$, 2.

Пример расчета осадки фундамента за счет усадки грунта под действием климатических факторов

Фундамент имеет размеры 1×1 м и глубину заложения 2 м. Давление по подошве фундамента $p=2$ кгс/см². Основанием служат глины, залегающие слоем толщиной 8 м от поверхности. Объемный вес грунта равен 2 тс/м³.

Нижняя граница зоны усадки расположена на глубине 5 м.

Разбиваем массив грунта ниже подошвы фундамента на три слоя толщиной 1 м. В середине первого слоя давление от фундамента составляет $p_1=p\alpha=2\cdot 0{,}7=1{,}4$ кгс/см².

Давление от собственного веса грунта составляет 0,1 кгс/см². Общее давление в середине первого слоя равно 1,5 кгс/см². Во втором слое общее давление равно 0,66 кгс/см², а в третьем — 0,64 кгс/см².

Величины относительной усадки при этих давлениях соответственно равны 0,04; 0,02; 0,15.

$$S_{\text{у}}=100\cdot 1{,}3\,(0{,}04+0{,}02+0{,}015)=9{,}8\text{ см}.$$

5.18(5.6). Если определенная расчетом величина деформации основания окажется больше допустимой для проектируемых зданий и сооружений, то должны предусматриваться:

мероприятия, уменьшающие возможную величину деформаций основания [пп. 3.84 и 5.7 настоящей главы (пп. 3.334 и 5.20 Рук.)];

водозащитные мероприятия, предохраняющие грунты основания от замачивания [п. 3.87 настоящей главы (п. 3.337 Рук.)] или ограничивающие степень замачивания;

конструктивные мероприятия по приспособлению здания или сооружения к восприятию деформаций [п. 3.88 настоящей главы (п. 3.338 Рук.)].

Предельные значения деформаций, вызываемых набуханием (усадкой) грунтов, допускается принимать по табл. 3.37 (18) с учетом требований п. 3.69 настоящей главы (п. 3.279 Рук.).

5.19. При проектировании оснований и фундаментов зданий и сооружений, в том числе оснований под отдельные установки или оборудование, возводимых на набухающих грунтах, следует исходить из расчетной величины деформации (подъема), возможной при случайном, наиболее неблагоприятном замачивании грунта.

5.20(5.7). К мероприятиям, направленным на снижение или полное исключение возможных величин деформаций, вызванных набуханием (усадкой) грунта, относятся:

устранение свойств набухания грунта основания в пределах всей или части толщи путем предварительного замачивания;

применение компенсирующих песчаных подушек;

полная или частичная замена слоя набухающего грунта другим не набухающим грунтом;

прорезка фундаментами (полная или частичная) слоя набухающего грунта.

5.21. С целью устранения свойств набухания путем предварительного замачивания отрывается котлован (или траншея) на глубину 0,1—0,3 м выше проектной отметки заложения подошвы фундамента. В котловане пробуриваются скважины диаметром 100—250 мм, глубиной на 0,5 м меньше, чем требуемая по проекту толщина слоя, подвергаемого замачиванию. Скважины располагаются в шахматном порядке: расстояние между скважинами в ряду и между рядами принимается от 2 до 4 м. Скважины заполняются на всю высоту гравием, щебнем или песчано-гравийной смесью. В пределах котлована по двум взаимно перпендикулярным направлениям устраиваются поверхностные марки через 3—5 м одна от другой. До начала замачивания определяют влажность грунта по глубине через 0,5—0,7 м не менее, чем по шести образцам с каждой глубины.

В процессе замачивания через 7—10 дней производят нивелирование марок. Замачивание прекращается, когда величина подъема поверхности составит 0,8 расчетной.

5.22(5.8). Толщина слоя грунтов основания, подвергающегося предварительному замачиванию, толщина частично заменяемого слоя набухающего грунта или глубина частичной прорезки набухающего грунта назначаются в зависимости от требуемой величины снижения деформаций от набухания.

5.23. Величина подъема сооружений за счет набухания нижнего слоя набухающего грунта не должна превышать величин, указанных в табл. 3.37(18), принимаемых не в полном их размере, а лишь долею, согласно указаниям п. 3.279(3.69).

5.24(5.9). При возведении фундаментов на предварительно замо-

ченном основании из набухающих грунтов должно предусматриваться устройство подушек из песка, щебня или гравия либо упрочнение верхнего слоя грунта основания связующими материалами (например, известью).

5.25. При расчете оснований из набухающих грунтов после их предварительного замачивания используются характеристики грунта в замоченном состоянии.

5.26(5.10). **Компенсирующие песчаные подушки устраиваются на кровле или в пределах слоя набухающих грунтов при давлении, передаваемом на основание, не менее 1 кгс/см^2.**

Для устройства подушек применяются пески любой крупности, за исключением пылеватых, уплотняемые до объемного веса скелета не менее 1,55 тс/м^3.

5.27. Компенсирующие песчаные подушки устраиваются только под ленточные фундаменты, когда их ширина не превышает 1,2 м. Размеры подушки назначаются по табл. 5.8.

Таблица 5.8

Ширина фундамента b, м	Ширина подушки B, м	Высота подушки h; м
$0,5 \leqslant b \leqslant 0,7$	$2,4b$	$1,2b$
$0,7 < b \leqslant 1$	$2b$	$1,15b$
$1 < b \leqslant 1,2$	$1,8b$	$1,1b$

5.28. Уменьшение величины подъема фундамента на естественном основании из набухающих грунтов может обеспечиваться путем анкеровки фундамента с помощью свай, частично или полностью прорезающих набухающий слой. При этом нагрузка, передаваемая сооружением, воспринимается фундаментом и сваями. В этом случае должна обеспечиваться совместная работа системы фундамент-свая, а предельные деформации (осадки, подъемы) этой конструкции не должны превышать значений, установленных требованиями пп. 3.265—3.279 (3.63—3.69).

5.29. Водозащитные мероприятия имеют целью предотвратить локальное замачивание грунтов основания атмосферными или производственными водами. С этой целью предусматривается планировка территории, обеспечивающая надежный сток атмосферных вод в открытую или закрытую ливнесточную канализацию. Отвод вод с кровли здания должен быть организованным. Необходимо предусматривать отмостки такой ширины, чтобы они перекрывали не менее чем на 0,4 м пазухи засыпанных котлованов. Отмостки должны иметь уклон не менее 3%. Вода с отмостки отводится в специальные кюветы и далее в ливнесточную сеть. Вводы и выпуски водонесущих трубопроводов (канализация, водопровод и т. д.) выполняются в виде железобетонных лотков, соединяемых со смотровыми и контрольными колодцами. Соединение стояков с водоводами внутри зданий осуществляется в специальных приямках. Внутренние трубопроводы должны быть доступны для осмотра. В сооружениях, несущих воду (градирни, отстойники и т. д.), целесообразно предусматривать пластовый дренаж с выпуском воды из него в ливневую канализацию.

5.30. К числу конструктивных мероприятий относится увеличение жесткости и прочности путем разбивки здания на отдельные отсеки

осадочными швами. Отсек должен иметь правильную геометрическую форму в плане и одинаковую высоту. Увеличение прочности достигается введением железобетонных непрерывных поясов, устраиваемых по высоте в нескольких уровнях. Пояса располагаются на уровне перекрытий или на уровне верха проема. Пояса должны быть высотой не менее 15 см и перекрывать полностью наружные стены. Пояса армируются каркасами. Пояса предусматриваются при: а) частичной прорезке набухающих грунтов; б) частичной замене набухающего грунта ненабухающим; в) устройстве компенсирующих подушек; г) предварительном замачивании набухающих грунтов.

5.31(5.11). Замена набухающего грунта производится местным ненабухающим грунтом, уплотняемым до заданной плотности. Строительство зданий в этом случае должно выполняться как на обычных ненабухающих грунтах.

5.32. Допускается использовать набухающие грунты для обратной засыпки пазух и траншей при условии, что горизонтальное давление, вызванное их увлажнением, окажется допустимым для данного сооружения, а возможная величина подъема грунта засыпки не приведет к ухудшению условий эксплуатации. Уплотнение грунтов производится в соответствии с требованиями и методами, принятыми для устройства грунтовых подушек и обратных засыпок обычных грунтов.

Раздел 6
ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ, ВОЗВОДИМЫХ НА ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ЗАТОРФОВАННЫХ ГРУНТАХ

6.1(6.1). Основания, сложенные заторфованными грунтами, должны проектироваться с учетом их специфических особенностей — водонасыщенности, большой сжимаемости, медленного протекания осадок во времени, существенной изменчивости и анизотропии прочностных, деформационных и фильтрационных характеристик под воздействием нагрузки.

Грунтовые воды в заторфованных грунтах, как правило, являются сильноагрессивными по отношению к материалам фундаментов и подземных частей зданий и сооружений, что должно учитываться при выборе материалов и их защиты от агрессивного воздействия воды.

6.2. Заторфованным называется основание, в пределах сжимаемой толщи которого находятся слои или линзы грунта с относительным содержанием растительных остатков от общего веса более 0,03 для песчаных грунтов и более 0,05 — для глинистых грунтов.

Органические (растительные) остатки в грунте могут находиться в различном состоянии по степени разложения.

6.3. В зависимости от особенностей расположения в пределах ширины пятна застройки здания и по глубине основания слоев или линз заторфованного грунта или торфа можно выделить наиболее распространенные типы заторфованных оснований (рис. 6.1):

I — в пределах сжимаемой толщи основания здания залегают грунты с примесью растительных остатков, заторфованные грунты или торфы;

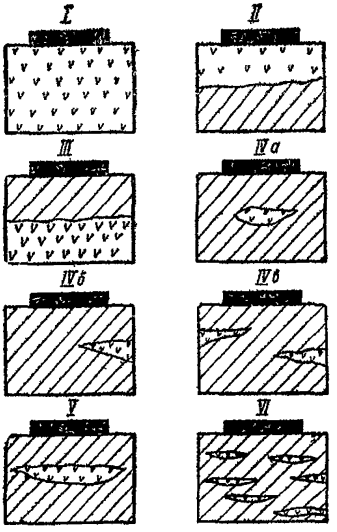


Рис 6.1. Типовые схемы оснований, включающих заторфованные грунты

II — в верхней части сжимаемой толщи основания здания залегают слои грунта с примесью растительных остатков, заторфованного грунта или торфа,

III — в нижней части сжимаемой толщи основания здания залегают слои грунта с примесью растительных остатков, заторфованного грунта или торфа,

IV — сжимаемая толща в пределах ширины пятна застройки здания включает грунты с примесью растительных остатков, заторфованные грунты и торфы в виде линз — центрально расположенной (рис. 6.1, IV*а*), односторонне вклинившейся (рис. 6 1, IV*б*); двухсторонне вклинившихся (рис. 6 1, IV*в*);

V — в пределах сжимаемой толщи находится прослойка грунта с примесью растительных остатков, заторфованного грунта или торфа;

VI — сжимаемая толща характеризуется многослойной заторфованностью.

При этом заторфованные основания могут быть подразделены на однородные (тип *I*) и неоднородные (типы *II—VI*)

6.4(6.4). Проектирование оснований, сложенных сильнозаторфованными грунтами и торфами (табл. 2.20) (12), с непосредственным опиранием на их поверхность фундаментов не допускается независимо от толщины слоя таких грунтов и от расчетной величины деформации основания.

Если указанные грунты залегают на уровне предполагаемой отметки фундаментов и толщина слоя этих грунтов не превышает 2 м, они должны быть заменены песчаной подушкой. При большей толщине слоев сильнозаторфованных грунтов или торфов целесообразно применять свайные фундаменты с заглублением свай в минеральные слои грунта на глубину не менее 2 м.

6.5(6.2). Деформационные и прочностные характеристики заторфованных грунтов, а также реологические процессы при изменениях напряженного состояния грунта должны устанавливаться в зависимости от различных давлений, передаваемых на образцы заторфованных грунтов при одноосном их сжатии в условиях отсутствия бокового расширения (при одометрических испытаниях).

6.6. Определение деформационных свойств водонасыщенных заторфованных грунтов производится на компрессионных приборах и приборах трехосного сжатия Образцы грунта ненарушенной структуры допускается загружать ступенями, не превышающими 0,2 кгс/см², до давлений в 1 кгс/см². Величина последующих ступеней не должна превышать 0,5 кгс/см² Максимальное давление при испытании принимается на 10—20% больше проектного давления на основание.

По результатам опыта устанавливается модуль деформации грунта для различных интервалов давлений, например от 0 до 0,5 кгс/см², от 0 до 1 кгс/см², от 0 до 1,5 кгс/см², от 1 до 2 кгс/см² и т. д. Значения модулей деформации заторфованного грунта используются в расчетах осадки в зависимости от фактических нормальных давлений по глубине основания в пределах его сжимаемой толщи.

Сопротивление сдвигу водонасыщенных заторфованных грунтов для расчетов оснований зданий и сооружений II—IV классов допускается принимать независящим от давления и определять при бытовом давлении.

6.7. Если на площадке предполагаемой застройки, сложенной совокупностью водонасыщенных минеральных грунтов, грунтов с примесью растительных остатков, заторфованных грунтов и торфов при различном их сочетании по толщине слоев, глубине расположения и размещению в плане, применяется комплекс мероприятий по предварительной подготовке основания (временная или постоянная огрузка, дренирование и т п), физико-механические характеристики заторфованных грунтов должны устанавливаться по результатам их испытаний после уплотнения

6.8(6.3). Результаты испытаний заторфованных грунтов для учета их анизотропии должны сопровождаться указаниями о природной ориентации к вертикали оси каждого отобранного образца грунта и о направлении механического процесса испытания по отношению к этой оси.

Анизотропию заторфованных грунтов допускается не учитывать, если величины характеристик грунта для горизонтального направления отличаются не более чем на 40% от соответствующих величин характеристик для вертикального направления.

6.9. Анизотропные свойства заторфованных грунтов должны учитываться при расчете оснований: по первому предельному состоянию, если плоскость скольжения грунта при потере устойчивости основания пересекает слои заторфованного грунта как в вертикальном, так и горизонтальном направлениях (рис. 6.2, *а*); по второму предельному состоянию при определении горизонтальных смещений сооружений от горизонтальной составляющей нагрузки (рис. 6,2, *б*; 6.2, *в*). Обозначения деформа-

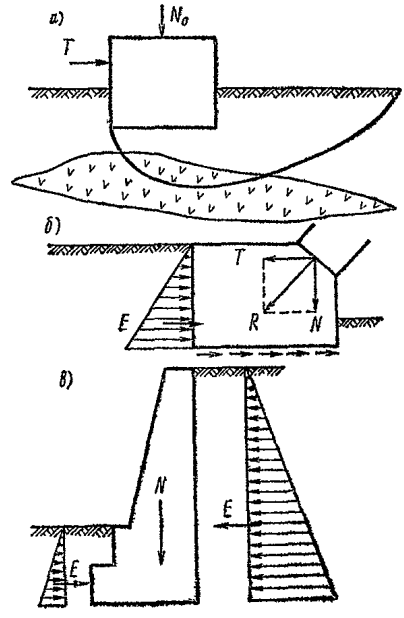


Рис. 6.2. Схемы условий, когда необходимо учитывать анизотропные свойства грунтов

а — поверхность скольжения пересекает слои заторфованного грунта; *б* и *в* — возможны горизонтальные перемещения фундаментов

ционных или прочностных характеристик заторфованного грунта с анизотропными свойствами должны иметь индекс, указывающий диапазоны давлений и их направление при испытании (горизонтальное или вертикальное), например $E^{гор}_{0-1}$, $\varphi^{вер}_{0,5-1,5}$.

Значения модулей деформации $E^{тор}$ могут определяться в соответствии с требованиями ГОСТ 20276—74 «Грунты. Метод полевого определения модуля деформации прессиометрами».

6.10(6.11). Расчет оснований, сложенных водонасыщенными заторфованными грунтами, по несущей способности и по деформациям должен проводиться с учетом:

скорости приложения нагрузки на поверхность заторфованного грунта;

гидродинамических сил, возникающих в процессе приложения нагрузки;

изменения напряжений в скелете грунта вследствие процесса консолидации;

анизотропии прочностных свойств заторфованного грунта.

***При расчете допускается использовать методы теории линейной* консолидации грунта.**

6.11. В расчетах несущей способности и деформаций заторфованных оснований, как правило, должны использоваться расчетные значения характеристик грунтов, устанавливаемые по указаниям п. 3.53 (3.13) на основе непосредственных испытаний грунтов в полевых или лабораторных условиях.

Для ориентировочных расчетов оснований расчетные значения физико-механических характеристик грунтов допускается принимать равными их нормативным значениям:

для грунтов с примесью растительных остатков, а также верховых и низинных торфов — по СН 475-75;

для погребенных торфов — по табл. 6.1.

6.12. Расчет несущей способности водонасыщенных заторфованных оснований следует выполнять в случаях, указанных в подпунктах «а, б» п. 3.289 (3.4), а также если основание сложено:

глинистыми слабозаторфованными грунтами I категории разложения ($R_p \leqslant 30\%$) с консистенцией $I_L > 0{,}5$;

Таблица 6.1

Характеристика погребенного торфа	Нормативные значения характеристик при степени разложения торфа R_p, %		
	20—30	31—40	41—60
Объемный вес γ, тс/м³	1,1	1,3	1,5
Удельный вес γ_s, тс/м³	1,4	1,8	2,2
Природная влажность W	3	2	1,2
Коэффициент пористости e	4,1	3,1	2,2
Угол внутреннего трения φ, град	22	26	30
Удельное сцепление c, кгс/см²	0,3	0,2	0,1
Модуль деформации E, кгс/см²	15	30	50
Коэффициент бокового давления ξ	0,24	0,28	0,32

глинистыми среднезаторфованными грунтами II категории разложения ($R_р > 30\%$) с консистенцией $I_L > 0{,}25$,

глинистыми сильнозаторфованными грунтами любой консистенции и песчаными средне- и сильнозаторфованными грунтами независимо от категории заторфованных грунтов по степени разложения растительных остатков

6.13 (3.76). Несущая способность медленно уплотняющихся водонасыщенных глинистых и заторфованных грунтов оснований (при степени влажности $G \geqslant 0{,}85$ и коэффициенте консолидации $c_v \leqslant 1 \times 10^7$ см²/год) должна определяться с учетом возникновения нестабилизированного состояния из-за уменьшения касательного напряжения τ по площадке скольжения за счет образования избыточного давления в поровой воде u. При этом отношение между нормальными и касательными напряжениями принимается по зависимости

$$\tau = (p - u) \operatorname{tg} \varphi_I + c_I , \qquad (6.1)\ (27)$$

где p — нормальное давление по площадкам скольжения, кгс/см²,

u — избыточное давление в поровой воде, кгс/см²

φ_I — расчетное значение угла внутреннего трения,

c_I — расчетное значение удельного сцепления, кгс/см²

Примечание. Величину избыточного давления u в поровой воде допускается определять методами теории одномерной консолидации грунта с учетом изменения состояния грунта по мере его нагружения возводимым сооружением.

6.14. Избыточное давление в поровой воде определяется методами теории одномерной консолидации грунта с учетом сроков возведения сооружения и фильтрации поровой воды в сторону дренирующего подстилающего слоя, а при наличии песчаной подушки под фундаментом — также в сторону подошвы этой подушки.

Учитывать действие дренирующего слоя допускается только в том случае, если этот слой не представляет собой замкнутую линзу, а дренирующей подушки под подошвой фундамента — если обратная засыпка пазух произведена дренирующим грунтом или грунт выше подошвы песчаной подушки является дренирующим.

6.15. Для водонасыщенных грунтов, имеющих показатель консистенции $I_L \leqslant 0{,}5$, допускается не определять коэффициент консолидации и не учитывать возможность возникновения нестабилизированного состояния грунтов основания.

6.16 (3.80). Несущая способность оснований, сложенных медленно уплотняющимися водонасыщенными грунтами, указанными в п. 3.76 (п. 6.13 Рук.), определяется без учета их угла внутреннего трения ($\varphi_I = 0$), если они залегают под подошвой фундаментов на глубину не менее 0,75 его ширины и если в пределах сжимаемой толщи основания отсутствуют дренирующие слои грунта или дренирующие устройства.

В этом случае несущая способность оснований фундаментов Φ, заглубленных на величину не более их ширины, определяется по формуле (6.2) (32) для вертикальной составляющей наклонной нагрузки на ленточные фундаменты и по формуле (6.3) (33) для вертикальной нагрузки на прямоугольные фундаменты с длиной подошвы не более трехкратной ее ширины:

$$\Phi = \bar{b}\bar{l}\,[q + (\pi + 1 - 2\delta + \cos 2\delta)\, c_I], \qquad (6.2)\ (32)$$

$$\Phi = \bar{b}\bar{l}\left\{q + \left[5{,}70 + 0{,}28\left(\frac{\bar{l}}{\bar{b}} - 1\right)\right] c_I\right\}, \qquad (6.3)\ (33)$$

где $\overline{b}$ и $\overline{l}$ — обозначения те же, что и в формуле (3.88) (23);

q — пригрузка со стороны предполагаемого выпора грунта (с учетом веса пола подвала или технического подполья);

c_I — обозначение то же, что и в формуле (3.92) (28);

$\pi = 3{,}14$;

δ — угол (в радианах) наклона к вертикали равнодействующей внешних нагрузок, принимаемый положительным, если горизонтальная составляющая равнодействующей направлена в сторону предполагаемого выпора и отрицательным — в противном случае.

6.17. При вертикальном действии нагрузки ($\delta = 0$) формула (6.2) (32) для ленточного фундамента принимает вид

$$\Phi = \overline{b}\,\overline{l}\,(q + 5{,}14c_I). \qquad (6.4)$$

Несущую способность однородного основания, удовлетворяющего требования п. 6.16 (3.80), для круглых и квадратных фундаментов при вертикальной центральной нагрузке следует определять по формуле

$$\Phi = \overline{b}\,\overline{l}\,(q + 5{,}70c_I). \qquad (6.5)$$

6.18. Расчет оснований, включающих водонасыщенные заторфованные грунты, по деформациям выполняется в соответствии с требованиями п. 3.166 (3.47). При этом предельно допустимые деформации основания допускается принимать по табл. 3.37 (18).

6.19. Расчетные схемы основания для определения конечных осадок фундаментов на заторфованных основаниях принимаются по п. 3.223 (3.49).

Дополнительную осадку фундаментов на водонасыщенных заторфованных основаниях за счет разложения (минерализации) органических включений допускается не учитывать, если в период срока службы сооружения уровень грунтовых вод не будет понижаться.

Осадка слоя сильнозаторфованного грунта или торфа при намыве или отсыпке на него песчаного слоя определяется по пп. 6.34—6.41.

6.20. При расчете оснований, включающих водонасыщенные заторфованные грунты, по деформациям среднее давление под подошвой фундамента от нагрузок по пп. 3.14—3.23 не должно превышать расчетного давления R, определяемого по п. 3.178 (3.50).

Коэффициент условий работы грунтового основания m_1 при определении расчетного давления R на заторфованное основание принимается по табл. 6.2.

6.21. Для предварительного определения размеров фундаментов зданий и сооружений всех классов на заторфованных песчаных грунтах и окончательного — для зданий и сооружений III и IV классов на основаниях, сложенных горизонтальными, выдержанными по толщине (уклон не более 0,1) слоями заторфованных песчаных грунтов, сжимаемость которых не увеличивается с глубиной в пределах двойной ширины наибольшего фундамента ниже проектной глубины его заложения, допускается пользоваться условными расчетными давлениями R_0 по табл. 6.3.

6.22. При использовании в расчетах значений R_0 по табл. 6.3 для окончательного назначения размеров фундаментов зданий и соо-

Таблица 6.2

Вид грунтов	Коэффициент условий работы грунтового основания m_1
1. Пески мелкие водонасыщенные при степени заторфованности:	
$0{,}03 < q \leqslant 0{,}25$	0,85
$0{,}25 < q \leqslant 0{,}40$	0,80
2. Пески пылеватые водонасыщенные при степени заторфованности:	
$0{,}03 < q \leqslant 0{,}25$	0,75
$0{,}25 < q \leqslant 0{,}40$	0,70
3. Глинистые грунты водонасыщенные при степени заторфованности $0{,}05 < q \leqslant 0{,}25$ с консистенцией:	
$I_L \leqslant 0{,}5$	1,05
$I_L > 0{,}5$	1
4. Глинистые грунты водонасыщенные при степени заторфованности $0{,}25 < q \leqslant 0{,}40$ с консистенцией:	
$I_L \leqslant 0{,}5$	0,90
$I_L > 0{,}5$	0,80

Таблица 6.3

Вид песчаных грунтов средней плотности	Значения R_0, кгс/см², в зависимости от степени заторфованности грунта q		
	$0{,}03 < q \leqslant 0{,}10$	$0{,}10 < q \leqslant 0{,}25$	$0{,}25 < q \leqslant 0{,}40$
Пески мелкие:			
маловлажные	2,5	1,6	0,9
очень влажные и насыщенные водой	1,5	1	0,7
Пески пылеватые:			
маловлажные	2,0	1,2	0,8
очень влажные	1	0,8	0,5
насыщенные водой	0,8	0,6	0,4

Примечание. Значения условных расчетных давлений R_0 в табл. 6.3 относятся к грунтам со степенью разложения растительных остатков $R_p \leqslant 30\%$. При $R_p > 30\%$ значения R_0 принимаются с коэффициентом 0,8.

ружений в случаях, указанных в п. 3.203 (3.59), величина расчетного давления на грунты основания R определяется с поправками на глубину заложения и ширину подошвы фундамента по формулам (3.51) и (3.52).

6.23 (6.5). Если расчетная величина деформации основания, сложенного заторфованными грунтами, или его несущая способность окажутся недопустимыми для проектируемых зданий и сооружений, в проектах должны предусматриваться:

мероприятия, уменьшающие возможные деформации основания [пп. 3.84 и 6.6 настоящей главы (пп. 3.334 и 6.24 Рук.)];

конструктивные мероприятия по повышению пространственной жесткости, приспосабливающие здание (сооружение) к восприятию ожидаемых по расчету деформаций основания [п. 3.88 настоящей главы (п. 3.338 Рук.)];

конструктивные мероприятия, обеспечивающие нормальную эксплуатацию вводов коммуникаций.

6.24 (6.6). Из состава мероприятий, уменьшающих возможные деформации оснований, сложенных водонасыщенными заторфованными грунтами, должны предусматриваться:

прорезка (полная или частичная) слоя заторфованного грунта фундаментами, в том числе свайными;

частичная или полная срезка (выторфовка) заторфованного грунта с последующей планировкой площади местным (незаторфованным) грунтом или устройством песчаной или гравийной (щебеночной) подушки;

предварительное уплотнение территории, подлежащей застройке.

6.25. Заторфованное основание может быть использовано:

без специальных мероприятий;

с применением только строительных и конструктивных мероприятий (соблюдение определенной скорости передачи нагрузки на основание, введение поясов жесткости, разбивка здания на отдельные секции и т. п.);

с применением специальных мероприятий (временная или постоянная огрузка, в том числе с устройством дренажа, временное или постоянное водопонижение, частичная или полная выторфовка, устройство подушки и т. п.).

6.26. В зависимости от типа заторфованного основания, степени заторфованности, глубины залегания и толщины слоев заторфованных грунтов и т. д., а также конструктивных особенностей проектируемого здания (сооружения) и предъявляемых к нему эксплуатационных требований должны рассматриваться различные варианты специальных мероприятий по уменьшению возможных деформаций основания или повышению его несущей способности, конструктивных или строительных мероприятий [(п. 3.333) (3.83)].

Рекомендуется применение следующих мероприятий.

Для I типа заторфованного основания:

огрузка основания временной или постоянной нагрузкой, в том числе с дренажем и последующим устройством зданий (сооружений) на плитных фундаментах, монолитных или сборно-монолитных перекрестных лентах и т. п.;

устройство песчаной или гравийной (щебеночной) подушки и т. п.

Для II типа:

прорезка (полная или частичная) слоя заторфованного грунта фундаментами, в том числе свайными;

частичная или полная выторфовка заторфованного грунта с устройством фундаментов на песчаной или гравийной (щебеночной) подушке;

предварительное уплотнение основания временной или постоянной его огрузкой, в том числе с дренажем.

Для III типа:

устройство зданий (сооружений) на плитных фундаментах, перекрестных монолитных или сборно-монолитных лентах и т. п. с минимально допустимым их заглублением в слой минерального грунта и конструктивными мероприятиями по повышению пространственной жесткости здания (сооружения);

устройство фундаментов зданий (сооружений) на предварительно уплотненной подсыпке из местного (незаторфованного) грунта.

Для IV типа:

прорезка линз заторфованного грунта фундаментами, в том числе свайными;

устройство зданий (сооружений) на плитных фундаментах, монолитных или сборно-монолитных лентах с конструктивными мероприятиями по повышению пространственной жесткости здания (сооружения);

выторфовка линз с заменой местным (незаторфованным) грунтом;

устройство фундаментов зданий (сооружений) на предварительно уплотненной подсыпке из местного (незаторфованного) грунта.

Для V типа:

прорезка слоя заторфованного грунта фундаментами, в том числе свайными;

выторфовка слоя с заменой местным (незаторфованным) грунтом;

устройство зданий (сооружений) на плитных фундаментах, перекрестных монолитных или сборно-монолитных лентах и т. п. с минимально допустимым заглублением их в слой минерального грунта и конструктивными мероприятиями по повышению пространственной жесткости здания (сооружения);

устройство фундаментов зданий (сооружений) на предварительно уплотненной подсыпке из местного (незаторфованного) грунта.

Для VI типа:

частичная или полная выторфовка заторфованного грунта из линз с устройством фундаментов на песчаной или гравийной (щебеночной) подушке;

устройство фундаментов зданий (сооружений) на предварительно уплотненной подсыпке из местного (незаторфованного) грунта.

Для VI типа заторфованного основания применяются плитные фундаменты, монолитные или сборно-монолитные ленты с конструктивными мероприятиями по повышению пространственной жесткости здания (сооружения).

6.27 (6.8). Выбор мероприятий или их сочетания производится с учетом толщины слоя и свойств заторфованного грунта, а также свойств и толщины слоев грунтов, подстилающих или покрывающих заторфованный грунт.

Выбор мероприятий должен выполняться на основе технико-экономического сравнения различных вариантов.

6.28. Песчаные подушки устраиваются под фундаментами для замены сильносжимаемых заторфованных грунтов, уменьшения дав-

ления на нижележащие слои грунта и повышения в случае необходимости отметки подошвы фундаментов. Песчаные подушки, выполняя роль дренажа, способствуют ускорению процесса консолидации (уплотнения) нижележащих грунтов.

Подушки устраиваются, как правило, из песков крупных и средней крупности. В отдельных случаях допускается применение гравия или естественной гравийно-песчаной смеси. Мелкие пески не рекомендуются для устройства подушек.

6.29. Песчаные подушки должны уплотняться до объемного веса скелета грунта, указываемого проектом в зависимости от требований, предъявляемых к подушке, и возможных средств уплотнения.

Объемный вес скелета грунта в подушках из песка крупного и средней крупности рекомендуется предусматривать не менее 1,65 тс/м^3.

При назначении необходимых величин прочностных характеристик уплотненного грунта в подушках следует учитывать указания пп. 3.189—3.193 (3.55).

6.30 (6.7). Основными средствами, которыми осуществляется предварительное уплотнение заторфованных грунтов, являются:

отгрузка территории временной или постоянной насыпью (или массивным пригрузом) с устройством фильтрующего слоя, дренажных прорезей или скважин;

временное или постоянное водопонижение территории.

Рекомендуется также применение намыва территорий с дальнейшим использованием намытых грунтов в качестве оснований.

6.31. Для намыва оснований сооружений могут применяться супеси и песчаные грунты любой крупности. Для ускорения консолидации намываемого слоя пылеватых песков или супесей необходимы предварительный намыв или укладка на маловодопроницаемое естественное основание дренирующего слоя, например из мелкого песка.

6.32 (6.9). При проектировании отгрузки должны быть установлены:

величина давления в скелете уплотняемого слоя грунта, при котором достигается требуемая для проектируемого здания или сооружения характеристика сжимаемости грунта;

время, при котором достигается необходимая характеристика уплотненного грунта.

Для определения расчетом величины давления, а также времени, при которых достигается требуемая характеристика грунта, допускается применять методы теории линейной консолидации грунта.

6.33 (6.10). Плотность грунтов в песчаном отгрузочном слое и в песчаных подушках, отсыпаемых на заторфованных грунтах, должны контролироваться по данным статического зондирования, руководствуясь данными табл. 2.11 (5).

Примечание. Применение динамического зондирования для контроля плотности грунта в песчаных подушках и отгрузочном слое в условиях водонасыщенных заторфованных грунтов не рекомендуется.

6.34. Конечная осадка и сроки консолидации слоя сильнозаторфованного грунта или торфа при намыве или отсыпке на него песчаного слоя определяются без учета осадки подстилающего слоя, если его модуль деформации в 10 и более раз превышает модуль деформации сильнозаторфованного грунта или торфа.

Величина нагрузок от намыва или отсыпки и порядок их учета в расчетах конечной осадки и сроков консолидации слоя сильнозаторфованного грунта или торфа определяется в соответствии с принятым проектом организации работ.

6.35. Величина конечной осадки слоя сильнозаторфованного грунта или торфа в стабилизированном состоянии S_∞, вызванной намытым или отсыпанным слоем песка, определяется по формуле

$$S_\infty = \frac{3ph}{3E + 4p}, \qquad (6.6)$$

где p — давление от песчаной насыпи на поверхность сильнозаторфованного грунта или торфа, тс/м²;

E — модуль деформации сильнозаторфованного грунта или торфа при полной влагоемкости, тс/м²;

h — толщина слоя сильнозаторфованного грунта или торфа, м. Наименьший размер насыпи в плане должен быть более $5h$.

6.36. В случае, если толща сильнозаторфованного грунта или торфа состоит из нескольких горизонтальных слоев с различными модулями деформации и общая высота этой толщи не превышает 10 м, осадка всей толщи в конце периода стабилизации определяется как сумма осадок отдельных слоев.

6.37. Осадка слоя сильнозаторфованного грунта или торфа S_t, вызванная его огрузкой, в любой момент времени t определяется по формуле

$$S_t = Q_z S_\infty, \qquad (6.7)$$

где S_∞ — конечная осадка слоя сильнозаторфованного грунта или торфа в стабилизированном состоянии, определяемая по формуле (6.6);

Q_z — степень консолидации, определяемая соотношением

$$Q_z = 1 - \frac{\overline{U}_z}{\alpha t}; \qquad (6.8)$$

$\frac{\overline{U}_z}{\alpha t}$ — относительное среднее избыточное давление в поровой воде, определяемое по табл. 6.4 в зависимости от факторов времени T_v и $\overline{T}_v$, которые вычисляются по п. 6.38.

6.38. Величины факторов времени T_v и $\overline{T}_v$ определяются по формулам:

$$T_v = \frac{c_v}{H^2} t; \qquad (6.9)$$

$$\overline{T}_v = \frac{c_v}{H^2} \overline{t}, \qquad (6.10)$$

где c_v — коэффициент консолидации грунта при вертикальном дренировании, определяемый по п. 6.42;

H — длина пути фильтрации, равная: при двустороннем дренаже — половине толщины слоя сильнозаторфованного грунта или торфа, при одностороннем — толщине слоя сильнозаторфованного грунта или торфа;

Таблица 6.4

$\bar{T}_v$	Относительное среднее избыточное давление $\frac{\bar{U}_z}{\alpha t}$ для слоя торфа в условиях двухстороннего дренажа при $\bar{T}_v$, равном		
	0,1	0,2	0,3
0	1	1	1
0,05	0,83	0,83	0,83
0,1	0,76	0,76	0,76
0,2	0,56	0,66	0,66
0,3	0,44	0,5	0,59
0,4	0,34	0,39	0,45
0,5	0,27	0,31	0,35
0,6	0,21	0,24	0,27
0,7	0,16	0,19	0,21
0,8	0,13	0,14	0,17
0,9	0,10	0,12	0,13
1	0,08	0,09	0,10
1,1	0,06	0,07	0,08
1,2	0,05	0,05	0,06
1,3	0,04	0,04	0,05
1,4	0,03	0,03	0,04
1,5	0,03	0,02	0,03
1,6	0,02	0,02	0,02
1,7	0,01	0,02	0,02
1,8	0,01	0,01	0,01
1,9	0,01	0,01	0,01
2	0,01	0,01	0,01

Примечание. Для промежуточных значений T_v и T_v величина $\frac{\bar{U}_z}{\alpha t}$ определяется интерполяцией.

t — заданное время консолидации;

$\bar{t}$ — время, соответствующее прекращению возрастания нагрузки от песчаной насыпи или намыва.

Примечание. В случае неоднородной толщи сильнозаторфованного грунта или торфа в расчетах допускается использовать средневзвешенное значение коэффициентов консолидации.

6.39. Время t, необходимое для консолидации слоя сильнозаторфованного грунта или торфа до заданной степени консолидации Q_z при постоянной нагрузке, определяется из формулы

$$t = T_v \frac{H^2}{c_v}. \qquad (6.11)$$

Пример расчета осадки слоя торфа при отсыпке на него песчаного слоя

Необходимо определить величину осадки слоя торфа толщиной $h=3$ м через $t=0{,}5$ года после окончания отсыпки. Время отсыпки слоя песка $\bar{t}=0{,}1$ года. Коэффициент консолидации торфа $c_v=5\times 10^4$ см^2/год (5 м^2/год); модуль деформации торфа при полной влагоемкости $E=6{,}1$ тс/м^2. Объемный вес песка, отсыпаемого на торфяной слой, $\gamma=2$ тс/м^3, высота песчаной насыпи $H_н=2$ м.

Давление p от слоя песка на торф равно

$$p = \gamma H_н = 2 \cdot 2 = 4 \text{ тс/м}^2.$$

Определим конечную величину осадки слоя торфа по формуле (6.6):

$$S_\infty = \frac{3ph}{3E + 4p} = \frac{3 \cdot 4 \cdot 3}{3 \cdot 6{,}1 + 4 \cdot 4} = 1{,}05 \text{ м}.$$

По формулам (6.8) и (6.9) вычислим значения факторов времени T_v и $\bar{T}_v$ при двухсторонней фильтрации

$$T_v = \frac{c_v}{H^2} t = \frac{5}{1{,}5^2} 0{,}5 = 1{,}11;$$

$$\bar{T}_v = \frac{c_v}{H^2} \bar{t} = \frac{5}{1{,}5^2} 0{,}1 = 0{,}222.$$

При полученных значениях T_v и $\bar{T}_v$ по табл. 6.4 определяем относительное среднее избыточное давление

$$\frac{\bar{U}_z}{\alpha t} \simeq 0{,}07.$$

Степень консолидации Q_z, вычисленная по формуле (6.8), составляет

$$Q_z = 1 - \frac{\bar{U}_z}{\alpha t} = 1 - 0{,}07 = 0{,}93.$$

Определим осадку слоя торфа при двухстороннем дренаже через 0,5 года по формуле (6.7):

$$S_t = Q_z S_\infty = 0{,}93 \cdot 1{,}05 = 0{,}98 \text{ м} = 98 \text{ см}.$$

При односторонней фильтрации величины факторов времени $\overline{T}_v$ и T_v по формулам (6.9) и (6.10) будут равны:

$$T_v = \frac{c_v}{(2H)^2} t = \frac{5}{9} 0{,}5 = 0{,}28;$$

$$\overline{T}_v = \frac{c_v}{(2H)^2} \overline{t} = \frac{5}{9} 0{,}1 = 0{,}05 \approx 0{,}1.$$

По табл. 6.4 определяем относительное среднее избыточное давление:

$$\frac{\overline{U}_z}{\alpha t} \approx 0{,}6.$$

Степень консолидации Q_z по формуле (6.8) равна

$$Q_z = 1 - \frac{\overline{U}_z}{\alpha t} = 1 - 0{,}6 = 0{,}4.$$

Осадка слоя торфа при одностороннем дренаже через 0,5 года по формуле (6.7) составляет

$$S_t = Q_z S_\infty = 0{,}4 \cdot 1{,}05 = 0{,}42 \text{ м} = 42 \text{ см}.$$

6.40. В тех случаях когда величины относительных средних избыточных давлений $\frac{\overline{U}_z}{\alpha t}$ не могут быть определены по табл. 6.4, они должны вычисляться по формулам:

при $T_v \geqslant \overline{T}_v$

$$\frac{\overline{U}_z}{\alpha t} = \frac{1}{T_v} \frac{16}{\pi^3} \sum_{n=0}^{n=\infty} \frac{1}{(2n+1)^3} \sin \frac{(2n+1)\pi}{2} \left(\frac{z}{H}\right) \times$$

$$\times \left\{ \exp\left[-\frac{(2n+1)^2 \pi^2}{4} (T - \overline{T}_v) \right] - \exp\left[-\frac{(2n+1)^2 \cdot \pi^2}{4} T_v \right] \right\}; \quad (6.12)$$

при $T_v < \overline{T}_v$

$$\frac{\overline{U}_z}{\alpha t} = \frac{1}{T_v} \left\{ \frac{z}{H} \left(1 - \frac{z}{2H}\right) - \frac{16}{\pi^3} \sum_{n=0}^{n=\infty} \frac{1}{(2n+1)^3} \times \right.$$

$$\left. \times \sin \frac{(2n+1)\pi}{2} \left(\frac{z}{H}\right) \exp\left[-\frac{(2n+1)^2 \pi^2}{4} T_v \right] \right\}, \quad (6.13)$$

где $T_v = \frac{c_v}{H^2} t$ — фактор времени, соответствующий любому заданному времени t;

$\overline{T}_v = \frac{c_v}{H^2} \overline{t}$ — фактор времени, соответствующий времени прекращения возрастания нагрузки $\overline{t}$;

$2H$ — толщина слоя торфа под подошвой песчаной насыпи до кровли подстилающего слоя;

z — расстояние по вертикали от подошвы песчаной насыпи до рассматриваемой точки.

6.41. На ранних стадиях проектирования для предварительных расчетов, когда сроки огрузки слоя водонасыщенного сильнозаторфованного грунта или торфа песчаным слоем еще неизвестны, осадку основания S_t в любой момент времени t допускается определять в предположении, что огрузка происходит мгновенно ($\overline{t}=0$). В этом случае значения $Q_z=S_t/S_\infty$ при различных значениях $T_v=t\frac{c_v}{H^2}$ принимаются по табл. 6.5.

Таблица 6.5

$Q_z=\frac{S_t}{S_\infty}$	0,25	0,35	0,50	0,60	0,70	0,80
$T_v=t\frac{c_v}{H^2}$	0,051	0,097	0,197	0,288	0,403	0,569

Продолжение табл. 6.5

$Q_z=\frac{S_t}{S_\infty}$	0,85	0,90	0,95	0,98	0,99
$T_v=t\frac{c_v}{H^2}$	0,685	0,852	0,113	1,500	1,800

Промежуточные значения величин, приведенных в табл. 6.5, определяются интерполяцией.

Пример определения времени, необходимого для заданной степени консолидации основания

Требуется определить время, при котором осадка слоя верхового торфа со степенью разложения $R_p=24\%$ и коэффициентом консолидации $c_v=5$ м²/год составит 0,5 и 0,99 стабилизированной осадки. Толщина слоя торфа равна 3 м.

$$\text{Для } \frac{S_t}{S_\infty}=0{,}5 \text{ по табл. 6.5 находим } t\frac{c_v}{H_2}=0{,}2,$$

$$\text{откуда } t=\frac{0{,}2}{c_v}H^2=\frac{0{,}2\cdot 9}{5}=0{,}36 \text{ года}.$$

$$\text{Для } \frac{S_t}{S_\infty}=0{,}99 \text{ находим } t=\frac{c_v}{H^2}=1{,}8,$$

$$\text{откуда } t=\frac{1{,}8\cdot 9}{5}=3{,}24 \text{ года}.$$

6.42. Коэффициент консолидации c_v для водонасыщенных заторфованных грунтов, торфов и илов определяют на основе обычного компрессионного испытания в одометре с пористыми камнями путем обработки кривой консолидации по методу Тейлора. Для определения коэффициента консолидации c_v строят кривую консолидации при проектном давлении в системе координат y и $\sqrt{t}$, где y — деформация сжатия грунта, мм (пример кривой консолидации см. рис. 6.3). На графике проводят прямую, совпадающую с начальным прямолинейным участком кривой консолидации. Пересечение этой прямой с осью ординат дает точку A, которая называется точкой начала первичной консолидации. Из точки A проводят вторую прямую, абсциссы которой составляют 1,15 абсцисс первой прямой. Точка пересечения второй прямой с экспериментальной кривой (точка B) дает время t_{90}, составляющее 90% первичной консолидации.

Коэффициент консолидации c_v, см^2/с, определяется по формуле

$$c_v = \frac{0{,}848\,(0{,}5H)^2}{t_{90} \cdot 60}, \qquad (6.14)$$

где 0,848 — числовой коэффициент Тейлора для 90% первичной консолидации;

H — высота образца см;

t_{90} — время, соответствующее 90% первичной консолидации, мин.

Пример определения коэффициента консолидации

Требуется определить значение c_v по данным компрессионного испытания образца заторфованного суглинка, имеющего высоту $H=2$ см. Грунт характеризуется следующими физико-механически-

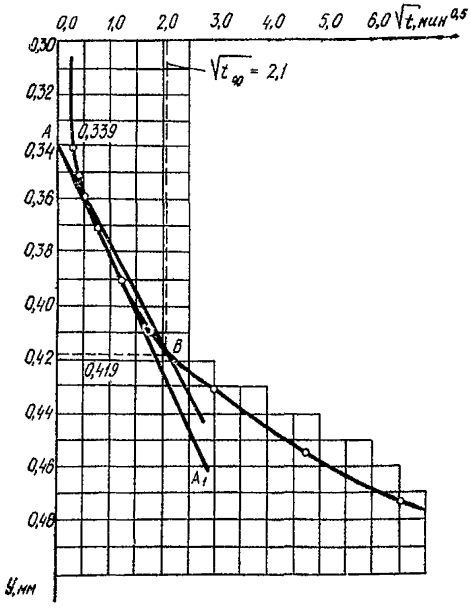


Рис. 6.3. Кривая консолидации к примеру определения коэффициента консолидации c_v

ми свойствами: степень заторфованности $q=0{,}24$, коэффициент пористости $e=1{,}80$; влажность $W=48{,}7\%$; объемный вес $\gamma=1{,}23$ гс/см^3; удельный вес $\gamma_s=2{,}32$ гс/см^2; степень влажности $G=0{,}63$. Кривая консолидации при давлении $p=0{,}5$ кгс/см^2 представлена на рис. 6.3.

Выполнив необходимые построения по указаниям п. 6.42, получаем $\sqrt{t}=2{,}1$ мин$^{0{,}5}$, или $t_{90}=4{,}4$ мин. Значение c_v, вычисленное по формуле (6.14), будет равно:

$$c_v=\frac{0{,}848\,(0{,}5\cdot 2)^2}{4{,}4\cdot 60}=3{,}2\cdot 10^{-3}\ \text{см}^2/\text{с}.$$

6.43. В проектах зданий и сооружений, возводимых на водонасыщенных заторфованных грунтах, должны предусматриваться натурные измерения деформаций оснований и фундаментов по пп. 3.284 (3.71)—3.288.

6.44. Натурные измерения должны производиться:

при застройке новых районов типовыми зданиями высотой 5 и более этажей с характерными напластованиями грунтов в основании исходя из нормы: одно наблюдаемое здание на 10 строящихся;

в каждом квартале застройки за первым по очередности постройки зданием высотой более 16 этажей, а также за уникальными зданиями и сооружениями;

за зданиями и сооружениями, имеющими конструкции пролетом более 24 м;

в случаях возникновения значительных деформаций несущих конструкций, появления трещин, вызванных осадкой или горизонтальными перемещениями конструкций зданий и сооружений в ходе их строительства или эксплуатации.

Примечание. При необходимости наблюдений за деформациями в процессе эксплуатации законченного объекта они должны выполняться заказчиком построенного объекта за счет эксплуатационных расходов.

Раздел 7
ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ, ВОЗВОДИМЫХ НА ИЛАХ

7.1 (7.1). Основания, сложенные илами, должны проектироваться с учетом специфических особенностей этих грунтов — большой сжимаемости, медленного протекания осадок во времени, существенной изменчивости и анизотропии прочностных, деформационных, фильтрационных и реологических характеристик илов при воздействии на них нагрузок, а также значительной тиксотропности, вызывающей временное разжижение ила в период динамического на него воздействия.

7.2. Учет специфических особенностей илов должен вестись на стадии инженерно-геологических исследований толщи глинистых грунтов, если у извлеченных образцов удельное сопротивление пенетрации $p_п$ по п. 2.34 (2.10) меньше 0,5 кгс/см^2. Низкое значение удельного сопротивления пенетрации может быть результатом газовыделения в образце, отобранном из выработки обычными метода-

ми, а также тиксотропии грунта. Соответственным изменением методики отбора образцов возможно установить наличие газовыделения и тиксотропии — типичных признаков ила, залегающего в пределах 15 м ниже дна водоема. При более глубоком залегании слоев ила типично явление тиксотропии.

7.3 (7.2). Данные об илах, необходимые для проектирования оснований, должны быть получены на основе инженерно-геологических изысканий, выполненных методами, исключающими динамическое воздействие на грунт. Рекомендуется применение прессиометров, статического зондирования, приборов вращательного среза и т. п.

7.4. Плотность ила в природном залегании можно определять зондами с радиоактивными излучениями.

7.5. Если в образцах ила, отобранных ниже уровня грунтовых вод, будет иметь место неполное насыщение объема пор водой ($G<1$), коэффициент пористости ила в природном состоянии e допускается устанавливать расчетом из условия уменьшения пористости до величины, при которой вся содержащаяся в образце ила вода будет полностью заполнять уменьшенный объем пор, по формуле

$$e = W\frac{\gamma_s}{\gamma_W}, \qquad (7.1)$$

где W — влажность образца ила;

γ_s — удельный вес ила;

γ_W — удельный вес воды.

7.6. (7.3). Величины, характеризующие зависимость от давлений деформируемости, прочности и анизотропии илов, а также реологических процессов, должны устанавливаться как для водонасыщенных заторфованных грунтов — в соответствии с требованиями, изложенными в пп. 6.2 и 6.3 настоящей главы (пп. 6.5 и 6.8 Рук.).

7.7. При отборе образцов ила должна фиксироваться ориентация образца по отношению к вертикали. В каждом месте следует отбирать не менее двух образцов с целью определения прочностных характеристик для двух направлений плоскостей среза: вертикального и горизонтального. Коэффициент фильтрации ила должен определяться для горизонтального и вертикального движения поровой воды.

7.8 (7.4). При использовании илов в качестве оснований следует различать случаи, когда ил является:

дном водоема и подстилается глинистыми или песчаными грунтами;

слоем, заключенным между глинистыми или песчаными грунтами.

7.9 (7.5). Если основание сложено илами, являющимися дном водоема, то на его поверхности должен быть создан намывом через воду песчаный слой, обеспечивающий при воздействии на ил нагрузки от веса песка и впоследствии от здания или сооружения свободный выход воды из ила и его уплотнение.

Толщина песчаного слоя должна определяться расчетом несущей способности основания, в толщу которого включается и слой намытого песка.

Напряженное состояние ила при этом расчете принимается в соответствии с состоянием уплотненности ила в момент передачи нагрузки на основание.

7.10. Сокращение срока уплотнения может быть достигнуто устройством в иле дренажных заполненных песком скважин, прore-

зей, картонных дрен. При подстилании ила глинистым грунтом в зависимости от толщины слоя ила или воды могут применяться:

замена ила грунтом с лучшими строительными свойствами;

прорезка слоя сваями;

устройство каменной наброски.

7.11. При проектировании следует учитывать, что слой ила, являющийся дном водоема (моря или реки), обладает худшими строительными свойствами, чем слой погребенного ила.

7.12 (7.6). Если основание сложено илами, являющимися слоем, заключенным между глинистыми или песчаными грунтами, то должна быть проверена устойчивость (несущая способность) подобного многослойного основания проектируемого здания или сооружения.

Физико-механические свойства ила в этом случае следует принимать соответствующими природному напряженному состоянию грунтов.

При недостаточности несущей способности основания или недопустимости для проектируемого здания или сооружения расчетной величины деформаций должно быть предусмотрено уплотнение основания методами, аналогичными требуемым для уплотнения заторфованных грунтов [пп. 6.7 и 6.9 настоящей главы (пп. 6.30 и 6.27 Рук.)].

7.13. Проверка устойчивости основания может быть выполнена путем моделирования такого основания в каретках центробежной машины.

Процесс моделирования состоит из двух этапов: I — создание модели грунтового напластования, соответствующей по напряженному состоянию природному напластованию; II — выявление деформаций основания от различных нагрузок на модель сооружения, покоящуюся на модели напластования, опрессованного в этапе I.

Такая модель создается из грунтов, залегающих на месте строительства, при соблюдении соотношения толщин слоев в модели и природе равного 1 : 100

7.14. Слой ила, заключенный между глинистыми грунтами, должен быть предварительно уплотнен с применением дренажных скважин или картонных дрен.

Сокращение сроков уплотнения ила при этом может быть достигнуто за счет повышения температуры ила пропусканием через него переменного электрического тока с помощью системы вертикальных металлических электродов.

Срок начала строительства может быть установлен до окончания полного уплотнения слоя ила исходя из требования, чтобы за время строительства и время эксплуатации сооружения осадки основания были допустимы для сооружения.

7.15 (7.7). В случае необходимости уменьшения чувствительности зданий и сооружений, возводимых на илах, при неравномерных деформациях основания следует предусматривать конструктивные мероприятия в соответствии с требованиями п. 3.88 настоящей главы (п. 3.338 Рук.).

7.16 (7.8). Расчет оснований по несущей способности и по деформациям должен выполняться с учетом указаний п. 6.11 настоящей главы (п. 6.10 Рук.).

7.17. При расчете осадок анизотропию грунтов допускается не учитывать, если отношение модуля сжатия в направлении, параллельном напластованию $E_{гор}$, к модулю сжатия в направлении, пер-

Таблица 7.1

Наименование ила	Коэффициент пористости	Модуль деформации E, кгс/см²
Супесчаный	0,8	51
	1,2	33
Суглинистый	0,9	19
	1,6	12
Глинистый	1,2	16
	2	8

пендикулярном к напластованию $E_{вер}$, больше 0,6.

В этих случаях для предварительных расчетов осадок разрешается принимать числовые значения модуля деформации илов по табл. 7.1.

7.18. В расчете по деформациям основания, содержащего слой ила, границу сжимаемой толщи рекомендуется принимать на глубине, на которой дополнительное к природному давление составляет 0,03 кгс/см².

Раздел 8

ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ, ВОЗВОДИМЫХ НА ЭЛЮВИАЛЬНЫХ ГРУНТАХ

8.1(8.1). Основания, сложенные элювиальными грунтами, должны проектироваться с учетом их специфических особенностей, обусловленных тем, что эти грунты являются продуктами выветривания скальных пород, оставшимися на месте своего образования и сохранившими в той или иной степени в коре выветривания структуру и текстуру исходных пород, а также характер их залегания...

8.2. *Исходя из физического состояния продуктов выветривания* магматических пород, их минералогического состава и преобладающих геохимических процессов профиль коры выветривания может быть представлен сверху вниз дисперсной, обломочной и трещиноватой зонами.

8.3. Дисперсная зона, характеризующаяся химико-минералогическим преобразованием исходных пород, представлена подзоной *глинистых и охристо-глинистых (стадия конечного разложения)* и подзоной песчано-глинистых (стадия промежуточного разложения) продуктов выветривания. Для элювия дисперсной зоны характерны яркие цвета окраски: от белых и серых до красно-, желто- и зеленобурых тонов.

Подзона глинистых продуктов сложена преимущественно элювиальными слабоструктурными суглинками и реже глинами и супесями, которые в *значительной степени диспергированы и характеризуются* сравнительно невысокими значениями удельного сцепления и угла внутреннего трения.

Подзона песчано-глинистых продуктов сложена элювиальными супесями, реже суглинками, а также песчаными грунтами, в составе которых содержится значительная примесь дресвы и щебня. Эти грунты обладают высокими значениями удельного сцепления и углов внутреннего трения, *и относятся к элювиальным прочноструктурным* глинистым и песчаным грунтам (сапролитам).

8.4. Обломочная зона, характеризующаяся начальным разложением исходных пород и образованием расчлененного элювия, пред-

ставлена дресвянистыми, дресвяно-щебенистыми, щебенистыми и глыбовыми элювиальными крупнообломочными образованиями с песчано-глинистым заполнителем или без него; цвет элювия обломочной зоны соответствует окраске исходных пород.

8.5. Трещиноватая зона соответствует начальной стадии физического выветривания и представлена полускальными, выветрелыми и слабовыветрелыми скальными грунтами, состав и цвет которых соответствует исходным породам.

8.6. Профиль коры выветривания осадочных пород характеризуется отсутствием в нем в большинстве случаев четкой зональности.

В коре обломочных сцементированных и вулканогенно-осадочных пород выделяются обломочная и дисперсная зоны. Кремнистые осадочные породы в процессе выветривания в верхнем горизонте дисперсной зоны переходят в глинистые диатомиты и опоковидные грунты, а также в образования пылевидного кварца — маршаллита. Нижние горизонты элювия глинистых осадочных пород представлены их сцементированными разновидностями типа элевролитов и аргиллитов. В карбонатных породах зональность коры выветривания более выдержана. Цвет элювия осадочных пород спокойных тонов.

Элювиальные грунты осадочных пород в невыветрелом состоянии оцениваются как малопрочные, в отдельных случаях средней прочности скальные трещиноватые грунты; в слабовыветрелом — полускальные и глыбо-щебенистые, в выветрелом — щебенисто-дресвяные и дресвянистые; в состоянии полного выветривания — глинисто-пылеватые и пылевато-глинистые элювиальные грунты комковатой структуры.

8.7 (8.1). Основания, сложенные элювиальными грунтами, должны проектироваться с учетом их специфических особенностей, обусловленных тем, что эти грунты являются продуктами выветривания скальных пород, оставшимися на месте своего образования и сохранившими в той или иной степени в коре выветривания структуру и текстуру исходных пород, а также характер их залегания. Вследствие этого при проектировании необходимо учитывать, что:

элювиальные грунты могут быть очень неоднородны и в пределах строительной площадки сложены по глубине и в плане несколькими разновидностями — слабовыветрелыми и выветрелыми скальными грунтами, крупнообломочными, песчаными и глинистыми грунтами, с большим различием их прочностных и деформационных характеристик;

элювиальные грунты, например крупнообломочные и сильновыветрелые скальные (рухляки), склонны к ослаблению и разрушению за время пребывания в открытых котлованах;

элювиальные супеси и пылеватые пески в случае их водонасыщения в период отрытия котлованов и устройства фундаментов могут прийти в плывунное состояние;

элювиальные пылеватые пески с коэффициентом пористости $e>0{,}6$ и степенью влажности $G<0{,}7$ могут обладать при замачивании просадочными свойствами.

8.8. Элювиальные глинистые грунты при замачивании их отходами технологического производства способны набухать. В наибольшей степени набухание отмечается при замачивании щелочными растворами, в несколько меньшей степени — кислыми. Элювиальные супеси в маловлажном состоянии могут обладать просадочными свойствами.

8.9. Элювиальные грунты магматических пород за время пребы-

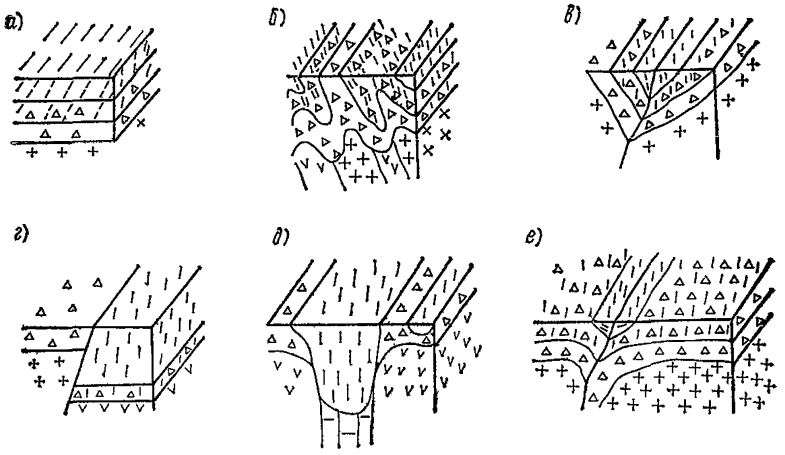


Рис. 8.1. Структура коры выветривания

а — площадная; *б* — параллельно-линейная; *в* — линейно-трещиноватая; *г* — линейно-контактовая; *д* — линейно-карстовая; *е* — сложная

вания в открытых котлованах подвергаются интенсивному дополнительному выветриванию. Это приводит к снижению прочностных и деформационных свойств грунтов в верхнем слое. В наибольшей степени ослаблению и дальнейшему разрушению подвержены полускальные и крупнообломочные, а также отчасти прочноструктурные глинистые и песчаные грунты. Элювиальные грунты аргиллито-алевролитовых осадочных пород недостаточно устойчивы при воздействии воды и температуры, при этом наибольшему разрушению подвержен элювий аргиллитов. При значительном увлажнении эти виды элювиальных грунтов способны переходить из устойчивого твердого в неустойчивое разжиженное, минуя стадию пластичного состояния.

8.10 (8.2). Для наиболее полного и правильного учета особенностей элювиальных грунтов необходимо при инженерно-геологических изысканиях устанавливать вид исходной горной породы, структуру и профиль коры выветривания, ее трещиноватость, сланцеватость, слоистость, элементы падения и простирания, поверхности скольжения, величину, форму и количество крупнообломочных включений...

8.11. В структуре коры выветривания по характеру расположения слоев различной степени выветрелости необходимо выделять площадную, линейную и сложную структуру.

8.12. Площадная структура (рис. 8.1, *а*) приурочена к однородным магматическим и осадочным породам, залегающим на большой площади, с углом падения слоистости и сланцеватости не более 15°.

Площадные структуры коры выветривания характеризуются изотермичностью в плане, вертикальной зональностью слоев с различными физико-механическими свойствами, закономерным возрастанием прочностных и деформационных свойств, а также количества крупнообломочных включений сверху вниз. Рельеф на площадных структурах относительно выдержан, залегание кровли скальных грунтов близко к горизонтальному.

8.13. Линейные структуры (рис. 8.1, *б—д*) приурочены в основном к тектоническим нарушениям или контактам пород. Для линейных структур характерны вытянутость по простиранию, горизонтальная зональность выветривания при большой ее глубине, наличие «языков» и «карманов» выветривания, неравномерность изменения физико-механических свойств и состава по глубине, возможность расположения более выветрелых пород под менее выветрелыми.

8.14. Сложные структуры (рис. 8.1, *е*) сочетают признаки линейной и площадной структур, приурочены к местам больших тектонических нарушений в однородных массивах и характеризуются наличием вертикальной и горизонтальной зональностей.

8.15. Размещение выработок на площадных структурах следует принимать равномерным, на линейных и сложных — с преимущественным расположением вкрест простирания пород; при этом расстояние между выработками по простиранию должно быть в 2—5 раз большим, чем расстояние между выработками вкрест простирания.

На линейных структурах при наличии «карманов» выветривания расстояние между выработками может быть уменьшено до 10 м.

8.16. Глубина выработок назначается исходя из глубины заложения фундаментов, размеров сжимаемой зоны и профиля коры выветривания.

При расположении скальных и полускальных грунтов в пределах сжимаемой зоны глубина выработок определяется врезкой в невыветрелые и слабовыветрелые скальные грунты до 2 м при площадной и до 3 м при линейных и сложных структурах коры выветривания. В случае расположения кровли скальных грунтов выше отметки подошвы фундаментов на 2 м и более глубина выработок ограничивается отметкой заложения фундаментов.

При установлении влияния профиля коры выветривания на глубину выработок необходимо учитывать:

изменение с глубиной зернового состава, общей особенностью которого является возрастание размера и относительного содержания крупных фракций и уменьшение содержания пылевато-глинистой фракции;

изменение минералогического состава с уменьшением сверху вниз роли глинистых минералов;

увеличение с глубиной структурной прочности.

8.17 (8.2). Отбор образцов, назначение видов и способов лабораторных и полевых исследований элювиальных грунтов должны производиться в зависимости от профиля коры выветривания и состава исходных горных пород.

Для корректировки данных бурения в связи с разрушением обломочных и слаборасчлененных продуктов выветривания часть буровых скважин должна быть заменена шурфами.

Соотношение шурфов и скважин в профилях с разными зонами выветривания следует назначать:

в подзоне глинистых продуктов дисперсной зоны и в трещиноватой зоне — 1 : 10;

в подзоне песчано-глинистых продуктов дисперсной зоны и в обломочной зоне — 1 : 6.

8.18. В обломочной и трещиноватой зонах должно применяться вращательное колонковое бурение, при этом промывка выработок водой допускается при бурении в трещиноватой и монолитной скале.

Статическое и динамическое зондирование рекомендуется применять в дисперсной зоне.

8.19. Физические характеристики элювиальных грунтов дисперсной и обломочной зон допускается устанавливать по пробам нарушенной структуры, при этом для определения влажности, зернового состава и степени выветрелости включений в обломочной зоне и в подзоне песчано-глинистых продуктов используется валовый способ.

8.20. Исследования механических характеристик элювиальных грунтов дисперсной зоны должны проводиться на пробах ненарушенной структуры, которые отбираются из шурфов в виде монолитов размером 20×20×20 см или непосредственно в жесткие кольца площадью 200 см² и высотой 6 см.

В подзоне глинистых продуктов, содержащей в незначительном количестве крупные включения, для отбора проб из скважин может применяться грунтонос диаметром не менее 100 мм.

8.21. Физико-механические характеристики полускальных грунтов в трещиноватой зоне устанавливаются по образцам ненарушенного сложения.

8.22. Определение зернового состава элювиальных грунтов дисперсной и обломочной зон должно проводиться без предварительного размачивания, растирания и кипячения.

8.23. Для элювиальных крупнообломочных грунтов, а также обломков крупнее 2 мм, содержащихся в подзоне песчано-глинистых продуктов выветривания, необходимо устанавливать коэффициент выветрелости $K_{вк}$ путем испытания крупных обломков на истирание во вращающемся полочном барабане.

В тех случаях, когда значение коэффициента выветрелости непосредственными испытаниями на истираемость не определено, величину $K_{вк}$ для предварительных расчетов допускается принимать приближенно по данным зернового состава согласно табл. 8.1.

Таблица 8.1

Значения $K_{вк}$	Процентное содержание по весу фракций размером, мм			
	более 10	2—10	0,1—2	менее 0,1
Менее 0,25	54—66	25—33	9—11	0,9—4,1
0,25—0,50	36—44	34—40	18—22	2,7—3,3
0,51—0,75	27—31	36—44	23—27	5,6—6,4
Более 0,75	10—14	42—46	28—32	11—13

8.24. Для выветрелых скальных грунтов магматических пород характерны следующие осредненные показатели физических свойств и прочности (табл. 8.2).

8.25. Прочность магматических выветрелых пород зависит от их петрографического состава, оцениваемого наличием кварца — наиболее устойчивого к выветриванию минерала. По содержанию кварца выветрелые грунты магматических пород следует подразделять на две основные группы:

а) образованные при выветривании кварцсодержащих интрузивных кислых и средних пород, а также метаморфических кварцсодержащих сланцев;

б) образованные при выветривании бескварцевых пород (практически не содержащих или содержащих в незначительной степени кварц): интрузивных основных и ультраосновных, всех эффузивных, а также метаморфических бескварцевых сланцев.

Таблица 8.2

Наименование разновидности скальных грунтов по степени выветрелости	Показатели физических свойств и прочности грунтов			
	объемный вес в природном залегании γ, тс/м³	коэффициент пористости, e	временное сопротивление одноосному сжатию R_c, кгс/см²	взаимодействие с водой
Слабовыветрелые $0{,}9 \leqslant K_{вс} < 1$	Более 2,7	Менее 0,1	Более 150	Неразмягчаемые в воде
Выветрелые $0{,}8 \leqslant K_{вс} < 0{,}9$	$2{,}5 \leqslant \gamma \leqslant 2{,}7$	$0{,}1 \leqslant e \leqslant 0{,}2$	$50 \leqslant R_c \leqslant 150$	Частично размягчаемые в воде
Сильновыветрелые (рухляки) $K_{вс} < 0{,}8$	$2{,}2 \leqslant \gamma \leqslant 2{,}5$	Более 0,2	Менее 50	Размягчаемые в воде

Примечание. Рухляковые скальные грунты, состоящие из отдельных трещиноватых кусков исходных материнских пород и минералов выветривания и имеющие значения $\gamma < 2{,}2$ тс/м³ и $R_c < 10$ кгс/см², должны быть отнесены к нескальным раздробленным грунтам.

Для предварительной оценки прочности (по сопротивлению одноосному сжатию R_c) выветрелых скальных грунтов указанных двух основных групп на основе определения значения их объемного веса γ в условиях природного залегания рекомендуется использовать рис. 8.2.

Примечание. В выветрелых скальных грунтах кварцсодержащих пород практически отсутствуют минералы выветривания; в выветрелых бескварцевых породах трещины выветривания заполнены в значительной степени пылевато-глинистым материалом.

8.26. Для элювиальных грунтов обломочной и сильновыветрелой трещиноватой зоны, а также песчано-глинистых продуктов дисперсной зоны с высоким содержанием крупных включений механические характеристики должны устанавливаться в полевых условиях при испытаниях в шурфах (штампы, сдвиги целиков и обойм грунта, обрушение и выпирание прислоненных призм) или в скважинах (штампы малой площади, прессиометры). Фильтрационные свойства выявляют методом опытных одиночных или кустовых откачек, причем последние применяют в грунтах с большой неоднородностью состава или с высокой степенью трещиноватости.

Определение объемного веса указанных видов грунтов следует производить методом лунок.

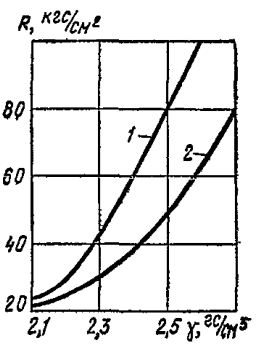


Рис. 8.2. Прочность выветрелых скальных грунтов в зависимости от их объемного веса

1 — грунты, образованные из кварцсодержащих пород; *2* — то же, из бескварцевых пород

8.27. При опытных работах должны

применяться геофизические методы исследований, с помощью которых выявляют структуру и зональность профиля коры выветривания, а также особенности физико-механических свойств элювиальных грунтов.

8.28(8.3). **При проектировании оснований, сложенных элювиальными грунтами, должна учитываться установленная опытным путем в процессе изысканий возможность и величина снижения прочности элювиальных грунтов основания за ожидаемый период их пребывания открытыми в котловане.**

Для предварительной оценки возможного снижения прочности грунтов допускаются косвенные методы этой оценки по изменению в течение заданного периода времени:

объемного веса — для скальных грунтов;

удельного сопротивления пенетрации — для глинистых грунтов;

относительного весового содержания частиц размером менее 0,1 мм — для песчаного грунта и частиц размером менее 2 мм — для крупнообломочного грунта.

Примечание. Влияние атмосферного воздействия на верхние слои обнаженных элювиальных грунтов допускается определять в лабораторных условиях на специально отобранных образцах (монолитах) грунта.

8.29. Снижение прочности элювиальных грунтов в верхних слоях разработанных котлованов, откосов земляных сооружений, выемок бортов карьеров и др. следует оценивать показателем стойкости к дальнейшему выветриванию. Этот показатель характеризуется скоростью изменения параметра A, оценивающего степень выветрелости за определенное время t (годы, месяцы, сутки), в течение которого открытая поверхность элювиального грунта будет подвергаться интенсивному воздействию атмосферного (дополнительного) выветривания.

8.30. Оценку стойкости элювиальных грунтов при атмосферном выветривании возможно производить путем установления:

а) интенсивности (скорости) изменения параметра

$$П_с = \frac{A_1 - A_2}{t}; \qquad (8.1)$$

б) степени снижения параметра

$$\Sigma П_с = \frac{A_1 - A_2}{A_1} 100\%; \qquad (8.2)$$

в) общего снижения параметра

$$\Sigma П_с (t) = A_1 - A_2. \qquad (8.3)$$

За параметры A_1 и A_2 в скальных, песчаных и глинистых элювиальных грунтах рекомендуется принимать значения объемного веса, соответствующие природному состоянию грунта до и после дополнительного выветривания. В крупнообломочных грунтах параметру A_1 соответствует степень распада грунта, устанавливаемая по отношению весового содержания частиц менее 2 мм и частиц размером более 2 мм после дополнительного выветривания, а параметру A_2 — степень распада грунта в момент обнажения.

В тех случаях когда необходимо произвести количественную оценку общего снижения прочности для глинистых и песчаных грунтов, в качестве параметра A может быть принято удельное сопротивление пенетрации, а для скальных — значение временного сопро-

тивления сжатию R_c, которое устанавливается по результатам испытаний на раздавливание образцов грунта природной влажности и структуры до и после дополнительного выветривания.

8.31. Изучение атмосферного воздействия на верхние слои элювиальных грунтов должно производиться в период инженерно-геологических изысканий.

Аналогичные определения могут проводиться в лабораторных условиях на монолитах, специально отобранных в жесткие обоймы. Число циклов изменения состояния проб грунтов (увлажнение — высушивание, нагревание — охлаждение, замораживание — оттаивание и др.) должно соответствовать изменению свойств в натуре, а сам процесс дополнительного выветривания в искусственных условиях должен соответствовать протеканию такого процесса в натуре (сверху вниз).

8.32. Ожидаемый период пребывания элювиальных грунтов открытыми в разработанных котлованах t, а также интервалы времени Δt, через которые проводятся определения интенсивности выветривания, устанавливаются исходя из конкретных особенностей района и возможных сроков строительства.

Допустимые сроки пребывания открытой поверхности различных видов элювиальных грунтов принимаются в зависимости от параметров $П_c$ и $\Sigma П_c(t)$. Пример графической зависимости указанных параметров от времени t приведен на рис. 8.3.

8.33. Процесс дополнительного выветривания в песчаных и крупнообломочных элювиальных грунтах (в пределах верхних 1—1,5 м) протекает незатухающе, примерно с одинаковой интенсивностью, а в сильновыветрелых скальных и глинистых элювиальных грунтах отмечается тенденция замедления процесса выветривания. Общее снижение прочности элювиального грунта при дополнительном выветривании более интенсивно происходит в начальный 1—2-месячный период (особенно в скальных и глинистых грунтах) с последующей тенденцией к сравнительно равномерному протеканию процесса

8.34(8.4). **Если основание сложено грунтами с большой изменчивостью их сжимаемости, при которой могут возникнуть недопу-**

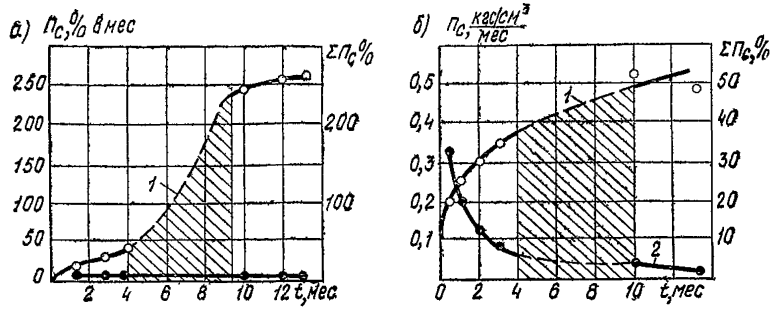


Рис. 8.3. Пример зависимости изменения интенсивности дополнительного выветривания (*1*) и общего снижения прочности (*2*)

а — в крупнообломочном элювии габбро; *б* — в глинистом элювии метаморфических сланцев (штриховкой показан период промораживания и оттаивания грунтов)

стимые деформации возводимых на них зданий и сооружений, то следует предусматривать:

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

удаление из верхней зоны сжимаемых грунтов скальных включений;

расчистку в верхней зоне основания рыхлого заполнения «карманов» и «гнезд» выветривания в скальных грунтах с последующей их заделкой щебнем или песком с уплотнением;

планировку подсыпкой волнистой неровной поверхности скальных грунтов, если применяются сборные фундаменты.

В случае недостаточности этих мероприятий следует предусматривать применение свайных фундаментов или конструктивных мероприятий в соответствии с требованиями п. 3.88 настоящей главы (п. 3.338 Рук.).

8.35. Устройство уплотненных грунтовых распределительных подушек из среднего и крупного песка, а также жесткого (не элювиального) щебня следует применять преимущественно на площадках, сложенных продуктами выветривания осадочных горных пород.

На площадках, сложенных продуктами выветривания магматических пород, для устройства грунтовых подушек необходимо применять элювиальные крупнообломочные грунты с невыветрелыми и слабовыветрелыми обломками, а также элювиальные дресвянистые, крупные и средней крупности пески. В отдельных случаях может быть допущено устройство подушек из крупнообломочных грунтов с сильновыветрелыми обломками.

8.36. Грунтовые распределительные подушки следует применять также в условиях значительной сжимаемости элювиальных глинистых и пылеватых песчаных грунтов, находящихся в обводненном состоянии. Толщина подушки устанавливается расчетом.

8.37. Удаление из верхней зоны сжимаемых грунтов скальных включений (скальные жилы, «шапки») производится путем их выборки на глубину, определяемую расчетом, с последующим устройством распределительной подушки из местного уплотненного грунта, в том числе разработанного скального.

8.38. Для небольших размеров «карманов» и «гнезд» выветривания необходимо производить их полную расчистку с заполнением щебнем скальных пород или крупнообломочными невыветрелыми или слабовыветрелыми грунтами с последующим уплотнением.

8.39. При значительных размерах «карманов» выветривания глубина необходимой расчистки определяется требованиями расчета по деформациям; при этом давление, передаваемое на подстилающий грунт, не должно превышать величины расчетного давления.

8.40. В случае расположения здания или сооружения большей частью на скальном или глыбо-щебенистом грунте целесообразно производить частичную выборку под оставшейся частью элювиальных песчаных или глинистых грунтов с устройством уплотненной распределительной подушки из скального щебня или крупнообломочного невыветрелого или слабовыветрелого грунта.

Нормативное значение модуля деформации распределительной подушки из уплотненного щебня выветрелых скальных грунтов (кро-

ме рухляков) и крупнообломочных невыветрелых грунтов рекомендуется принимать не менее 400 кгс/см^2.

8.41 (8.5). В проекте оснований и фундаментов должна предусматриваться на период вскрытия котлованов защита элювиальных грунтов от разрушения атмосферным воздействием и водой. Для этой цели: не должны допускаться перерывы в устройстве оснований и последующем возведении фундаментов; должны применяться водозащитные мероприятия; недоборы грунта в котловане должны быть толщиной не менее 0,3 м — для глинистых и пылеватых песчаных грунтов и не менее 0,1—0,2 м — для прочих песчаных грунтов, а также крупнообломочных; взрывной способ разработки скальных грунтов должен допускаться лишь при условии применения мелкошпуровой отпалки.

8.42. Недоборы грунта в полускальных магматических (типа рухляков) и осадочных (типа аргиллитов и алевролитов) породах следует принимать соответственно не менее 0,1 и 0,2 м.

При наличии в элювиальных грунтах осадочных пород пологозалегающих углистых и сажистых прослоев, выходящих на отметку заложения фундаментов, величина недобора должна приниматься не менее 0,8 м.

При разработке котлованов до проектной отметки защитный слой может быть выполнен грунтом нарушенной структуры с последующим его уплотнением (катками, трамбовками).

При длительном производстве работ следует применять поверхностное уплотнение элювиальных грунтов на отметке подошвы фун-

Таблица 83

Наименование видов крупнообломочных грунтов	Условные расчетные давления R_0, кгс/см^2, грунтов, содержащих кварц (а) и не содержащих кварц (б)		Ориентировочные значения E, кгс/см^2 грунтов, содержащих кварц (а) и не содержащих кварц (б)	
	а	б	а	б
Щебенистые с невыветрелыми обломками при:				
$K_{вк} \leqslant 0{,}25$	9	7	Не менее 600	Не менее 500
$0{,}25 < K_{вк} < 0{,}5$	8	6	600—400	500—350
Щебенисто-дресвяные со слабовыветрелыми обломками при $0{,}5 < K_{вк} \leqslant 0{,}75$	6	5	400—300	350—250
Дресвяные с сильновыветрелыми обломками при $0{,}75 < K_{вк} < 1$	5	4	300—250	300—250

Примечание. Для глыбовых крупнообломочных грунтов, близких к полускальным, приведенные в таблице значения R_0 и E могут быть использованы лишь для предварительной их оценки.

Таблица 8.4

Наименование видов песчаных грунтов	Коэффициент пористости e	Условные расчетные давления R_0 на элювиальные песчаные грунты
Дресвянистые независимо от влажности	0,5 0,7 0,9	6 4,5 3
Крупные и средней крупности независимо от влажности	0,5 0,7 0,9	5 3,5 2,5
Пылеватые в маловлажном и во влажном состоянии	0,5 0,7 0,9 1,1	5,5 4 3 2

Примечания: 1. Значения R_0 для грунтов с промежуточными значениями e допускается определять интерполяцией.

2. Для пылеватых песков в насыщенном водой состоянии значение R_0 устанавливается путем введения коэффициента 0,8.

Таблица 8.5

Наименование видов глинистых грунтов	Коэффициент пористости e	Условные расчетные давления R_0, кгс/см², на элювиальные глинистые слабоструктурные грунты при их консистенции	
		$I_L=0$	$I_L=1$
Супеси	0,5 0,7	3 2,5	3 2
Суглинки	0,5 0,7 0,9 1,1	3 2,5 2 1,5	2,5 1,8 1,3 1
Глины	0,6 0,8 1,1 1,25	5 3 2,5 2	3 2 1,5 1

Примечание. Для глинистых грунтов с промежуточными значениями e и I_L допускается определять величины R_0 интерполяцией, вначале по e для значений $I_L=0$ и $I_L=1$, затем по I_L между полученными значениями R_0 для $I_L=0$ и $I_L=1$.

даментов (с учетом величины недобора на понижение уплотняемой поверхности). Минимальная толщина уплотненного слоя должна составлять не менее 0,4—0,5 м в песчаных и глинистых и 0,3—0,2 м в крупнообломочных и рухляковых грунтах. В случае высокой влажности глинистых и пылеватых песчаных грунтов поверхность грунта перед уплотнением следует покрывать 0,2—0,3-м слоем щебня скальных пород или невыветрелого крупнообломочного грунта. В аргиллито-алевролитовых грунтах уплотняемую поверхность следует предварительно (за 6—12 ч) увлажнить для пропитки грунта не менее чем на глубину защитного уплотненного слоя.

8.43 (8.6). Расчет оснований, сложенных элювиальными грунтами, по деформациям и несущей способности должен выполняться с учетом особенностей этих грунтов в соответствии с общими требованиями, установленными в разделе 3 настоящей главы.

8.44. В случае отсутствия возможности использования непосредственных определений прочностных характеристик элювиальных грунтов допускается по пп. 3 60 и 3.61 (3.16) использование специально составленных таблиц этих характеристик, согласованных с Госстроем СССР.

Для расчета деформаций оснований, сложенных крупнообломочными элювиальными грунтами, допускается пользоваться значениями модуля деформации E, приведенными в табл 8.3.

8.45. Расчетные давления на основания из элювиальных нескальных грунтов, используемые при расчете по деформациям, устанавливаются согласно общим требованиям расчета оснований по деформациям, приведенным в пп. 3.178—3.218 (3.50—3.62).

8.46. Условные расчетные давления на основания R_0 из элювиальных крупнообломочных, песчаных и глинистых грунтов, образованных при выветривании магматических пород, должны назначаться по табл. 8.3—8.5. При использовании указанных таблиц следует руководствоваться положениями пп. 3.187 (3.54) и 3 203—3.206(3.59 и пп. 1, 2 прил. 4). Причем значениями R_0, приведенными для крупнообломочных грунтов в табл. 8 3, допускается пользоваться для зданий и сооружений II—IV классов.

Назначение условных расчетных давлений для грунтов, образованных при выветривании осадочных пород, по табл. 8.4 и 8.5 может быть допущено только на стадии предварительных расчетов основания.

8.47. Несущая способность основания из элювиальных полускальных и сильновыветрелых скальных грунтов, отбор

Таблица 86

Наименование видов грунтов	Отношение $p_{oz'}/p_{bz'}$, для определения условной величины сжимаемой толщи основания
Глинистые и песчаные (содержание частиц крупнее 2 мм до 25% по весу)	0,2
Глинистые и песчаные дресвянистые, глинистые щебенистые (содержащие частиц крупнее 2 мм более 25%)	0,35
Дресвяные	0,5
Щебенисто-дресвяные	0,65
Щебенистые	0,8
Глыбовые	1

проб из которых для испытаний на раздавливание весьма затруднен, может быть установлена путем деления значения R_c, найденного по графику рис. 8.2 с учетом содержания в скальном грунте кварца (кварцсодержащие и бескварцевые породы), на коэффициент надежности 1,2.

8.48. Глубина сжимаемой толщи для элювиальных нескальных грунтов, образованных при выветривании магматических пород и представленных разнородным зерновым составом от глыбо-щебенистых до пылевато-глинистых, должна устанавливаться при условном ограничении ее глубины исходя из приведенных в табл. 8.6 отношений величин дополнительного давления от фундамента $p_{oz'}$ и природного давления на этой глубине $p_{бz'}$.

Следует учесть ограниченную возможность использования для элювиальных грунтов расчетной схемы линейно-деформируемого слоя конечной толщины, согласно указаниям п. 3.230 (3.49), в связи с тем, что значения модуля деформации $E \geqslant 1000$ кгс/см^2 отмечаются только в скальных грунтах, начиная с их выветрелых разновидностей ($K_{вс} > 0{,}8$).

Раздел 9
ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ, ВОЗВОДИМЫХ НА ЗАСОЛЕННЫХ ГРУНТАХ

9.1 (9.1). Основания, сложенные засоленными грунтами, должны проектироваться с учетом их специфических особенностей, обусловливающих:

образование при длительном замачивании грунта (и фильтрации через него воды) суффозионной осадки S_c, величина которой зависит от генезиса и условий залегания грунтов, зернового и минералогического состава, структуры, коэффициента пористости и природной влажности грунтов, количественного содержания и качественного состава водорастворимых солей, их дисперсности и распределения в массиве основания, химического состава фильтрующей жидкости и условий ее фильтрации, а также от действующей на основание нагрузки;

изменение в процессе выщелачивания солей физико-механических свойств грунта со снижением, как правило, его прочностных характеристик;

набухание засоленных глин в случае их замачивания;

агрессивное воздействие на материал фундаментов и подземных частей зданий и сооружений в результате замачивания засоленных грунтов и растворения содержащихся в них солей.

9.2. Свойства засоленных грунтов, используемые при проектировании оснований зданий и сооружений, должны определяться при инженерных изысканиях площадки по установленному нормативными документами порядку.

В результате проведения инженерно-геологических изысканий в районах распространения засоленных грунтов должны быть установлены:

условия залегания засоленных грунтов (толщина слоя, литологические особенности, распространение по площади и по глубине);

гидрогеологические, гидрологические и гидрохимические условия (минерализация и состав поверхностных и подземных вод; характер их возможного передвижения в грунтах — гравитационное, капиллярное, осмотическое; области питания и разгрузки подземных вод);

прогноз повышения уровня грунтовых вод или длительного обводнения засоленных грунтов в основании фундаментов зданий и сооружений (в процессе их эксплуатации);

форма, размер, характер распределения солей (прослои, линзы, точечные вкрапления и их скопления и т. д.); степень кристаллизации и дисперсности солей (кристаллы, друзы, тонкодисперсные присыпки, соли в виде цемента или обволакивающие частицы);

качественный и количественный состав солей в грунте, типы засоленных грунтов и их пространственное распределение, взаимосвязь степени и характера засоленности с литологическим составом и условиями залегания;

величина суффозионной осадки, характер изменения физико-механических свойств засоленных грунтов во времени в процессе выщелачивания солей;

влияние климатических и геоморфологических условий, а также хозяйственной деятельности человека на развитие процессов засоления и рассоления грунтов, формы и размеры их проявления;

данные о деформациях существующих зданий и сооружений, возведенных в аналогичных грунтовых условиях.

9.3. Образцы засоленных грунтов отбирают при инженерно-геологических изысканиях для определения химических и физико-механических свойств грунтов и установления в лабораторных условиях характера изменения этих свойств в процессе выщелачивания солей.

Для этой цели необходимо отобрать вначале небольшое число характерных типовых образцов, предназначенных для подробных химических анализов. В дальнейшем отбираются образцы для массовых химических анализов, при которых определяют только степень засоления грунтов. Образцы, предназначенные для химического анализа, могут иметь нарушенную структуру и отбираться при сравнительно равномерном распределении солей в грунте в виде сплошной бороздовой пробы весом в 1—1,5 кг. В грунтах, содержащих соли в виде линз, прослоев, скоплений и т. д., опробование должно производиться из каждого характерного участка толщи дифференцированно, с достаточной частотой и параллельностью.

Помимо количественного содержания и качественного состава солей по специальному заданию могут быть определены емкость поглощения и состав обменных катионов засоленного грунта. Указанные определения целесообразно выполнять, например, при исследовании засоленных глин или в случае возможного искусственного засоления грунта под действием сбросов жидких (химических растворов) или твердых отходов производства.

Для лабораторных исследований механических свойств засоленных грунтов следует отбирать образцы естественной влажности и ненарушенной структуры (монолиты).

9.4. Особое внимание при инженерно-геологических изысканиях необходимо уделять оценке свойств грунтов, засоленных водорастворимыми (легко- и среднерастворимыми) солями. Труднорастворимые соли (карбонат кальция $CaCO_3$ и магния $MgCO_3$) растворяются лишь при наличии в воде агрессивной углекислоты, поэтому допустимое содержание карбонатов в грунте должно устанавливаться

в зависимости от количества агрессивной углекислоты в воде, гидрогеологической обстановки, свойств грунта, класса и конструктивных особенностей сооружения.

Растворимость некоторых солей в воде при различной температуре приведена в табл. 9.1, в которой растворимость выражена в весовом содержании безводного вещества на 100 г. насыщенного раствора.

Таблица 9.1

Формула вещества	Кристаллизационная вода	Содержание безводного вещества, г, в 100 г раствора при температуре, °С		
		0	20	60
NaCl	—	35,7	36,0	37,3
KCl	—	22,2	25,5	31,3
$CaCl_2$	$6H_2O$	37,3	42,7	—
$CaCl_2$	$4H_2O$	—	—	57,8
$MgCl_2$	$6H_2O$	34,6	35,3	37,9
$NaHCO_3$	—	6,9	9,6	16,4
$Ca(HCO_3)_2$	—	16,5	16,6	17,5
Na_2CO_3	$10H_2O$	7,0	21,5	31,7
$MgSO_4$	$7H_2O$	—	26,8	35,5
Na_2SO_4	$10H_2O$	4,5	16,1	—
Na_2SO_4	—	—	—	45,3
$CaSO_4$	$2H_2O$	0,18	0,20	0,20
$CaCO_3$	—	—	0,0014	0,0015

При проектировании оснований на грунтах, содержащих легкорастворимые соли, необходимо учитывать практически полный вынос указанных солей. Изменение прочностных и деформационных свойств таких грунтов происходит в начальный период обводнения основания эксплуатируемых зданий и сооружений.

Содержание среднерастворимых солей достигает в грунтах десятков процентов. При длительной фильтрации воды и растворов вследствие растворения и выноса солей могут существенно изменяться состав, структурные связи и физико-механические свойства грунта, в том числе происходит дополнительная суффозионная осадка грунта. Растворение и вынос гипса из суглинков, супесей, песков и крупнообломочных грунтов может происходить в сроки, соизмеримые со временем эксплуатации зданий и сооружений.

9.5. Процесс развития суффозионной осадки во времени зависит от комплекса факторов, указанных в п 9.1(9 1).

При проектировании оснований, сложенных засоленными грунтами, следует учитывать, что:

уменьшение начальной влажности грунта и количества глинистых частиц увеличивает величину S_c. В суглинисто-супесчаных грунтах с содержанием глинистых частиц более 40% суффозионная осадка практически не происходит;

с ростом степени засоления грунта и начальной пористости конечная величина S_c возрастает;

величина и характер протекания суффозионной осадки во времени зависят от химического состава фильтрующей жидкости. Если

в процессе строительства и эксплуатации зданий и сооружений возможно попадание в засоленный грунт химических растворов, при инженерно-геологических изысканиях необходимо опытным путем установить влияние этих растворов на механические свойства грунта;

влияние нагрузки на величину суффозионной осадки установлено лишь качественно — чем выше давление на грунт, тем больше величина S_c, поэтому при производстве инженерно-геологических изысканий необходимо в каждом конкретном случае определять опытным путем (по данным полевых штамповых или лабораторных компрессионно-фильтрационных испытаний) возможную величину суффозионной осадки в диапазоне величин предполагаемых давлений в основании проектируемых сооружений;

величина суффозионной осадки в макропористых грунтах больше, чем в немакропористых.

9.6. В процессе выщелачивания солей из грунта изменяются его физико-механические свойства: пластичность, гранулометрический состав, пористость, удельный вес, фильтрационные свойства, прочностные и деформационные характеристики, состав и степень засоления грунта.

9.7. В процессе инженерно-геологических изысканий должна быть установлена агрессивность засоленных грунтов по отношению к материалу фундаментов и подземных частей зданий и сооружений. В особо агрессивных грунтах рекомендуется применять комплекс мероприятий, надежно предотвращающих коррозию элементов конструкции (использование для изготовления фундаментных блоков и подфундаментной подготовки сульфатостойкого портландцемента, применение синтетических обмазок и др.). В процессе производства работ должен быть налажен контроль за правильным выполнением всех противокоррозионных мероприятий.

9.8(9.2). Основания, сложенные засоленными грунтами, должны рассчитываться в соответствии с требованиями разд. 3 настоящей главы (разд. 3 Рук.). Если засоленные грунты являются при этом просадочными или набухающими, то следует учитывать дополнительные требования соответственно разд. 4 и 5 настоящей главы (разд. 4 и 5 Рук.).

9.9 Суммарная величина вертикальных деформаций основания, сложенного засоленными грунтами, складывается из осадки, вызванной уплотнением грунта от нагрузки, передаваемой фундаментами, и суффозионной осадки от нагрузки фундаментов и собственного веса грунта.

Осадка уплотнения грунта определяется как для обычных незасоленных грунтов с использованием деформационных характеристик грунтов естественной влажности. Суффозионная осадка определяется по указаниям п. 9.12(9.3).

При отсутствии возможности длительного обводнения грунтов и выщелачивания из них солей, суммарная величина вертикальных деформаций основания определяется как для обычных незасоленных грунтов с использованием деформационных характеристик грунтов, установленных в состоянии природной влажности, если $W \geqslant W_P$, или при влажности на границе раскатывания, если $W < W_P$.

Расчетное давление на основание R при возможном длительном замачивании засоленного грунта определяется по формуле (3.38) (17) с использованием расчетных значений φ_{II} и c_{II}, полученных для засоленных грунтов в водонасыщенном состоянии после выщелачивания солей.

Величина R при закреплении засоленного грунта определяется по формуле 3.38(17) с использованием расчетных значений φ_{II} и c_{II}, полученных для закрепленного засоленного грунта в водонасыщенном состоянии.

При отсутствии возможности длительного замачивания основания, сложенного засоленными грунтами, значение R определяется с использованием φ_{II} и c_{II}, установленных для засоленного грунта в состоянии природной влажности, если $W \geqslant W_P$, или при влажности на границе раскатывания, если $W < W_P$.

9.10. При проектировании оснований, сложенных засоленными просадочными грунтами, необходимо учитывать, что мероприятия, ликвидирующие просадочность (предварительное замачивание, уплотнение трамбовками, химическое закрепление), значительно уменьшают возможность развития суффозионной (послепросадочной) осадки. Оценка суффозионной осадки в этих грунтах необходима для случая, когда фактическое среднее давление на основание под фундаменты здания не превышает начального просадочного давления $p_{пр}$ засоленного грунта и отсутствуют мероприятия, устраняющие просадочные свойства грунта.

9.11. При наличии в грунтовой толще «гипсового» горизонта (с содержанием гипса в грунте свыше 40%) заглубление фундамента в нижележащие грунты должно составлять не менее 0,2 м—для суглинков и супесей и 0,3 м — для песков.

9.12(9.3). Суффозионная осадка определяется суммированием осадок отдельных слоев основания, находимых по значениям относительных величин суффозионной осадки, зависящих от свойств грунта, длительности фильтрационного замачивания и действующего давления.

Определение величины суффозионных осадок производится по указаниям прил. 3 к настоящей главе (пп. 9.22—9.33 Рук.).

9.13. Величина суффозионной осадки основания S_c определяется путем суммирования деформаций отдельных слоев основания исходя из величины относительной суффозионной осадки δ_c от суммарных давлений, действующих в рассматриваемом слое, от нагрузки, передаваемой фундаментом, и от собственного веса засоленного грунта.

Нормативные значения характеристики δ_c определяют по результатам полевых или лабораторных испытаний по указаниям пп. 9.27 (27 прил. 3) и 9.30 (28 прил. 3).

Расчетное значение характеристики δ_c принимается равным нормативному значению, полагая коэффициент безопасности по грунту $k_г = 1$.

Максимальные и средние суффозионные осадки, разность осадок и крены отдельных фундаментов и здания в целом необходимо рассчитывать с учетом неравномерности замачивания основания, различных условий фильтрации грунтовой воды в пределах контура сооружения, неоднородности распределения солей в грунте по площади и по глубине основания.

9.14(9.4). Относительная величина суффозионной осадки δ_c определяется при инженерно-геологических изысканиях, как правило, полевыми испытаниями статической нагрузкой и для детального изучения отдельных участков строительной площадки дополнительно лабораторными методами.

При наличии исследований и опыта строительства в аналогичных геологических условиях определение относительной величины

суффозионной осадки допускается выполнять только лабораторными методами.

9.15. Относительная величина суффозионной осадки δ_c определяется в основном по данным полевых испытаний засоленных грунтов статической нагрузкой с длительным замачиванием основания. В лабораторных условиях определение суффозионной осадки выполняют с помощью компрессионно-фильтрационных испытаний.

При наличии сопоставимых результатов полевых и лабораторных исследований допускается при расчете величины относительной суффозионной осадки δ_c использовать эмпирические поправочные коэффициенты, корректирующие данные лабораторных испытаний засоленных грунтов по результатам штамповых испытаний в аналогичных грунтовых условиях.

9.16. Для ориентировочных расчетов длительности полного растворения и вымыва солей из грунтов основания, величины и времени развития суффозионной осадки засоленных грунтов допускается применять формулы, полученные теоретическим и экспериментальным путем

9.17 (9.5). Длительность испытания грунта для определения относительной величины суффозионной осадки должна быть не менее 5 сут при содержании солей в грунтах до значений:

в крупнообломочном грунте:

в глинистом заполнителе, если в грунте его более 30%, — 7%;

в песчаном заполнителе, если его более 40%, — 2%;

в обломках крупнообломочного грунта — 3%;

в песчаном грунте — 2%;

в глинистом грунте (непросадочном) при $e>0{,}67$—7%.

При бо́льшей засоленности грунта для проектирования оснований зданий и сооружений I и II классов длительность испытания должна быть не менее 3 мес, а для зданий III и IV классов допускается менее 3 мес.

9.18. Длительность штамповых и компрессионно-фильтрационных испытаний нормируется лишь минимальным сроком проведения опыта и зависит от свойств грунта, условий фильтрации, величины действующей нагрузки.

Минимальный срок проведения полевых лабораторных испытаний засоленных грунтов с замачиванием должен составлять не менее 5 сут. За это время в слабозасоленных грунтах может быть установлена величина просадки, выявлено влияние выноса легкорастворимых солей на осадку грунта, оценена возможность развития суффозионной осадки и необходимость дальнейшего проведения испытаний.

При бо́льшей засоленности грунта — свыше величин, указанных в п. 9 17(9.5), — при проектировании оснований зданий и сооружений I и II классов длительность испытания должна быть не менее трех месяцев. Испытания грунтов, содержащих среднерастворимые соли в количестве свыше 20%, должны продолжаться, как правило, не меньше года.

9.19(9.6). Полная величина деформаций оснований из засоленных грунтов должна определяться суммированием деформаций, вызванных:

уплотнением грунта;

суффозионными явлениями (суффозионная осадка);

просадкой грунта (если он относится к просадочным);

набуханием и усадкой грунта (если он является набухающим).

9.20(9.7). При неоднородном распределении солей в грунтовой толще и возможности развития неравномерных суммарных деформаций, превышающих допустимые для проектируемого здания или сооружения, должны предусматриваться мероприятия по предотвращению замачивания основания и в случае необходимости — конструктивные мероприятия в соответствии с требованиями п. 3.88 настоящей главы (п. 3.338 Рук.) или заложение фундаментов на незасоленные грунты с прорезкой толщи засоленных грунтов.

9.21. Выбор мероприятий, направленных на снижение влияния деформаций оснований на эксплуатационную пригодность зданий и сооружений, следует производить по указаниям пп. 3.333 и 3.334 (3.83—3.84) с учетом особенностей свойств различных видов засоленных грунтов.

В крупнообломочных засоленных грунтах, обладающих высокой фильтрационной способностью и большой неоднородностью, применение методов искусственного закрепления практически исключено. При проектировании зданий и сооружений на таких грунтах рекомендуется осуществлять прорезку толщи засоленного грунта с установкой фундаментов на незасоленные грунты или предусматривать конструктивные мероприятия, уменьшающие неравномерные осадки.

В засоленных песках для ликвидации просадочных свойств и уменьшения величины суффозионной осадки наиболее целесообразно применять уплотнение грунтов основания (тяжелыми трамбовками, с использованием энергии взрыва, гидровиброуплотнением, поверхностным виброуплотнением).

При проектировании оснований, сложенных загипсованными суглинками, супесями и песками, рекомендуется выполнять искусственное (химическое) закрепление грунтов.

При высокой степени засоления грунтов наиболее экономичными являются мероприятия:

прекращающие или замедляющие движение фильтрационного потока (глинистые, силикатные, битумные, цементные водонепроницаемые завесы);

снижающие растворяющую способность грунтовых вод (искусственное насыщение фильтрационного потока солями);

обеспечивающие защиту солей от растворения путем образования нерастворимых покрытий на поверхности соли.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ СУФФОЗИОННОЙ ОСАДКИ ОСНОВАНИЙ, СЛОЖЕННЫХ ЗАСОЛЕННЫМИ ГРУНТАМИ

9.22. (25 прил. 3). Суффозионная осадка основания S_c, сложенного засоленными грунтами, определяется по формуле

$$S_c = \sum_{i=1}^{n} \delta_{ci} h_i, \qquad (9.1)\ (28\ \text{прил. 3})$$

где n **— число слоев, на которое разбита толща засоленных грунтов, в которой возможно образование суффозионной осадки;**

δ_{ci} **— относительная величина суффозионной осадки грунта i-го слоя при давлении в этом слое от нагрузки, передаваемой фундаментом, и от собственного веса грунта, находимая по указаниям пп. 26—28 (пп. 9.25—9.32 Рук.);**

h_i **— толщина i-го слоя засоленного грунта.**

9.23. Суффозионная осадка основания S_c, сложенного засоленными грунтами, рассчитывается по формуле (9.1) (28 прил. 3), если величина относительной суффозионной осадки, определенной по указаниям пп. 9.27 (27 прил. 3) и 9.30 (28 прил. 3), составляет $\delta_c > 0{,}01$.

Суммирование осадок по формуле (9.1) (28 прил. 3) выполняется в пределах зоны суффозионных осадок, начиная от подошвы фундамента и до нижней границы зоны.

При расчете по формуле (9.1) (28 прил. 3) нижняя граница зоны суффозионных осадок грунта принимается на глубине, где относительная суффозионная осадка $\delta_c < 0{,}01$ (при давлении, действующем на рассматриваемой глубине от собственного веса грунта и нагрузки от фундамента). Нижняя граница зоны суффозионных осадок определяется по экспериментальным данным, а при их отсутствии принимается до глубины залегания основания слоя грунта с содержанием солей, превышающим величины, указанные в п. 9.17 (9.5).

При подсчете по формуле (9.1) (28 прил. 3) зона суффозионных осадок разбивается на слои примерно равной толщины, с учетом литологического разреза и засоленности грунта. Изменение суммарного давления в пределах каждого выделенного слоя не должно превышать 0,5 кгс/см².

Пример расчета осадки фундамента под колонну здания

Фундамент квадратный со стороной $b = 2$ м. Давление по подошве 2 кгс/см².

По данным инженерно-геологических изысканий, от поверхности до глубины 0,5 м расположен почвенный слой I. Ниже (на глубине 0,5—1,5 м) находится слой II супеси с содержанием гипса до 50—60% («гипсовый» горизонт). Этот слой подстилается супесью и суглинками (слой III) с содержанием гипса в количестве до 25%. Загипсованность грунта этого слоя уменьшается по глубине и грунт переходит без резких границ в незасоленный плотный супесчано-суглинистый.

Лабораторные и полевые испытания грунта слоя II показали, что он не может быть использован в качестве основания проекти-

Таблица 9.2

Средняя глубина расчетного слоя z, м	Засоленность, %	Относительная суффозионная осадка δ_c	Относительная просадочность $\delta_{пр}$	Среднее давление от фундамента p_z, кгс/см²	Среднее природное давление в грунте $p_б$, кгс/см²	Суммарное давление в расчетном слое, кгс/см²	Величина суффозионной осадки слоя. S_c, см
0,25	20—25	0,025	0,02	1,83	0,15	1,98	2,25
0,75	10—20	0,025	<0,01	1,52	0,19	1,71	1,25
1,25	10—20	0,020	<0,01	1,09	0,23	1,32	1,00
1,75	10—15	0,020	<0,01	0,76	0,27	1,03	1,00
2,25	5—10	0,015	<0,01	0,53	0,32	0,85	0,75
2,75	5—10	0,015	<0,01	0,39	0,37	0,76	0,75
3,25	5—10	0,015	<0,01	0,29	0,42	0,71	0,75
3,75	<5	0	<0,01	—	—	—	—

руемых фундаментов. По данным лабораторных определений, $\delta_{пр}=0{,}05$ и $\delta_c=0{,}09$, причем суффозионная осадка не стабилизировалась после 8 месяцев испытаний и продолжала нарастать.

В связи с этим основанием проектируемого здания приняты грунты слоя III с глубиной заложения фундаментов $h=1{,}5$ м. В верхней части слоя (на глубину примерно 1,5 м) объемный вес грунта $\gamma=1{,}42$ гс/см^3; удельный вес $\gamma_s=2{,}65$ гс/см^3; коэффициент пористости $e=0{,}92$; содержание гипса 10—25%. Ниже грунт более плотный: $\gamma=1{,}60$ гс/см^3; $\gamma_s=2{,}65$ гс/см^3; $e=0{,}7$; содержание гипса 5—15%. Уровень грунтовых вод разведочными скважинами обнаружен на глубине 10 м, однако в процессе эксплуатации здания ожидаются подъем уровня грунтовых вод и обводнение основания. Движение водного потока будет происходить в сторону реки, расположенной в 2 км от стройплощадки.

Разбиваем основание ниже подошвы фундамента на слои, равные 0,5 м, и определяем суммарное давление, действующее в середине каждого расчетного слоя. В табл. 9.2 приведены величины, используемые при определении суффозионной осадки S_c.

При подсчете величины природного давления в грунте объемный вес грунта слоя III принимается с учетом взвешивающего действия воды:

для верхней части слоя (от основания фундамента до глубины 2 м)

$$\gamma_{взв}=\frac{\gamma_s-\gamma_W}{1+e}=\frac{2{,}65-1}{1+0{,}92}=0{,}86 \text{ гс/см}^3;$$

для нижней части слоя (2—3,5 м)

$$\gamma_{взв}=\frac{2{,}65-1}{1+0{,}7}=0{,}97 \text{ гс/см}^3.$$

Величину суффозионной осадки S_c толщи засоленного грунта определяем, используя данные табл. 9.2, по формуле

$$S_c=\sum_{i=1}^{n}\delta_{ci}h_i=50\,(0{,}02+0{,}025+0{,}025+0{,}02+$$
$$+0{,}02+0{,}015+0{,}015+0{,}015)=7{,}75 \text{ см}.$$

9.24. В случае если $\delta_c<0{,}01$, осадка основания, сложенного засоленными грунтами, рассчитывается в соответствии с требованиями раздела 3 настоящего Руководства как для обычных незасоленных грунтов с использованием модуля деформации E_c или компрессионного модуля деформации $E_{кс}$, учитывающих суффозионную осадку и определяемых по указаниям пп. 9.29 и 9.33.

9.25 (26 прил. 3). Величина относительной суффозионной осадки δ_c засоленного грунта определяется полевыми испытаниями статической нагрузкой или лабораторными компрессионно-фильтрационными методами в случаях, устанавливаемых п. 9.4 настоящей главы (п. 9.14 Рук.).

Испытания должны проводиться при длительной фильтрации воды через грунт в течение сроков согласно указаниям п. 9.5 настоящей главы (п. 9.17 Рук.).

9.26. Полевые испытания статической нагрузкой (штампами) для определения относительной суффозионной осадки δ_c засоленно-

го грунта производят в условиях длительного замачивания грунтового основания.

При проведении штамповых и компрессионно-фильтрационных испытаний вначале нагрузку доводят ступенями до заданного давления, указанного в п. 9.22 (25 прил. 3), и определяют осадку грунта при естественной влажности. Затем начинают длительную фильтрацию воды через грунт при заданном неизменном давлении, что дает возможность определить величину суффозионной осадки. После окончания опыта производят разгрузку грунта ступенями.

Напорные градиенты принимаются в зависимости от гидрогеологических условий площадки строительства, структурных особенностей грунта и должны обеспечивать нормальную фильтрацию воды через грунт. В качестве фильтрующей жидкости следует применять воду, близкую по составу к той, которая будет фильтровать в грунте в натурных условиях. При отсутствии таких данных о воде допускается использовать дистиллированную или водопроводную воду.

При проведении испытаний статической нагрузкой рекомендуется производить с помощью глубинных марок измерение послойной осадки толщи грунта в основании опытного штампа.

В ходе опытов периодически выполняют определение химического состава фильтратов, измеряют коэффициент фильтрации грунта, фиксируют общее количество профильтровавшейся воды. До и после опыта определяют содержание солей, влажность, объемный и удельный веса, число пластичности грунта.

Результаты испытаний должны сопровождаться сведениями об условиях проведения опыта (величине напорного градиента, химическом составе фильтрующейся жидкости и т. д.).

Компрессионно-фильтрационные испытания следует вести с двукратной повторностью.

Рекомендуется после окончания длительного испытания статической нагрузкой и демонтажа штамповой установки произвести отбор образцов (монолитов) выщелоченного грунта для определения в лаборатории его прочноетных свойств. Определение прочностных характеристик можно производить также непосредственно в зоне под штампом, подвергшейся выщелачиванию солей, с помощью полевых установок для испытания грунтов на сдвиг.

Пункты испытаний грунтов статическими нагрузками рекомендуется назначать в пределах контуров расположения наиболее ответственных и тяжелых зданий и сооружений, в местах максимальной и минимальной засоленности грунта. Шурфы и котлованы для штамповых испытаний должны располагаться на расстоянии не более 1—2 м от инженерно-геологических выработок. При неоднородной засоленности грунта по глубине статические испытания выполняют на глубине заложения фундаментов и в пределах деформируемой зоны. Число испытаний на каждом участке площадью до 75 тыс. м^2 должно быть не менее трех и назначаться с учетом геологических и гидрогеологических условий площадки строительства, класса и конструктивных особенностей здания и сооружения, опыта изысканий в аналогичных грунтовых условиях.

9.27 (27 прил. 3). Величина относительной суффозионной осадки δ_c, устанавливаемая полевыми испытаниями, определяется по формуле

$$\delta_c = \frac{S_{c,ш}}{h_ш}, \qquad (9.2)\ (29\ прил.\ 3)$$

где $S_{с.ш}$ — суффозионная осадка штампа после непрерывного замачивания в течение всего процесса испытания под давлением, указанным в п. 25 (п. 9.22 Рук.);

$h_ш$ — сжимаемая толща основания под штампом.

9.28. По данным полевых испытаний засоленных грунтов статической нагрузкой с длительным замачиванием основания определяется:

относительная суффозионная осадка $\delta_с$;

модуль деформации: при естественной влажности E; при длительной фильтрации воды $E_с$ (при $\delta_с < 0{,}01$).

Сжимаемая толща основания под штампом h принимается по результатам послойного измерения осадки грунта глубинными марками или равной 1,5 d круглого штампа (где d — диаметр) или 1,5l квадратного штампа (где l — сторона).

9.29. Величина модуля деформации $E_с$ вычисляется по формуле

$$E_с = 0{,}8\,(1 - \mu^2)\,\frac{pd}{(S_{р.ш} + S_{с.ш})}, \qquad (9.3)$$

где p — давление на штамп, равное сумме давлений от нагрузки фундамента и собственного веса грунта на рассматриваемой глубине;

$S_{р.ш}$ — осадка штампа при естественной влажности грунта под давлением p;

$S_{с.ш}$ — осадка штампа при длительной фильтрации воды через грунт под давлением p;

μ — коэффициент Пуассона.

9.30. (28 прил. 3). Величина относительной суффозионной осадки $\delta_с$ по компрессионно-фильтрационным испытаниям определяется по формуле

$$\delta_с = \frac{h - h'}{h}, \qquad (9.4)\ (30\ \text{прил. 3})$$

где h — высота образца грунта природной влажности и плотности;

h' — высота того же образца грунта после фильтрационного замачивания водой и обжатия давлением по указаниям п. 25 (9.22).

9.31. Величина $\delta_с$ определяется по формуле (9.4), если величина сжатия образца при естественной влажности $\Delta h_р$ составляет менее 5% величины общего сжатия образца (включающего помимо $\Delta h_р$ сжатие образца при длительной фильтрации $\Delta h_с$). Если же $\Delta h_р > > 0{,}05\ (\Delta h_р + \Delta h_с)$, то величина относительной суффозионной осадки $\delta_с$ по компрессионно-фильтрационным испытаниям определяется по формуле

$$\delta_с = \frac{h_p - h'}{h}, \qquad (9.5)$$

где h — высота образца грунта природной влажности и плотности;

h' — высота того же образца грунта после непрерывной фильтрации в течение всего процесса испытания и обжатия давлением по указаниям п. 9.22 (25 прил. 3);

$h_р$ — высота того же образца грунта природной влажности, обжатого давлением по указаниям п. 9.22 (25 прил. 3).

9.32. По результатам компрессионно-фильтрационных испытаний определяется:

относительная суффозионная осадка δ_c;

компрессионный модуль деформации при естественной влажности $E_к$ и при длительной фильтрации воды $E_{кс}$ (если $\delta_c < 0{,}01$).

При проектировании оснований зданий и сооружений величины $E_к$ и $E_{кс}$ допускается применять при наличии сопоставимых результатов штамповых испытаний аналогичных засоленных грунтов и при введении соответствующих коэффициентов.

9.33. Величина компрессионного модуля деформации $E_{кс}$, учитывающего суффозионную осадку, определяется по формуле

$$E_{кс} = \frac{p\beta}{\delta}, \qquad (9.6)$$

где p — давление, при котором определена величина суффозионной осадки, равное давлению, действующему на рассматриваемой глубине от собственного веса грунта и нагрузки от фундамента;

$\delta = \frac{\Delta h_р + \Delta h_c}{h}$ — относительное суммарное сжатие образца при естественной влажности и длительной фильтрации при давлении p;

$\Delta h_р$, Δh_c — сжатие образца соответственно при естественной влажности и при длительной фильтрации при давлении p;

h — исходная высота образца естественной влажности обжатого давлением, равным давлению от собственного веса грунта на рассматриваемой глубине;

β — коэффициент, зависящий от коэффициента бокового расширения грунта.

Пример расчета величины компрессионного модуля деформации $E_{кс}$

По данным инженерно-геологических изысканий основанием проектируемых фундаментов приняты супесчано-суглинистые загипсованные грунты (с содержанием гипса 5—20%). Длительные лабораторные компрессионно-фильтрационные испытания показали, что при естественной влажности ($W = 2$—5%) грунты площадки малосжимаемы. При длительной фильтрации воды происходит суффозионная осадка грунта, однако величина δ_c не превышает 0,01. Характерная кривая компрессионной сжимаемости образца во времени приведена на рис. 9.1. Здесь же показан график $\Delta h/h = f(p)$.

Поскольку $\delta_c < 0{,}01$, для дальнейших расчетов определяем модуль компрессионной деформации $E_{кс}$. При вычислении модуля учитываем общую сжимаемость образца (см. прямую *II* на рис. 9.1, б), состоящую из суммы осадок грунта естественной влажности под нагрузкой $\Delta h_р$ (в интервале давлений $p = 0$—2 кгс/см²) и при длительной фильтрации воды Δh_c;

$$E_{кс} = \frac{p\beta}{\delta} = \frac{2 \cdot 0{,}57}{0{,}013} = 88 \text{ кгс/см}^2.$$

Как показало сравнение результатов лабораторных и полевых испытаний исследуемых грунтов, коэффициент перехода от компрессионного модуля деформации $E_{кс}$ к модулю деформации E_c равен 1,5. В связи с этим для рассматриваемого случая принимаем $E_c = 132$ кгс/см².

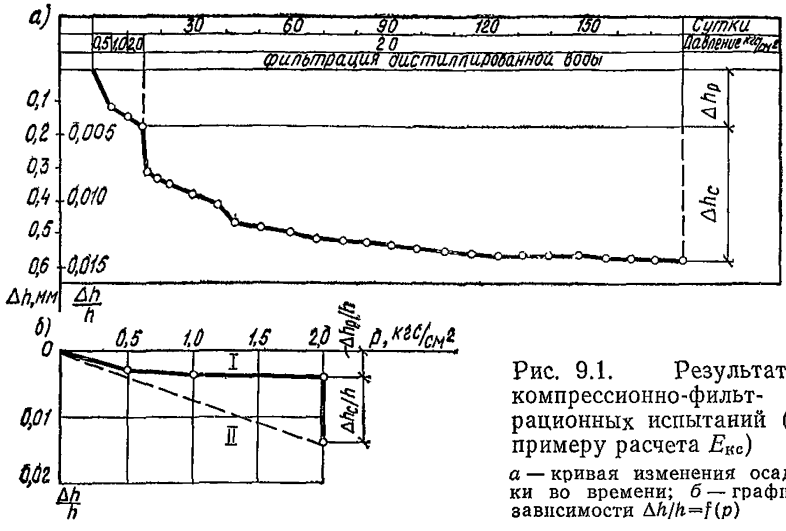


Рис. 9.1. Результаты компрессионно-фильтрационных испытаний (к примеру расчета $E_{кс}$)

а — кривая изменения осадки во времени; *б* — график зависимости $\Delta h/h = f(p)$

Если проектируются мероприятия, исключающие замачивание грунтов основания, то модуль деформации вычисляется с учетом сжимаемости грунта под нагрузкой при природной влажности (при коэффициенте перехода, равном 1, полученном для данных грунтовых условий):

$$E_с = E_{кс} = \frac{2 \cdot 0{,}57}{0{,}004} = 285 \text{ кгс/см}^2.$$

Раздел 10
ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ, ВОЗВОДИМЫХ НА НАСЫПНЫХ ГРУНТАХ

10.1(10.1). Основания, сложенные насыпными грунтами, должны проектироваться с учетом их специфических особенностей, заключающихся в возможной значительной неоднородности по составу этих грунтов, неравномерной сжимаемости, возможности самоуплотнения от собственного веса грунтов, особенно в случаях действия вибраций от работающего оборудования, городского и промышленного транспорта, изменения гидрогеологических условий, замачивания насыпных грунтов, разложения органических включений.

Примечание. В насыпных грунтах, состоящих из шлаков и глин, необходимо учитывать возможность их набухания при замачивании водой и химическими отходами технологических производств.

Самоуплотнение насыпных грунтов от их собственного веса происходит в периоды времени, приведенные в табл. 2 22, по истечении которых насыпные грунты относятся к слежавшимся

10.2(10.2). Неравномерность сжимаемости насыпных грунтов, учитываемая в расчетах оснований, должна определяться по резуль-

татам полевых и лабораторных исследований, выполняемых с учетом состава и сложения насыпных грунтов, способа отсыпки, вида материала, составляющего основную часть насыпи. Модуль деформации насыпных грунтов, как правило, должен определяться на основе штамповых испытаний.

10.3. Дополнительное уплотнение насыпных грунтов под влиянием вибраций, периодического замачивания и понижения уровня грунтовых вод начинается с момента возникновения этих воздействий. Периоды времени, необходимые для дополнительного уплотнения насыпных грунтов, ориентировочно принимаются равными:

при постоянном влиянии указанных выше воздействий — половине от величин, приведенных в табл. 2.22;

при периодическом воздействии — значениям, приведенным в табл. 2.22.

10.4. Дополнительные осадки фундаментов, полов и других конструкций за счет разложения органических включений в насыпных грунтах учитываются в пределах слоев, расположенных выше уровня грунтовых вод, при содержании органических включений в насыпных грунтах, состоящих из песков, шлаков, формовочной земли и т. п. — более 3%, а из глинистых грунтов, золы и т. п. — более 5%.

10.5. Величины дополнительных осадок, степень их неравномерности и время развития за счет уплотнения подстилающих грунтов от веса насыпи определяются толщиной слоя насыпных грунтов на застраиваемом участке, а также сжимаемостью, условиями консолидации и толщиной слоя подстилающих насыпь грунтов.

Примечание. Допускается принимать, что уплотнение подстилающих грунтов от веса насыпи практически закончилось через:

1 год — для песчаных грунтов;

2 года — для глинистых грунтов, расположенных выше уровня грунтовых вод;

5 лет — для глинистых грунтов, находящихся ниже уровня грунтовых вод.

10.6. Степень изменчивости сжимаемости основания, включающего насыпные грунты, определяется в соответствии с п. 3.274 (3.68) отношением максимальной осадки фундамента к минимальной в пределах плана здания (сооружения), вычисленных по указаниям пп. 10.21—10.25.

При этом должны учитываться: неравномерная сжимаемость насыпных грунтов, переменная толщина насыпного слоя, осадка насыпного грунта за счет его самоуплотнения, осадки подстилающих грунтов от веса насыпи, влияние вибрации работающего оборудования, городского и промышленного транспорта, изменение уровня грунтовых вод и т. д.

ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИМ ИССЛЕДОВАНИЯМ НА ПЛОЩАДКАХ РАСПОЛОЖЕНИЯ НАСЫПНЫХ ГРУНТОВ

10.7. Инженерно-геологические исследования на площадках залегания насыпных грунтов производятся по специальной программе, позволяющей в дополнение к общим требованиям на изыскания, установить основные особенности насыпных грунтов: способ отсыпки, состав, однородность сложения, давность отсыпки, физико-механические характеристики, изменчивость сжимаемости, толщину слоя и изменение ее на застраиваемом участке и т. п.

10.8. Объем и состав инженерно-геологических работ при проведении изысканий для установления основных особенностей насыпных грунтов, приведенных в п. 10.7, назначаются с учетом:

степени изученности и сложности инженерно-геологического строения исследуемой площадки;

конструктивных и эксплуатационных особенностей проектируемых зданий и сооружений;

наличия местного опыта строительства в подобных условиях;

возможных вариантов оснований и фундаментов для проектируемых зданий и сооружений.

10.9. Инженерно-геологические исследования на площадках расположения насыпных грунтов дополнительно включают изучение: архивных и литературных материалов по инженерно-геологическим условиям участка и условиям образования насыпных грунтов; местного опыта строительства на насыпных грунтах с учетом типов оснований, фундаментов, конструктивных особенностей зданий и сооружений и особенностей их эксплуатации; данных по обследованию состояния зданий с выявлением величин осадок фундаментов, деформаций в конструкциях и т. п. На основе изучения этих материалов устанавливаются способ, давность отсыпки насыпных грунтов, особенности их сжимаемости, и при необходимости уточняется программа инженерно-геологических исследований.

10.10. Геологические и гидрогеологические исследования площадок, сложенных насыпными грунтами, выполняются, как правило, комплексно с применением бурения, шурфования и зондирования.

Бурение производится для изучения общего инженерно-геологического строения исследуемой площадки, изменения толщины слоя насыпных грунтов на застраиваемом участке, подстилающих насыпь грунтов естественного сложения, а при возможном применении свайных фундаментов, кроме того, для установления глубины погружения и несущей способности свай и т. п.

Шурфование выполняется в целях изучения состава и однородности сложения насыпных грунтов, а также отбора монолитов для лабораторных исследований физико-механических характеристик грунтов.

Зондирование используется преимущественно для изучения плотности, степени изменчивости сжимаемости насыпных грунтов, наличия крупных пустот в них, установления необходимой глубины погружения свай, их возможной несущей способности и т. п.

10.11. Скважины для изучения общего инженерно-геологического строения исследуемои площадки проходятся диаметром не менее 127 мм на глубину, превышающую глубину залегания насыпных грунтов не менее чем на 5 м.

При проведении исследований на площадке с насыпными грунтами, относящимися к отвалам и свалкам грунтов и отходов производств, глубину проходки половины из требуемого числа скважин допускается принимать на 1 м больше толщины слоя насыпных грунтов.

Расстояния между скважинами назначаются в зависимости от вида, состава, способа отсыпки насыпных грунтов, рельефа засыпанной территории, размеров проектируемых зданий и сооружений и т. п. и принимаются равными не менее:

для планомерно возведенных насыпей — 50 м;

для отвалов из грунтов и отходов производств — 40 м;

для свалок из грунтов и отходов производств — 30 м.

Число скважин на каждом участке должно быть не менее 6, а для каждого здания — не менее 3.

Примечание. Исследования подстилающих грунтов производятся в соответствии с дополнительными требованиями к инженерно-геологическим исследованиям в районах распространения грунтов с особыми свойствами.

10.12. Шурфы проходятся на всю толщину слоя насыпных грунтов и размещаются с учетом возможного изменения состава и сложения насыпных грунтов, установленного по результатам бурения скважин.

Расстояния между шурфами принимаются равными не менее:

для планомерно возведенных насыпей — 100 м;

отвалов из грунтов и отходов производств — 60 м;

свалок из грунтов и отходов производств — 40 м.

Число шурфов на каждом застраиваемом участке должно быть не менее четырех, а для каждого отдельно стоящего здания — не менее двух.

В полевом журнале шурфования необходимо зарисовать все стенки шурфа на всю их глубину с описанием основной массы грунтов и материалов, составляющих насыпь, и включений, содержащихся в пределах каждого слоя. Порядок перечисления включений устанавливается с учетом их количественного содержания по объему, определяемому визуально.

10.13. Монолиты грунтов для лабораторных испытаний по определению физико-механических характеристик грунтов отбираются через 1—2 м по глубине:

в пределах насыпного слоя — только из шурфов в местах, характеризующих основной состав насыпи данного горизонта;

из подстилающих насыпь грунтов — из шурфов или скважин грунтоносами, исключающими уплотнение или разуплотнение отбираемых грунтов.

В планомерно возведенных насыпях монолиты грунтов отбираются из всех шурфов, а в отвалах и свалках из грунтов и отходов производств — через один шурф, но не менее чем из двух шурфов для каждого проектируемого здания.

10.14. Зондирование на площадках, включающих насыпные грунты, выполняется в соответствии с «Указаниями по зондированию грунтов для строительства» СН 448-72.

Расстояния между зондировочными скважинами принимаются не менее:

в планомерно возведенных насыпных грунтах — 50 м;

в отвалах из грунтов и отходов производств — 20 м;

в свалках из грунтов и отходов производств — 15 м.

Число зондировочных скважин на исследуемой площадке должно быть не менее восьми, а под каждое отдельно стоящее здание — не менее пяти.

Глубина проходки зондировочных скважин обычно принимается равной глубине проходки буровых скважин по п. 10.11.

При проведении исследований на площадках с насыпными грунтами, относящимися к отвалам из грунтов и отходов производств, глубину проходки половины из требуемого числа зондировочных скважин допускается принимать на 1 м больше толщины слоя насыпных грунтов. При исследовании свалок из грунтов и отходов производств допускается уменьшать до указанных выше пределов глубину проходки $^2/_3$ из требуемого числа зондировочных скважин.

10.15. Сжимаемость всех видов насыпных грунтов должна определяться, как правило, статическими испытаниями штампами площадью не менее 5000 см² по методике, установленной ГОСТ 12374—77 «Грунты. Метод полевого испытания статическими нагрузками».

Для исследования сжимаемости насыпных грунтов на глубинах свыше 4 м при отсутствии крупных включений допускается проводить испытания отдельных разновидностей насыпных грунтов в скважинах штампом площадью 600 см².

В тех случаях когда насыпные грунты состоят из глинистых грунтов, золы, рыхлых маловлажных мелких и пылеватых песков и т. п., испытания штампами производятся с замачиванием грунтов в основании в соответствии с «Рекомендациями по испытанию просадочных грунтов статическими нагрузками» (М., Стройиздат, 1974).

В целях изучения возможности набухания шлаков испытания их штампами производятся с замачиванием в соответствии с требованиями, изложенными в разделе 5 настоящего Руководства.

10.16. Испытания насыпных грунтов статическими нагрузками выполняются в пределах плана проектируемого сооружения в непосредственной близости к шурфам или к скважинам.

Если толщина исследуемого слоя насыпного грунта меньше расчетной сжимаемой толщи основания и ниже залегают насыпные грунты иных состава, способа и давности отсыпки, то испытанию подвергается каждый слой, включая и естественный грунт, залегающий в пределах сжимаемой толщи под проектируемым зданием или сооружением.

Толщина исследуемого слоя каждого вида насыпного грунта под штампом должна быть не менее его диаметра.

10.17. Число пунктов испытания насыпных грунтов штампами на каждом участке назначается в зависимости от однородности сложения, состава и давности отсыпки насыпных грунтов и принимается не менее для:

планомерно возведенных насыпей — 2;

отвалов из грунтов и отходов производств — 3;

свалок из грунтов и отходов производств — 4.

Испытания насыпных грунтов штампами назначаются в местах, где по предварительным данным грунты обладают минимальной и максимальной сжимаемостью.

10.18. При возможности применения варианта прорезки насыпных грунтов сваями в процессе инженерно-геологических изысканий выполняются статические испытания свай в соответствии с требованиями «Руководства по проектированию свайных фундаментов» (М., Стройиздат, 1971) и «Рекомендаций по учету сил отрицательного трения при проектировании свайных фундаментов» (НИИОСП, 1972).

На участках расположения неслежавшихся отвалов из грунтов и отходов производств, а также свалок из грунтов и отходов производств проводятся испытания свай-штампов, а при их отсутствии — обычных свай в скважинах, пройденных на всю толщину слоя насыпных грунтов. Скважины проходятся диаметром, на 5—10 см превышающим размеры свай по диагонали.

В пределах каждого здания выполняется не менее двух испытаний свай.

10.19. Лабораторные исследования насыпных грунтов по определению их физико-механических характеристик выполняются на образцах ненарушенной структуры, отобранных из наиболее характерных мест.

Необходимый комплекс лабораторных исследований устанавливается в зависимости от способа отсыпки, состава, однородности сложения, давности отсыпки насыпных грунтов, конструктивных особенностей проектируемых зданий и сооружений и т. п.

10.20. В отчетах или заключениях по инженерно-геологическим изысканиям площадок, сложенных насыпными грунтами, должен содержаться дополнительный раздел, посвященный подробному изложению результатов исследований насыпных грунтов с описанием способа отсыпки, состава, однородности сложения, давности отсыпки насыпных грунтов, их физико-механических характеристик, изменчивости сжимаемости, плотности, толщины слоя насыпных грунтов и изменения ее на застраиваемом участке и т. п.

Состав насыпных грунтов определяется по виду материала, слагающего основную массу, на основе визуальной оценки и результатов лабораторных исследований.

РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ, СЛОЖЕННЫХ НАСЫПНЫМИ ГРУНТАМИ

10.21(10.3). Основания, сложенные насыпными грунтами, должны рассчитываться в соответствии с требованиями разд. 3 настоящей главы (разд. 3 Рук.).

Полная величина определяемых расчетом деформаций основания должна подсчитываться как сумма осадок основания, вычисленных от действующих нагрузок, передаваемых фундаментами, дополнительных осадок, вызванных самоуплотнением насыпных грунтов, по причинам, указанным в п. 10.1 настоящей главы (п. 10.1 Рук.), и осадок или просадок подстилающих грунтов от действия веса насыпи и нагрузок от фундамента.

Для определения осадки основания, включающего насыпные грунты, используется расчетная схема основания в виде линейно-деформируемого полупространства по п. 3.223 (подпункт «а» п. 3.49).

10.22. Осадка основания, включающего насыпные грунты, определяется по формуле 3.70 (5 прил. 3) с учетом самоуплотнения неслежавшихся насыпных грунтов и уплотнения подстилающих грунтов от веса насыпи. В необходимых случаях, кроме того, учитывается влияние снижения уровня грунтовых вод по п. 3.123.

Дополнительная осадка насыпного грунта за счет разложения органических включений определяется по п. 10.25.

Влияние вибраций от оборудования, а также городского и промышленного транспорта на деформации насыпных грунтов должно учитываться на основе специальных экспериментальных исследований.

10.23. Для учета влияния самоуплотнения неслежавшихся насыпных грунтов к значениям дополнительного давления p_{0z} по пп. 3.227—3.231 в пределах слоя насыпного грунта добавляется некоторая доля бытового давления грунта $k'p_{6z}$, где коэффициент k' принимается: $k'=0{,}4$ — для неслежавшихся насыпных грунтов из песков (кроме пылеватых), шлаков и т. п.; $k=0{,}6$ — то же, из пылеватых песков, глинистых грунтов, золы и т. п.

10.24. При расчете осадок уплотнение грунтов, подстилающих насыпные, учитывается добавлением к значениям p_{0z} ниже кровли подстилающих грунтов давления от веса вышележащих насыпных грунтов.

Примечание. Уплотнение подстилающих грунтов допускается не учитывать при давности отсыпки более двух лет для песчаных и пяти — для глинистых грунтов.

10.25. Дополнительную осадку насыпных грунтов при их неполном водонасыщении от разложения органических включений (при содержании последних от 0,03 до 0,10) допускается определять по формуле

$$S_0 = \eta \frac{q\gamma_{ск}}{\gamma_s} h, \qquad (10.1)$$

где η — коэффициент, учитывающий возможность расположения органических включений как в порах грунта, так и на контактах между частицами грунта, принимаемый равным 0,4;

q — содержание органических включений [см. п. 2.54 (2.19)];

$\gamma_{ск}$, γ_s — объемный вес скелета и удельный вес грунта соответственно;

h — толщина слоя насыпных грунтов ниже подошвы фундамента, содержащих органические включения.

10.26(10.4). Расчетные давления на основания, сложенные насыпными грунтами, определяются в соответствии с требованиями пп. 3.50—3.53 и 3.59 настоящей главы (пп. 3.178—3.184 и 3.203 Рук.) на основе результатов инженерно-геологических изысканий и учета степени неоднородности состава и сложения этих грунтов, способа отсыпки, вида, плотности и влажности материала, составляющего основную часть насыпи, и давности отсыпки.

При определении расчетных давлений на основания, сложенные насыпными грунтами, по формуле (3.38) (17) значения коэффициентов m_1 и m_2 принимаются равными для: планомерно возведенных насыпей — по табл. 3.22 (17); отвалов из грунтов и отходов производств — $m_1=0{,}8$ и $m_2=0{,}9$; свалок из грунтов и отходов производств — $m_1=0{,}6$ и $m_2=0{,}7$.

10.27 (10.5). Расчетные давления на основания в случае применения песчаных, щебеночных (гравийных) и т. п. подушек устанавливаются исходя из задаваемых в проекте физико-механических характеристик грунтов, достигаемых соответствующим уплотнением грунтов в подушке.

Прочностные характеристки грунтов в подушках устанавливаются на основе результатов испытаний уплотненных грунтов при проведении инженерно-геологических изысканий, а также по результатам ранее выполненных испытаний на других площадках с учетом вида и состояния грунтов, предусматриваемой технологии и оборудования для устройства подушки, накопленного опыта проектирования и строительства.

10.28(10.6). Предварительные размеры фундаментов зданий и сооружений, возводимых на слежавшихся насыпных грунтах, назначаются исходя из величин условных расчётных давлений R_0, приведенных в табл. 4 прил. 4 настоящей главы (табл. 10.1 Рук.).

Условными значениями R_0 допускается пользоваться также и для назначения окончательных размеров фундаментов зданий с нагрузкой на столбчатые фундаменты — до 40 тс и ленточные — до 8 тс/м.

10.29. Давление на насыпные грунты у края и под углом внецентренно-загруженного фундамента ограничивается исходя из вели-

Таблица 10.1 (4 прил. 4)

Условные расчетные давления R_0 на слежавшиеся насыпные грунты основания [область применения см. в п. 10.6 (п. 10.28 Рук.)]

Вид насыпных грунтов	R_0, кгс/см²			
	крупные, средние, мелкие пески, шлаки и т. п.		пылеватые пески, глинистые грунты, зола и т. п.	
	При степени влажности G			
	$G \leqslant 0{,}5$	$G \geqslant 0{,}8$	$G \leqslant 0{,}5$	$G \geqslant 0{,}8$
Грунты в планомерно-возведенных с уплотнением по п. 10.8 (10.35 Рук.) насыпях	2,5	2,0	1,8	1,5
Отвалы грунтов и отходов производств после их уплотнения по п. 10.8 (10.35 Рук.)	2,5	2,0	1,8	1,5
Отвалы грунтов и отходов производств без уплотнения	1,8	1,5	1,2	1,0
Свалки грунтов и отходов производств после их уплотнения по п. 10.8 (10.35 Рук.)	1,5	1,2	1,2	1,0
Свалки грунтов и отходов производств без уплотнения	1,2	1,0	1,0	0,8

Примечания: 1. Величина R_0 в табл. 4 относится к фундаментам с глубиной заложения $h_1=2$ м. При глубине заложения фундаментов $h<2$ м значения R_0 понижаются умножением на коэффициент $k=\dfrac{h+h_1}{2h_1}$.

2. Величины R_0 в последних двух позициях табл. 4 приведены для свалок грунтов и отходов производств с содержанием органических включений не более 0,10.

3. Для неслежавшихся отвалов и свалок грунтов и отходов производств значение R_0 принимается по табл. 4 с коэффициентом 0,8.

4. Величину R_0 для промежуточных значений G от 0,5 до 0,8 допускается определять интерполяцией.

чины расчетного давления на основание R (по пп. 10.26—10.28) и принимается для:

планомерно возведенных насыпей, а также песчаных, гравийных и т. п. подушек — по указаниям п. 3.210 (3.60);

отвалов и свалок из грунтов и отходов производств — умножением значений, приведенных в п. 3.210 (3.60), на коэффициент 0,9.

10.30. При устройстве песчаных, гравийных и т. п. подушек, уп-

лотнении насыпных грунтов, а также при залегании в нижней части сжимаемой толщи грунтов с меньшими прочностными характеристиками расчетные давления на основания уточняются из условия, чтобы полное давление от собственного веса вышележащего грунта и нагрузки, передаваемой фундаментом, на подстилающие насыпные (неуплотненные) или естественные грунты не превышало расчетное давление на эти грунты в соответствии с требованиями п. 3.218 (3.62).

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ, СЛОЖЕННЫХ НАСЫПНЫМИ ГРУНТАМИ

10.31. При проектировании оснований зданий и сооружений, сложенных насыпными грунтами, могут предусматриваться:

использование насыпных грунтов в качестве естественных оснований;

применение строительных мероприятий по снижению сжимаемости насыпных грунтов как по абсолютной величине, так и степени их неравномерности;

прорезка насыпных грунтов глубокими, в том числе свайными, фундаментами.

10.32. В качестве естественных оснований рекомендуется использовать слежавшиеся насыпные грунты, представляющие собой:

планомерно возведенные насыпи с достаточным уплотнением;

отвалы грунтов и отходов производств, состоящие из крупных песков, гравелистых и щебеночных грунтов, гранулированных шлаков.

Для легких зданий, перечисленных в пп. 4.46—4.47 (4.9), в качестве естественных оснований могут быть использованы практически все виды слежавшихся планомерно возведенных насыпей и также отвалы грунтов и отходов производств.

Свалки грунтов и отходов производств могут быть использованы в качестве естественных оснований только для временных зданий и сооружений со сроком службы 10—15 лет при расчете их по деформациям.

10.33 (10.7). Если полученная расчетом полная величина деформации основания окажется больше допустимой или несущая способность основания меньше требуемой для обеспечения нормальной эксплуатации проектируемых зданий и сооружений, в проекте должны предусматриваться мероприятия в соответствии с требованиями пп. 3.83—3.89 настоящей главы (пп. 3.332—3.339 Рук.).

Основными мероприятиями при проектировании оснований, сложенных насыпными грунтами, являются:

уплотнение оснований (п. 10.8 настоящей главы) (10.35 Рук.);

устройство песчаных, щебеночных (гравийных) или грунтовых подушек (п. 10.9 настоящей главы) (п. 10.45 Рук.);

конструктивные мероприятия, уменьшающие чувствительность зданий и сооружений к повышенным деформациям основания (п. 3.88 настоящей главы) (п. 3.338 Рук.);

прорезка насыпных грунтов глубокими (в том числе свайными) фундаментами.

Примечание. Если бóльшая часть расчетной величины деформации основания происходит вследствие замачивания насыпных грунтов, следует предусматривать водозащитные мероприятия.

10.34. Выбор отдельных мероприятий или их сочетания производится на основе технико-экономического анализа. При этом учитываются однородность состава и сложения насыпных грунтов, степень

и равномерность их сжимаемости, содержание органических включений, изменение толщины слоя насыпных грунтов в пределах расположения здания и сооружения, возможные величины осадок фундаментов, особенности и назначение зданий и сооружений и т. п.

10.35(10.8). Уплотнение оснований, сложенных насыпными грунтами, осуществляется путем:

поверхностного уплотнения тяжелыми трамбовками на глубину до 3 м при степени влажности уплотняемых грунтов $G \leqslant 0{,}7$;

поверхностного уплотнения вибрационными машинами и виброкатками на глубину до 1,5 м, когда насыпные грунты состоят из рыхлых песков;

гидровиброуплотнения на глубину до 6 м водонасыщенных насыпных грунтов, состоящих из песков;

глубинного уплотнения насыпных глинистых грунтов грунтовыми сваями с помощью станков ударно-канатного бурения БС-1.

10.36. Уплотнение насыпных грунтов тяжелыми трамбовками осуществляется с целью:

снижения сжимаемости насыпных грунтов в пределах сжимаемой зоны от нагрузки фундаментов;

повышения плотности, прочностных характеристик и тем самым расчетного давления на насыпные грунты;

при наличии насыпных глинистых грунтов — создания в основании здания и сооружения сплошного маловодопроницаемого экрана, препятствующего интенсивному замачиванию нижезалегающих просадочных грунтов.

10.37. Уплотнение насыпных грунтов тяжелыми трамбовками применяется при строительстве на:

планомерно возведенных насыпях, отсыпанных с недостаточно высокой плотностью;

отвалах грунтов и отходов производств, содержащих включения строительного производства и различных производств размером не более диаметра трамбовки;

свалках грунтов и отходов производств, содержащих органические включения не более 0,05;

участках, расположенных от существующих зданий и сооружений на расстояниях, не менее указанных в п. 4.98.

10.38. Для уменьшения осадок насыпных грунтов поверхностное уплотнение тяжелыми трамбовками комбинируется с устройством подушки или выполняется в два слоя. Для этого котлован отрывается на 1—2 м глубже отметки заложения фундаментов и производится уплотнение первого слоя насыпных грунтов. Затем котлован засыпается местным грунтом (содержащим не более 0,03 растительных остатков) до отметки, на 0,2—0,4 м превышающей глубину заложения фундаментов. После этого производится уплотнение второго слоя. Общая толщина уплотненного слоя в этом случае достигается 4—6 м.

10.39. Проектирование оснований из насыпных грунтов, уплотненных тяжелыми трамбовками, осуществляется в соответствии с требованиями пп. 4.93—4.106 как на просадочных грунтах с I типом грунтовых условий.

При расчете полной величины осадки фундаментов в пределах уплотненного насыпного слоя учитывается только осадка от нагрузки фундаментов.

10.40. Поверхностное уплотнение вибрационными машинами и виброкатками применяется для уплотнения насыпных грунтов, представляющих собой недостаточно уплотненные планомерно возведен-

ные насыпи и отвалы, состоящие из средних и мелких песков, при необходимости уплотнения на глубину до 1,5 м.

10.41. Гидровиброуплотнение применяется для уплотнения планомерно возведенных насыпей и отвалов, состоящих из песчаных грунтов с содержанием глинистых частиц не более 0,05, при необходимости их уплотнения на глубину до 6 м.

10.42. Проектирование оснований из насыпных грунтов, уплотненных вибрационными машинами, виброкатками и гидровиброуплотнением, осуществляется в соответствии с требованиями пп. 10.26—10.29 и 10.39.

10.43. Глубинное уплотнение грунтовыми сваями насыпных глинистых грунтов, относящихся к недостаточно уплотненным планомерно возведенным насыпям и отвалам грунтов, выполняется с целью снижения сжимаемости грунтов оснований, повышения расчетных давлений на насыпные грунты:

при степени влажности насыпных грунтов — не более $G \leqslant 0{,}7$;

в пределах, как правило, всей толщины слоя насыпных грунтов;

в комбинации с доуплотнением буферного слоя тяжелыми трамбовками;

при расположении уплотненных участков на расстояниях от существующих зданий и сооружений не менее указанных в п. 4.98;

при проектировании жилых и гражданских зданий с часто расположенными стенами и колоннами и т. п.

10.44 Проектирование оснований из насыпных грунтов, уплотненных грунтовыми сваями, осуществляется в соответствии с требованиями пп. 4.131—4.144 и 10.39 как на просадочных грунтах с I типом грунтовых условий по просадочности.

10.45 (10.9). Устройство песчаных, щебеночных (гравийных) или грунтовых подушек производится с целью замены сильно- и неравномерносжимаемых насыпных грунтов. Толщина подушек, вид применяемого грунта, степень его уплотнения назначаются по результатам расчета оснований в соответствии с требованиями разд. 3 настоящей главы с учетом местных условий строительства, наличия соответствующих видов грунтов, а также оборудования для устройства подушек.

Примечание. При залегании под насыпным слоем просадочных грунтов, относящихся ко II типу по просадочности, подушки устраиваются из глинистых грунтов по всей застраиваемой площади.

10.46. Устройство подушек должно предусматриваться, как правило, при строительстве на:

планомерно возведенных насыпях и отвалах грунтов, отсыпанных с недостаточно высокой плотностью и имеющих степень влажности грунтов $G > 0{,}7$;

свалках грунтов и отходов производств с содержанием органических включений более 0,05, когда устройство подушек обеспечивает практически полную замену насыпных грунтов с повышенным содержанием органических включений;

участках, расположенных от существующих зданий и сооружений на расстояниях, менее указанных в п. 4.98.

10.47. Выбор материалов для устройства подушек производится исходя из вида, состава насыпных грунтов, местных грунтовых и гидрогеологических условий площадки, конструктивных особенностей проектируемых зданий и сооружений и т. п.

Подушки из щебенистых и гравелистых грунтов целесообразно применять в случаях, когда щебень и гравий являются местными материалами.

Подушки из песчаных грунтов применяются при устройстве их в водонасыщенных насыпных грунтах.

При отсутствии грунтовых вод или низком уровне их залегания подушки могут возводиться из местных супесей и суглинков, а также из стойких шлаков, формовочной земли.

10.48. Плотность грунтов в подушках назначается в зависимости от вида применяемых грунтов и должна быть не менее 0,95 максимальной плотности, получаемой путем опытного уплотнения грунтов при их оптимальной влажности в полевых или лабораторных условиях.

При отсутствии результатов опытного уплотнения допускается принимать объемный вес скелета грунта (в $тс/м^3$, не менее) для подушек из:

однородных крупных и средних песков — 1,60;
неоднородных крупных и средних песков — 1,65;
мелких песков — 1,60;
пылеватых песков — 1,65;
супесей и суглинков — 1,65.

10.49. Модули деформации грунтов в подушках при расчете оснований принимаются, как правило, по результатам непосредственных испытаний статическими нагрузками, а также по данным опыта строительства в аналогичных условиях.

При отсутствии результатов непосредственных испытаний модули деформации грунтов в водонасыщенном состоянии E, $кгс/см^2$, допускается принимать равными для подушек из:

гравелистых и щебеночных грунтов — 400;
крупных песков — 300;
средних песков — 200;
мелких песков — 150;
пылеватых песков, формовочной земли — 100;
супесей и суглинков — 100;
шлаков — 200.

10.50. Расчетные давления на грунты в подушках назначаются в соответствии с требованиями п. 3.189 (3.55).

При отсутствии данных непосредственных определений прочностных характеристик грунтов в подушках, уплотненных до заданной в проекте плотности и не ниже указанной в п. 10.48, расчетные давления R_0, $кгс/см^2$, допускается принимать равными для подушек из:

гравелистых и щебеночных грунтов — 4;
крупных песков — 3;
средних песков — 2,5;
мелких песков — 2;
пылеватых песков, формовочной земли — 1,5;
супесей и суглинков — 2;
шлаков — 2,5.

10.51. Проектирование оснований на насыпных грунтах с устройством подушек осуществляется в соответствии с требованиями пп. 4.107—4.115 и 10.39 как на просадочных грунтах с I типом грунтовых условий по просадочности, а при наличии ниже насыпного слоя просадочных грунтов — как на просадочных грунтах со II типом грунтовых условий по просадочности.

10.52. Конструктивные мероприятия при строительстве зданий и сооружений на насыпных грунтах принимаются в случаях, когда осадки фундаментов как по абсолютной величине, так и степени их неравномерности превышают предельно допустимые значения по п. 3.279 (3.69).

Конструктивные мероприятия назначаются, как правило, по расчету конструкций зданий и сооружений на неравномерные осадки фундаментов в соответствии с рекомендациями, приведенными в пп. 4.193—4.217. При этом ширина осадочных швов принимается равной 2—4 см.

10.53 (10.10). Проектирование оснований, сложенных насыпными грунтами с относительным содержанием растительных остатков более 0,1 (п. 2.19 настоящей главы) (п. 2.54 Рук.), следует выполнять с учетом указаний пп. 6.1—6.11 настоящей главы (пп. 6.1—6.54 Рук.), предусматривая срезку этого грунта и устройство подушек или прорезку его фундаментами и т. п.

Раздел 11

ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ, ВОЗВОДИМЫХ НА ПОДРАБАТЫВАЕМЫХ ТЕРРИТОРИЯХ

11.1 (11.1). Основания зданий и сооружений, возводимых на подрабатываемых территориях, должны проектироваться с учетом неравномерного оседания земной поверхности, сопровождаемого горизонтальными деформациями сдвигающегося грунта, происходящими в результате производства горных работ и перемещения грунта в выработанное пространство.

Параметры деформаций земной поверхности, в том числе кривизна поверхности, ее наклоны и горизонтальные перемещения, а также вертикальные уступы должны определяться в соответствии с требованиями главы СНиП по проектированию зданий и сооружений на подрабатываемых территориях. Эти параметры, являющиеся основой для расчета оснований, фундаментов и надфундаментной части зданий и сооружений, должны учитываться при производстве инженерно-геологических изысканий и определении характеристик грунта.

11.2. Объем и состав инженерно-геологических изысканий для каждого объекта определяются программой, разрабатываемой с участием проектной организации и составляемой с учетом особенностей геологического строения и условий разработки полезных ископаемых, а также типа проектируемого здания или сооружения и его фундаментов.

11.3. Выводы по инженерно-геологическим изысканиям с учетом горно-геологического обоснования строительной площадки должны дополнительно включать:

а) оценку изменений геоморфологических и гидрогеологических условий участка застройки вследствие местного оседания земной

поверхности (возможность образования провалов, активизации процесса сдвижения вследствие геологических нарушений, активизации оползневых процессов, изменения уровня грунтовых вод с учетом сезонных и многолетних перепадов, возможность заболачивания территории и т. п.);

б) оценку возможных изменений физико-механических свойств грунтов вследствие изменения гидрогеологических условий площадки;

в) деформационные и прочностные характеристики грунтов, используемые при расчетах воздействий сдвигающегося грунта на заглубленные конструкции зданий и сооружений.

Изменение уровня грунтовых вод относительно фундаментов может произойти за счет образования мульды сдвижения при наличии на небольшой глубине водонепроницаемого слоя.

11.4 (11.2). Расчетные значения прочностных φ и c и деформационных E характеристик грунта для определения усилий, воздействующих на фундаменты в результате деформаций земной поверхности, должны приниматься равными нормативным, полагая в формуле (3.12)(12) коэффициент безопасности по грунту $k_г = 1$.

Поскольку воздействие на фундаменты горизонтальных деформаций подрабатываемых территорий тем значительнее, чем больше величина прочностных и деформационных характеристик грунта, то коэффициент безопасности для них в формуле (3.13) (6 прил. 1) следовало бы принимать меньше единицы. Но так как в процессе подработки грунт за счет растяжения и сжатия теряет часть своих структурных связей и его характеристики уменьшаются, то учет совокупности обоих факторов допускает принимать коэффициент безопасности равным единице.

Такой подход обосновывается также тем, что в пределах отсека здания или сооружения важны осредненные значения прочностных и деформационных характеристик грунта, а не их значения в отдельных точках.

Расчетное значение модуля горизонтальной (боковой) деформации грунта $E_г$ допускается принимать в этих расчетах равным 0,5 для глинистых и 0,65 для песчаных грунтов от расчетного значения модуля (вертикальной) деформации E грунта.

11.5. Если подработка здания или сооружения предполагается в период менее 10 лет после его строительства, для грунта засыпки пазух допускается принимать уменьшенные значения прочностных и деформационных характеристик, которые устанавливаются изыскательской организацией на основе обобщения имеющегося опыта исследования грунтов.

Для условий строительства отдельных угольных бассейнов допускается пользоваться региональными значениями прочностных и деформационных характеристик грунтов, утвержденных в установленном порядке.

11.6 (11.3). Расчетные давления на грунты основания R должны определяться по формуле (3.38) (17) в соответствии с требованиями пп. 3.50—3.55 настоящей главы (пп. 3.178—3.189 Рук.). При этом коэффициент условий работы здания во взаимодействии с основанием m_2, учитывающий влияние конструктивной жесткости зданий, должен приниматься по табл. 11.1 (20), если здания и сооружения запроектированы по жесткой конструктивной схеме, имеют поэтажные пояса и ленточные фундаменты с замкнутым контуром; в остальных случаях принимается коэффициент $m_2 = 1$.

Таблица 11.1(20)

Вид грунтов	Коэффициент m_2 для зданий и сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины здания (сооружения) или отсека к его высоте L/H			
	$L/H \leqslant 4$	$4 > L/H > 2{,}5$	$2{,}5 \geqslant L/H > 1{,}5$	$L/H \leqslant 1{,}5$
Крупнообломочные грунты с песчаным заполнителем и песчаные грунты, кроме мелких и пылеватых	1,4	1,7	2,1	2,5
Пески мелкие	1,3	1,6	1,9	2,2
Пески пылеватые	1,1	1,3	1,7	2
Крупнообломочные грунты с глинистым заполнителем и глинистые грунты с консистенцией $I_L \leqslant 0{,}5$	1	1	1,1	1,2
То же, с консистенцией $I_L > 0{,}5$	1	1	1	1

11.7. Значения коэффициента $m_2 > 1$ по табл. 11.1 (20) относятся к зданиям и сооружениям, в которых помимо поэтажных поясов предусмотрен также фундаментный пояс.

Применение повышенных коэффициентов m_2 при проектировании зданий жесткой конструктивной схемы обеспечивает уменьшение ширины подошвы фундаментов и обобщенных усилий в коробке при расчете здания на искривление основания за счет повышенного врезания фундаментов в основание.

11.8. Для зданий и сооружений жесткой конструктивной схемы, для которых расчетные давления на основание приняты с коэффициентом $m_2 > 1$, ширина подошвы бетонных и железобетонных монолитных и сборных фундаментов должна быть не менее 0,25 м и в случае применения других материалов — не менее 0,4 м.

11.9 (11.4). Краевое давление на грунт основания плитных фундаментов зданий и сооружений башенного типа (здания повышенной этажности, водонапорные башни, дымовые трубы и т. п.), а также отдельных фундаментов промышленных зданий должно рассчитываться с учетом дополнительных моментов, вызываемых деформацией земной поверхности при подработке.

Краевое давление в этом случае не должно превышать 1,4 R и в угловой точке 1,5 R, а равнодействующая всех нагрузок и воздействий — выходить за пределы ядра сечения подошвы фундамента.

Настоящие указания относятся также к величинам краевого давления на грунты основания отдельных фундаментов каркасных зданий жилищно-гражданского назначения.

11.10. Краевые давления на грунты основания плитных фундаментов зданий и сооружений башенного типа следует проверять с учетом наклонов земной поверхности, ветровых нагрузок и возмож-

ного крена зданий и сооружений вследствие естественной неоднородности грунта основания.

Для отдельных фундаментов каркасных зданий, кроме того, следует учитывать дополнительные моменты от деформаций земной поверхности (кривизны и относительных горизонтальных деформаций) и других нагрузок (например, крановых).

11.11 (11.5). Расчет деформаций оснований допускается не производить в случаях, указанных в табл. 3.38 (19), а также когда несущие конструкции зданий и сооружений проектируются с учетом неравномерного оседания земной поверхности.

На площадках, сложенных просадочными грунтами, конструкции зданий и сооружений должны проектироваться с учетом возможного совместного воздействия на них деформаций от подработок и от просадок грунтов.

11.12. Совместное воздействие деформаций от подработок и от просадок грунтов на несущие конструкции зданий и сооружений следует учитывать по формулам (11.1) и (11.2) в зависимости от величин обобщенных усилий (изгибающего момента и поперечных сил), возникающих в конструкциях при независимом их действии:

$$M = \sqrt{M_{\text{г}}^2 + M_{\text{пр}}^2}; \qquad (11.1)$$

$$Q = \sqrt{Q_{\text{г}}^2 + Q_{\text{пр}}^2}, \qquad (11.2)$$

где $M_{\text{г}}$ и $Q_{\text{г}}$ — соответственно обобщенные изгибающий момент и поперечная сила от воздействия горных выработок;

$M_{\text{пр}}$ и $Q_{\text{пр}}$ — то же, от воздействия просадок.

Сочетание воздействия на здания или сооружения неравномерной сжимаемости грунтов с воздействием от горных выработок считается невозможным, поскольку к моменту проявления подработок осадки грунтов в основном заканчиваются.

11.13(11.6). При проектировании оснований зданий и сооружений на подрабатываемых территориях должны предусматриваться такие конструкции фундаментов [пп. 11.7 и 11.8 настоящей главы (пп. 11.14 и 11.29 Рук.)], а также дополнительные мероприятия [п. 11.9 настоящей главы (п. 11.30 Рук.)], которыми снижается неблагоприятное влияние деформаций земной поверхности на надфундаментные конструкции.

11.14(11.7). Фундаменты зданий и сооружений, возводимых на подрабатываемых территориях, должны применяться жесткой, податливой или комбинированной конструктивных схем в зависимости от величины деформаций земной поверхности при подработке, жесткости надфундаментных конструкций, деформативности грунтов оснований и пр.

Примечания: 1. К фундаментам жесткой конструктивной схемы относятся плитные, ленточные с железобетонными поясами, отдельно стоящие со связями-распорками между ними и т. п.

2. К фундаментам податливой конструктивной схемы относятся фундаменты с горизонтальными швами скольжения между отдельными элементами фундаментов, обеспечивающими возможность их взаимного сдвига между собой, а также фундаменты с вертикальными элементами, шарнирно-опирающимися и наклоняющимися при горизонтальных перемещениях грунта.

3. К фундаментам комбинированной конструктивной схемы относятся жесткие фундаменты, имеющие в нижней своей части швы скольжения.

4. Для каркасных зданий податливая схема фундаментов может обеспечиваться применением шарнирного опирания колонн на фундаменты.

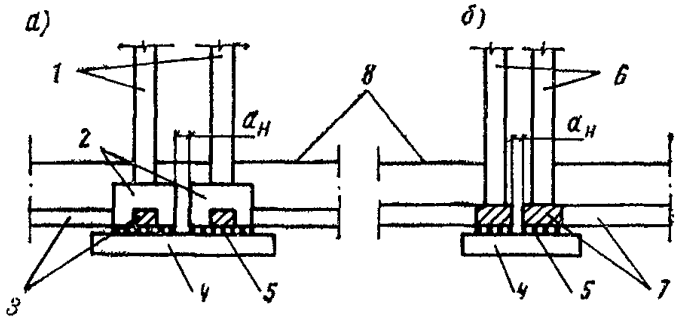


Рис. 11.1. Устройство общей фундаментной плиты у вертикального деформационного шва каркасного (*а*) и бескаркасного (*б*) здания

1 — колонны; *2* — подколонники; *3* — связи-распорки; *4* — плита; *5* — шов скольжения; *6* — парные стены; *7* — железобетонный фундаментный пояс; *8* — уровень пола; $a_н$ — размер деформационного шва

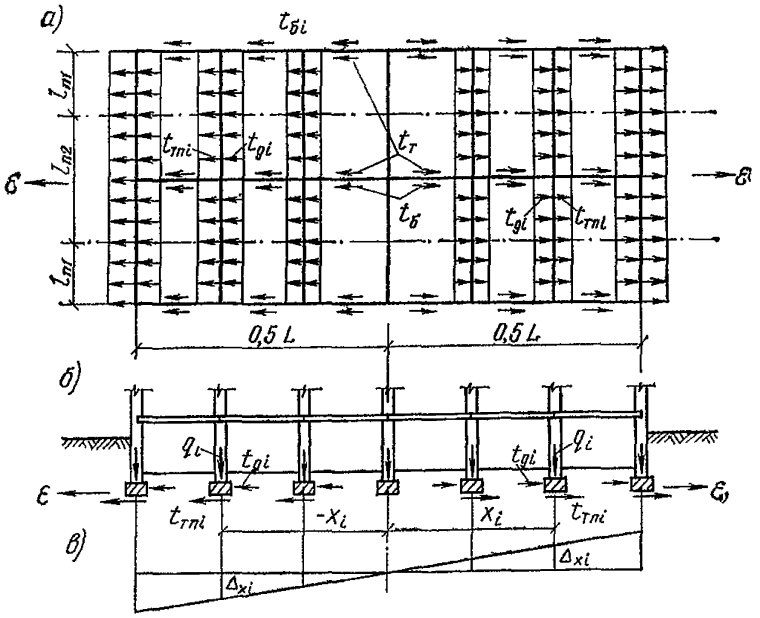


Рис. 11.2. Воздействия на фундаменты жесткой конструктивной схемы, возникающие вследствие деформаций растяжения земной поверхности

а — план фундаментов с эпюрами нагрузок; *б* — разрез; *в* — эпюра перемещений грунта; $l_{п1}$ и $l_{п2}$ — участки фундаментов поперечных стен, нагрузки от которых передаются на фундаменты под продольными стенами

5. Для зданий повышенной этажности и башенного типа применение наклоняющихся фундаментов не допускается.

11.15. Шов скольжения должен устраиваться на хорошо выровненной раствором поверхности фундаментов.

11.16. Фундаменты должны рассчитываться на нагрузки от воздействия относительных горизонтальных деформаций земной поверхности (растяжения и сжатия), вызывающих горизонтальные перемещения грунта в направлении как продольной, так и поперечной осей зданий или сооружений.

Для восприятия усилий от воздействия горизонтальных перемещений грунта должны устраиваться: в ленточных фундаментах — железобетонные пояса (в податливых фундаментах — над швом скольжения); в столбчатых (в необходимых случаях) — связи-распорки; в плитных и свайных фундаментах должно предусматриваться соответствующее усиление армирования плиты и ростверка.

Примечание. В соответствии с главой СНиП по нагрузкам и воздействиям, деформационные воздействия, вызываемые горными выработками, относятся к особым.

11.17. Фундаментные пояса и связи-распорки должны устраиваться замкнутыми в пределах каждого отсека в виде горизонтальной железобетонной рамы и разрезаться в местах устройства вертикальных деформационных швов между отсеками.

В каркасных зданиях при наличии связей-распорок между колоннами у вертикальных деформационных швов, разделяющих здания или сооружения на отсеки, под парными колоннами допускается устраивать общую фундаментную подушку — плиту (рис. 11.1, *а*), отделяемую от подколонников швом скольжения. Общая фундаментная плита по этому же принципу может устраиваться и под парными стенами, разделяющими здание или сооружение на отсеки (рис. 11,1, *б*).

Примечание. В проектах зданий и сооружений должно быть специальное указание о недопустимости засорения вертикального деформационного шва во время строительства.

11.18. При отсутствии связей-распорок между отдельными фундаментами каркасных зданий парные колонны у вертикальных деформационных швов допускается устраивать на общих фундаментах. Следует учитывать, что в этом случае воздействия деформаций от горных выработок будут передаваться непосредственно на колонны каркаса, вызывая в них изгиб при жесткой заделке колонн в фундаменты и ригель, а при шарнирных опорах колонн и возможности свободного их перемещения вместе с грунтом в них возникнут дополнительные усилия лишь от наклонов.

11.19. Размер зазора $a_н$ вертикального деформационного шва в уровне фундаментов определяют из условия ожидаемых деформаций сжатия по формуле

$$a_н \geqslant \varepsilon n_\varepsilon m_\varepsilon L_0, \qquad (11.3)$$

где ε — ожидаемая величина относительных горизонтальных деформаций сжатия;

n_ε — коэффициент перегрузки к ожидаемым деформациям земной поверхности;

m_ε — коэффициент условий работы, учитывающий осреднение интенсивности деформаций в пределах длины отсека;

L_0 — расстояние между центрами деформации отсеков — между центральными осями смежных отсеков бескаркасных зданий

(сооружений) и каркасных зданий с фундаментами, связанными в направлении, перпендикулярном к деформационному шву, или расстояние между центральными осями блоков жесткости каркасных зданий с несвязанными фундаментами.

Значения $n_в$ и $m_в$ принимают по указаниям главы СНиП по проектированию зданий и сооружений на подрабатываемых территориях.

В пределах блока жесткости каркасных зданий между фундаментами колонн следует устраивать связи-распорки даже в случаях, когда между остальными фундаментами связи-распорки не предусматриваются.

11.20. Фундаменты жесткой конструктивной схемы на воздействие горизонтальных деформаций грунта должны рассчитываться на усилия, вызываемые следующими нагрузками (рис. 11.2):

силами трения (сдвигающими силами) по подошве продольных $t_т$ и примыкающих $t_{тп}$ стен, а также по боковым поверхностям фундаментов $t_б$ от перемещающегося грунта;

давлением перемещающегося грунта $t_д$, действующим нормально к боковой поверхности фундаментов.

Усилия от сил трения (сдвигающих сил) по подошве фундаментов примыкающих стен (рис. 11.2, *а*) и боковое давление грунта на эти фундаменты, а также заглубленные части стен должны передаваться на конструкции фундаментов, расположенные параллельно направлению рассматриваемого горизонтального перемещения грунта.

11.21. Нормальное давление грунта на боковые поверхности фундаментов жесткой конструктивной схемы по своему характеру относится к пассивному; величина развиваемого давления зависит от величины перемещения грунта Δ относительно фундаментов (рис. 11,3,*а*),

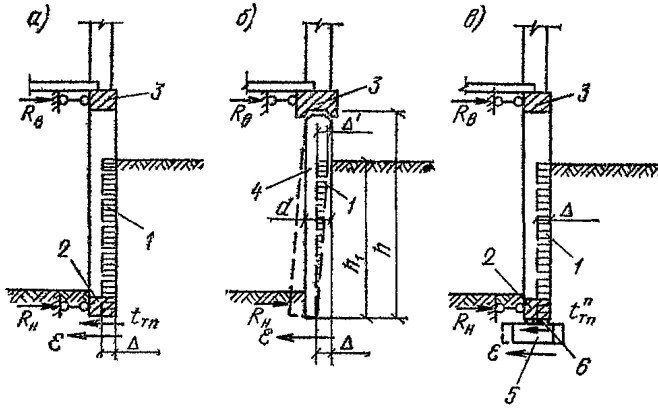


Рис. 11.3. Эпюры обжатия грунта при воздействии деформаций сжатия на фундаменты

а — жесткой конструктивной схемы; *б* — податливые второго типа; *в* — комбинированные; *1* — эпюры обжатия грунта (горизонтальная штриховка); *2* — фундаментный пояс; *3* — цокольный пояс; *4* — наклоняющийся фундамент с верхними скосами; *5* — податливая фундаментная подушка; *6* — шов скольжения; $R_в$ и $R_н$ — горизонтальные опорные реакции от нормального бокового давления грунта и от сдвигающих сил по подошве фундаментов (*а*) или сил трения по шву скольжения (*в*)

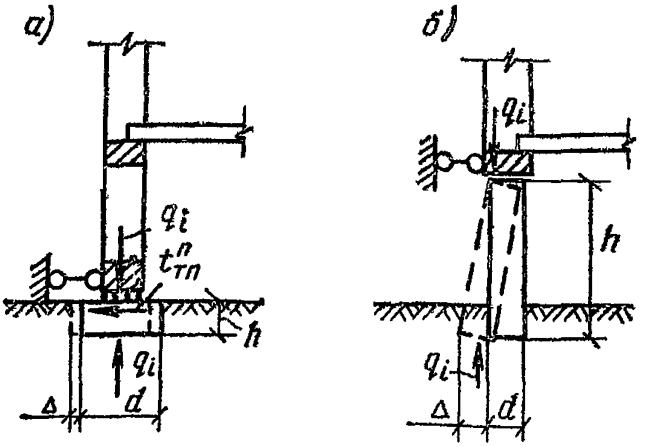


Рис. 11.4. Фундаменты податливой конструктивной схемы

а — первого типа податливости; *б* — второго типа податливости; q_i — вертикальная нагрузка на фундаменты, $t^{п}_{тп}$ — нагрузка на фундаментный пояс от сил трения

прочностных и деформационных характеристик грунта и засыпки пазух, а также жесткости фундаментов в горизонтальной плоскости.

Нормальное боковое давление $t_д$ и сдвигающие силы $t_{тп}$ на рис. 11.2, *а* показаны для абсолютно жестких фундаментов под поперечными стенами, т. е. без учета их собственного прогиба под воздействием этих нагрузок. За счет прогиба фундаментов интенсивность нагрузок $t_д$ и $t_{тп}$ от опор к середине каждого пролета должна быть снижена.

Примечание. Фундаменты могут считаться абсолютно жесткими на воздействие горизонтальных нагрузок, если отношение пролета их горизонтальной рамы к ширине монолитных или сборных замоноличенных фундаментов, а при сборных незамоноличенных фундаментах — к толщине их железобетонного пояса — меньше 12.

11.22. Расчетное перемещение грунта в пределах отсека определяют по формуле

$$\Delta = \varepsilon n_\varepsilon m_\varepsilon x, \qquad (11.4)$$

где x — расстояние от центра деформаций (оси отсека) до рассматриваемого сечения ($0 \leqslant x \leqslant 0{,}5L$, где L — длина отсека);

ε, n_ε, m_ε — означают то же, что и в формуле (11.3).

11.23. Фундаменты податливой конструктивной схемы на воздействие горизонтальных деформаций грунта должны рассчитываться на нагрузки и усилия в зависимости от типа податливости:

при первом типе податливости, когда фундаменты имеют возможность смещаться по шву скольжения,— на силы трения $t^{п}_{тп}$, возникающие в шве скольжения от сдвига фундаментов (рис. 11.4, *а*);

при втором типе податливости, когда фундаменты имеют возможность наклоняться,— их следует рассчитывать на наклоны и возникающее нормальное давление грунта (рис. 11.3, *б* и 11.4, *б*).

Податливые фундаменты второго типа, наклоняющиеся из плоскости стены, в ее плоскости могут работать как податливые фундаменты первого типа.

Усилия от сил трения по шву скольжения и бокового давления фундаментов примыкающих стен должны передаваться на конструкции фундаментов, расположенных параллельно направлению рассматриваемого горизонтального перемещения.

11.24. При перемещении наклоняющихся фундаментов должны предусматриваться меры по обеспечению местной устойчивости элементов фундаментов и общей устойчивости здания или сооружения в целом.

11.25. Границу между первым и вторым типами податливости фундаментов ориентировочно определяют по формуле

$$\frac{d}{h} \geqslant 2f, \tag{11.5}$$

где d, h — толщина и высота фундаментной стены или фундаментного блока, определяемая от уровня шва скольжения до фундаментной подушки, а при ее отсутствии — до подошвы фундаментов;

f — коэффициент трения по шву скольжения, принимаемый по указаниям главы СНиП по проектированию зданий и сооружений на подрабатываемых территориях.

Если левая часть неравенства (11.5) больше правой, то конструкция будет работать по первой схеме, а если меньше правой — по второй схеме податливости.

Если фундаментные блоки имеют вверху и внизу скосы, то в формуле (11.5) следует принимать размер горизонтальной площадки d', который должен быть не менее 10 см. Если скосы применяются только вверху, в формуле (11.5) следует принимать среднеарифметическую величину $\frac{d+d'}{2}$.

Устройство скосов в фундаментных блоках обеспечивает:

местную устойчивость блоков при воздействии нормального давления грунта;

снижение опорных изгибающих моментов в блоках, вызванных их наклоном.

Применение блоков со скосами наиболее целесообразно для зданий с поперечными несущими стенами при наличии подвала или технического подполья.

11.26. При определении нормального давления грунта на наклоняющиеся фундаменты необходимо учитывать характер эпюры обжатия грунта, наибольшая ордината которой принимается в уровне поверхности грунта (рис. 11.3, *б*) и определяется по формуле

$$\Delta' = \Delta \frac{h_1}{h}, \tag{11.6}$$

где Δ — величина расчетного перемещения грунта у i-го фундамента, определяемая по формуле (11.4);

h, h_1 — соответственно высота наклоняющегося фундамента и его заглубление со стороны надвигающегося грунта;

нулевая ордината обжатия грунта принимается в уровне подошвы фундаментов.

11.27. При комбинированных фундаментах (рис. 11.3, *в*) конструкции ниже шва скольжения работают по податливой схеме первого типа, а выше в пределах заглубления — по жесткой схеме. Нагрузки от сдвигающих сил грунта по боковым поверхностям и от нормального давления выше шва скольжения должны учитываться по жесткой схеме, а по шву скольжения — по податливой схеме первого типа.

11.28. При шарнирном сопряжении колонн каркаса с фундаментами и ригелем и отсутствии связей-распорок между фундаментами конструкции при воздействии горизонтальных деформаций работают по второй схеме податливости.

При жесткой заделке колонн в фундаменты и в ригель происходит сложное взаимодействие деформирующегося основания и фундаментов, вследствие чего возникает изгиб колонн и элементов ригеля. Нагрузки на фундаменты с жесткой заделкой колонн при отсутствии связей-распорок между фундаментами определяются в зависимости от величины перемещения основания, заглубления фундаментов, жесткости колонн, прочностных и деформационных характеристик основания и грунта засыпки.

11.29 (11.8). На основаниях, сложенных грунтами с низкими значениями модуля деформации грунта ($E<100$ кгс/см^2), а также при возможности резкого ухудшения строительных свойств грунтов основания в результате подработки рекомендуется применять свайные или плитные фундаменты.

Если в верхней зоне основания зданий или сооружений залегают слои ограниченной толщины насыпных, заторфованных, просадочных и тому подобных грунтов, рекомендуется прорезка этих слоев фундаментами.

11.30 (11.9). К составу мероприятий, снижающих (п. 11.6 настоящей главы) (п. 11.13 Рук.) неблагоприятное воздействие деформаций земной поверхности на фундаменты и конструкции зданий и сооружений, относятся:

а) уменьшение поверхности фундаментов, имеющей контакт с грунтом;

б) уменьшение глубины заложения фундаментов до пределов, допустимых по условиям деформаций и несущей способности оснований;

в) заложение фундаментов, как правило, на одном уровне;

г) засыпка грунтом пазух котлованов и выполнение фундаментных подушек из материалов, обладающих малым сцеплением и трением на контакте с поверхностью фундаментов;

д) устройство грунтовых подушек на основаниях, сложенных практически несжимаемыми грунтами;

е) размещение подвалов и технических подполий, как правило, под всей площадью отсека здания;

ж) отрывка (перед подработкой) временных компенсационных траншей по периметру здания или сооружения.

11.31. В фундаментах жесткой конструктивной схемы местные углубления рекомендуется отделять швом скольжения, устраиваемым в уровне нижней отметки железобетонного фундаментного пояса.

Грунтовые подушки следует устраивать в случаях, когда здание или сооружение возводится на скальных грунтах или на прочных глинистых грунтах с величиной расчетного давления R более 5 кгс/см^2.

11.32. Основным конструктивным мероприятием, снижающим неблагоприятное воздействие деформаций земной поверхности на фундаменты и конструкции зданий и сооружений, является разрезка зданий на отсеки, благодаря которой снижаются величины перемещений, определяемых по формуле (11.4), и другие деформационные воздействия.

11.33. К числу мероприятий, снижающих неблагоприятное воздействие деформаций земной поверхности на конструкции и уменьшающих расход материалов на усиление конструкций фундаментов и заглубленных частей здания или сооружения, относится устройство заведомо податливых и слабых конструктивных элементов, которые в процессе подработки могут деформироваться и даже разрушаться (например, применение ограждающих панелей глубоких подвальных помещений каркасных зданий, рассчитанных на активное боковое давление грунта, часть из которых в случае значительных деформаций при подработке может быть заменена).

11.34. При выборе мероприятий следует учесть, что в процессе активной стадии подработки осуществляются систематические наблюдения за состоянием конструкций, а нарастание деформаций земной поверхности является относительно медленным процессом и потому деформации недостаточно прочных панелей не могут произойти неожиданно, а выход из строя таких панелей не может создать аварийного состояния для здания в целом.

Применение малопрочных панелей целесообразно сочетать с отрывкой временных компенсационных траншей, о чем в паспорте подрабатываемого здания должны быть соответствующие указания.

11.35. При строительстве зданий и сооружений на территориях с крутым падением пластов, на которых возможно образование уступов, выбор типа фундаментов и метода защиты зданий и сооружений должен зависеть от величины ожидаемых уступов: при малых величинах ожидаемых уступов (до 2—3 см) фундаменты могут приниматься, как и для условий строительства на площадках с плавными деформациями земной поверхности,— по жесткой или податливой (первого типа податливости) конструктивной схеме;

при ожидаемых величинах уступов более 3 см должна предусматриваться возможность выравнивания здания, например поддомкрачиванием или с помощью клиньев.

11.36. Для возможности осуществления поддомкрачивания под цокольным поясом бескаркасных зданий следует предусматривать ниши для установки домкратов. Над нишами и под ними должны устраиваться железобетонные пояса для распределения сосредоточенных нагрузок от домкратов. По подошве фундаментов следует предусматривать пояс для восприятия усилий от горизонтальных деформаций.

В каркасных зданиях для возможности выравнивания конструкций должны предусматриваться специальные упоры на колоннах и соответствующие площадки на фундаментах для установки домкратов.

Поддомкрачивание и выравнивание с помощью клиньев может применяться как мера защиты технологического оборудования, чувствительного к неравномерным осадкам и кренам основания, а также в случаях, когда ожидаемые деформации от подработки при пологом и наклонном падении угольных пластов могут превысить предельно допустимые по условиям эксплуатации зданий или сооружений.

Ниши для домкратов (клиньев) до подработки должны быть заложены кладкой на слабом растворе.

Домкраты должны быть инвентарными, т. е. использоваться на ряде объектов по мере необходимости.

Грузоподъемность домкратов должна быть не менее чем на 50% больше приходящихся на них нагрузок.

На площадках с крутым падением пластов, где возможно образование уступов, целесообразно для каркасных зданий применять стальной каркас. В анкерах колонн каркаса следует предусматривать дополнительную длину резьбы для возможности выравнивания колонн.

Раздел 12

ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ, ВОЗВОДИМЫХ В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ

12.1(12.1). Основания зданий и сооружений, возводимых в сейсмических районах с расчетной сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов, должны проектироваться с учетом требований главы СНиП по проектированию зданий и сооружений в сейсмических районах.

В районах сейсмичностью менее 7 баллов основания проектируются без учета сейсмических воздействий.

12.2 (12.2). Проектирование оснований с учетом сейсмических воздействий должно выполняться на основе расчета по несущей способности на особое сочетание нагрузок, определяемых в соответствии с требованиями главы СНиП по нагрузкам и воздействиям, а также главы СНиП по проектированию зданий и сооружений в сейсмических районах.

Предварительные размеры фундаментов допускается определять расчетом основания по деформациям согласно требованиям разд. 3 настоящей главы (пп. 3.167—3.282 Рук.) на основное сочетание нагрузок (без учета сейсмических воздействий).

12.3. Уточнение размеров фундамента с учетом сейсмических нагрузок выполняется путем расчета несущей способности оснований.

Целью расчета несущей способности оснований при особом сочетании нагрузок является обеспечение их прочности в случае скальных грунтов и устойчивости в случае нескальных грунтов, а также недопущение сдвига фундамента по подошве и его опрокидывания. Деформации основания (абсолютные и неравномерные осадки, крены) могут превышать предельные значения, допустимые при основном сочетании нагрузок, и поэтому при особом сочетании нагрузок с учетом сейсмических воздействий расчету не подлежат.

12.4(12.3). Расчет оснований по несущей способности выполняется на действие, как правило, только вертикальной составляющей от нагрузки, передаваемой фундаментом, исходя из условия

$$N_{\text{в}} \leqslant \frac{m_{\text{с}}}{k_{\text{н}}} \Phi, \qquad (12.1)\ (35)$$

где $N_{\text{в}}$ — вертикальная составляющая от нагрузки;

Φ — несущая способность основания;

$k_н$ — коэффициент надежности, принимаемый равным не менее 1,5;

$m_с$ — сейсмический коэффициент условий работы, принимаемый равным:

для скальных, крупнообломочных и песчаных (кроме рыхлых) маловлажных грунтов, а также глинистых грунтов с консистенцией $I_L \leqslant 0{,}5$ — $m_с = 1{,}2$;

для песков рыхлых, насыщенных водой, и глинистых грунтов с консистенцией $I_L \geqslant 0{,}75$ — $m_с = 0{,}7$;

для остальных грунтов $m_с = 1{,}0$.

Горизонтальная составляющая нагрузки учитывается лишь при проверках устойчивости зданий на опрокидывание и сдвиг по подошве фундамента.

При использовании условия (12.1) (35) следует учитывать, что оно определяет максимальную величину нагрузки $N_в$, при которой несущая способность основания при сейсмическом воздействии оказывается достаточной.

Проверка на сдвиг по подошве является обязательной при наличии длительно действующих горизонтальных нагрузок в основном сочетании. В этом случае учитывается трение подошвы фундамента о грунт, и коэффициент надежности, определяемый по указаниям п. 3.105 (3.81), принимается равным не менее 1,5.

12.5. Для незаглубленных, малозаглубленных фундаментов и фундаментов мелкого заложения при относительном заглублении $h/b \leqslant 1{,}5$ (h — глубина заложения подошвы фундамента; b — ширина подошвы в плоскости действия горизонтальных сил и опрокидывающих моментов) несущая способность основания из нескальных грунтов определяется по схеме одностороннего сдвига с учетом влияния сейсмических колебаний на напряженное состояние грунта.

Для фундаментов глубокого заложения при $h/b > 1{,}5$ расчет несущей способности основания при сейсмических воздействиях можно не производить, так как при этом не наблюдается выпирания грунта на поверхность.

12.6. При расчете несущей способности нескальных оснований, испытывающих сейсмические колебания, ординаты эпюры предельного давления под краями подошвы фундамента (рис. 12.1) определяются по формулам:

$$p_0 = n_q F_1 \gamma_I' h + n_c \left(F_1 - 1\right) \frac{c_I}{\operatorname{tg} \varphi_I}; \qquad (12.2)$$

$$p_b = p_0 + n_\gamma \gamma_I b \left(F_2 - k_0 F_3\right), \qquad (12.3)$$

где n_q, n_c, n_γ — коэффициенты влияния соотношения сторон подошвы прямоугольного фундамента;

F_1, F_2, F_3 — коэффициенты, определяемые по графикам рис. 12.2 в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения φ_I;

γ_I', γ_I — соответственно расчетные значения объемного веса слоев грунта, находящихся выше и ниже подошвы фундамента (в необходимых случаях определяются с учетом взвешивающего действия грунтовых вод);

h — глубина заложения фундаментов (в случае неодинаковой вертикальной пригрузки с разных сторон фундамента принимается значение h, соответству-

ющее наименьшее пригрузке, например со стороны подвала);

b — ширина подошвы фундамента;

k — коэффициент, значение которого принимается по табл. 12.1 в зависимости от интенсивности сейсмического воздействия.

Таблица 12.1

Расчетная сейсмичность, баллы	7	8	9
Значение коэффициента k_0 . .	0,05	0,10	0,20

Коэффициенты влияния соотношения сторон подошвы фундамента определяются по формулам:

$$\left.\begin{aligned} n_q &= 1 + 1{,}5\frac{b}{l}; \\ n_c &= 1 + 0{,}3\frac{b}{l}; \\ n_\gamma &= 1 - 0{,}25\frac{b}{l}; \end{aligned}\right\} \qquad (12.4)$$

где l — длина фундамента в направлении, перпендикулярном к расчетному.

Формулы 12.4 применимы при условии $1 \geqslant b/l \geqslant 0{,}2$. Если $b/l < 0{,}2$, фундамент следует рассчитывать как ленточный. Если $b/l > 1$, коэффициенты влияния соотношения сторон принимаются равными:

$$n_q = 2{,}5;$$
$$n_c = 1{,}3;$$
$$n_\gamma = 0{,}75,$$

однако при этом необходимо произвести дополнительную проверку устойчивости основания в поперечном направлении.

Для ленточных фундаментов следует считать $n_q = n_c = n_\gamma = 1$.

Эксцентриситет расчетной нагрузки e_p и эксцентриситет эпюры предельного давления $e_п$ определяются выражениями:

$$e_p = \frac{M}{N}; \qquad (12.5)$$

$$e_п = \frac{b}{6}\,\frac{p_b - p_0}{p_b + p_0}, \qquad (12.6)$$

где N и M — вертикальная составляющая расчетной нагрузки и момент, приведенные к подошве фундамента при особом сочетании нагрузок.

Величины e_p и $e_п$ рассматриваются с одинаковым знаком, т. е. направлены в одну сторону от вертикальной оси симметрии фундамента, так как минимум несущей способности основания имеет

место при сдвиге грунта в сторону, противоположную эксцентриситету нагрузки.

В зависимости от соотношения между величинами $e_р$ и $e_п$ несущая способность основания принимается равной:

а) при $e_р \leqslant e_п$

$$\Phi = \frac{1}{2} bl\,(p_0 + p_b); \qquad (12.7)$$

б) при $e_р \geqslant e_п$

$$\Phi = \frac{blp_b}{1 + 6\,\frac{e_р}{b}}. \qquad (12.8)$$

При применении формулы (12.1) (35) для ленточных фундаментов нагрузка и несущая способность основания определяются для единицы их длины ($l = 1$).

12.7(12.4). При действии нагрузок, создающих моменты сил в обоих направлениях подошвы фундамента, несущая способность основания Φ должна определяться раздельно на действие сил и моментов в каждом направлении, независимо друг от друга.

12.8(12.5). При расчете оснований и фундаментов на особое сочетание нагрузок с учетом сейсмических воздействий допускается неполное опирание подошвы фундамента на грунт (частичный отрыв) при выполнении следующих условий:

а) эксцентриситет $e_р$ расчетной нагрузки не превышает одной трети ширины фундамента в плоскости опрокидывающего момента

$$e_р \leqslant \frac{b}{3}; \qquad (12.9)\ (36)$$

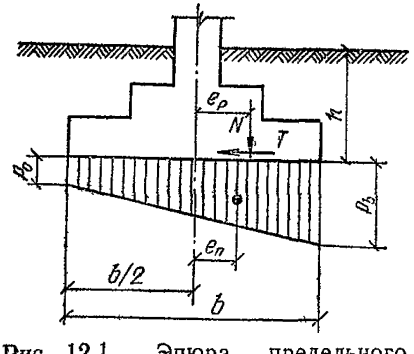


Рис. 12.1. Эпюра предельного давления под подошвой фундамента при сейсмическом воздействии

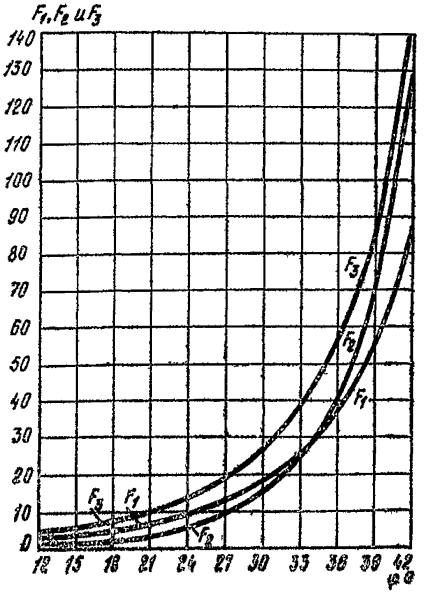


Рис. 12.2. Графики коэффициентов для расчета несущей способности оснований в условиях сейсмических воздействий

б) несущая способность основания определяется при условной ширине фундамента b_c, равной ширине зоны сжатия под подошвой фундамента $\left(\text{при } e_p \geqslant \frac{b}{6}\right)$:

$$b_c = 3\left(\frac{b}{2} - e_p\right); \qquad (12.10)\ (37)$$

в) максимальное расчетное напряжение под подошвой фундамента, вычисленное с учетом его неполного опирания на грунт, не превышает краевой ординаты эпюры предельного давления.

Максимальное расчетное напряжение $\sigma_{макс}$ определяется по формуле

$$\sigma_{макс} = \frac{2N}{3l\left(\frac{b}{2} - e_p\right)} \leqslant p_b, \qquad (12.11)$$

где b — полная ширина фундамента;

N и e_p — те же величины, что и в формуле (12.5);

p_b — определяется по формуле (12.3), но для фундамента, имеющего условную ширину b_c.

12.9 (12.6). Глубина заложения фундаментов в грунтах, относимых по их сейсмическим свойствам (главой СНиП по проектированию зданий и сооружений в сейсмических районах) к I и II категориям, принимается, как правило, такой же, как и для фундаментов в несейсмических районах.

При грунтах III категории по сейсмическим свойствам рекомендуется принимать специальные меры по устройству надежного основания, в том числе водопонижение и искусственное упрочнение грунтов (уплотнение, химическое закрепление и пр.).

Для зданий высотой более пяти этажей рекомендуется глубину заложения их фундаментов увеличивать путем устройства подвальных этажей.

Подвальные этажи должны располагаться под всем зданием или его отдельными отсеками симметрично относительно осей здания или отсека.

Переход от подвальной части здания к бесподвальной должен предусматриваться уступами в соответствии с указаниями п. 12.7 настоящей главы (п. 12.10 Рук.).

12.10(12.7). Фундаменты здания или его отсека в нескальных грунтах, как правило, должны закладываться на одном уровне.

В случае заложения ленточных фундаментов смежных отсеков на разных отметках переход от более заглубленной части к менее заглубленной должен выполняться уступами. Уступы должны быть не круче 1 : 2, а высота уступа — не более 60 см. Ленточные фундаменты примыкающих частей отсеков должны иметь одинаковое заглубление на протяжении не менее 1 м от шва.

При необходимости заложения соседних столбчатых фундаментов на разных уровнях должно быть выполнено условие

$$\frac{\Delta h}{a} \leqslant \operatorname{tg}(\varphi_I - \Delta\varphi) + \frac{c_I}{p_{ср}}, \qquad (12.12)\ (38)$$

где Δh — **разность отметок заложения фундаментов;**

a — расстояние в плане от ближнего края дна котлована более заглубленного фундамента до края подошвы фундамента с меньшей глубиной заложения;

φ_I — расчетное значение угла внутреннего трения грунта;

$\Delta\varphi$ — расчетное уменьшение φ_I, принимаемое равным при сейсмичности 7 баллов — 2°, 8 баллов — 4° и 9 баллов — 7°;

c_I — расчетное значение удельного сцепления грунта;

$p_{ср}$ — среднее давление под подошвой вышерасположенного фундамента при особом сочетании нагрузок.

Столбчатые фундаменты, разделенные осадочным швом, должны располагаться на одном уровне.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Стр.

Предисловие 3

Раздел 1. Общие положения 5

Раздел 2. Номенклатура грунтов оснований 8

Раздел 3. Проектирование оснований 40

Общие указания 40
Нагрузки, учитываемые в расчетах оснований . . 43
Нормативные и расчетные значения характеристик грунтов 45

Методы определения деформационных и прочностных характеристик грунтов 46
Выделение инженерно-геологических элементов 48
Правила вычисления нормативных и расчетных значений характеристик грунтов по результатам непосредственных определений 54
Вычисление нормативных и расчетных значений прочностных и деформационных характеристик грунтов по результатам определения их физических характеристик 68
Количество определений характеристик грунтов 69
Таблицы нормативных значений прочностных и деформационных характеристик грунтов . . 70
Рекомендации по разработке региональных таблиц прочностных и деформационных характеристик грунтов 74
Определение характеристик грунта с учетом возможного изменения его влажности в процессе строительства и эксплуатации 77

Грунтовые воды 78
Глубина заложения фундаментов 88
Расчет оснований по деформациям 103

Стр.

Определение расчетного давления на грунты основания 109
Расчет деформаций оснований 141
Определение осадки 143
Определение крена фундаментов 158
Предельно допустимые деформации основания 168
Расчет оснований по несущей способности 179
Расчет устойчивости фундаментов при действии сил морозного пучения грунтов основания 204
Мероприятия, направленные на снижение влияния деформаций оснований на эксплуатационную пригодность зданий и сооружений 211

Раздел 4. Особенности проектирования оснований зданий и сооружений, возводимых на просадочных грунтах 215

Дополнительные требования к инженерно-геологическим исследованиям в районах распространения просадочных грунтов 219
Определение расчетных давлении на просадочные грунты 228
Расчет оснований на просадочных грунтах по деформациям 232
Общие положения по проектированию оснований 248
Проектирование оснований, уплотненных тяжелыми трамбовками 253
Проектирование грунтовых подушек 257
Проектирование фундаментов в вытрамбованных котлованах 260
Проектирование оснований, уплотненных грунтовыми сваями 265
Проектирование оснований, уплотненных предварительным замачиванием 270
Водозащитные мероприятия 278
Конструктивные мероприятия 283

Раздел 5. Особенности проектирования оснований зданий и сооружений, возводимых на набухающих грунтах 288

Раздел 6. Особенности проектирования оснований зданий и сооружений, возводимых на водонасыщенных заторфованных грунтах 301

Раздел 7. Особенности проектирования оснований зданий и сооружений, возводимых на илах 317

Раздел 8. Особенности проектирования оснований зданий и сооружений, возводимых на элювиальных грунтах 320

Раздел 9. Особенности проектирования оснований зданий и сооружений, возводимых на засоленных грунтах 332

Стр.

Определение суффозионной осадки оснований, сложенных засоленными грунтами 338

Раздел 10. Особенности проектирования оснований зданий и сооружений, возводимых на насыпных грунтах . 344

Дополнительные требования к инженерно-геологическим исследованиям на площадках расположения насыпных грунтов 345
Расчет оснований, сложенных насыпными грунтами 349
Проектирование оснований, сложенных насыпными грунтами 352

Раздел 11. Особенности проектирования оснований и фундаментов зданий и сооружений, возводимых на подрабатываемых территориях 356

Раздел 12. Особенности проектирования оснований зданий и сооружений, возводимых в сейсмических районах 367

НИИОСП им Н. М ГЕРСЕВАНОВА

РУКОВОДСТВО ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ОСНОВАНИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Редакция инструктивно-нормативной литературы
Заведующая редакцией *Г. А. Жигачева*
Редактор *Л. Н Кузьмина*
Мл редактор *М. А Жарикова*
Технический редактор *Т. В. Кузнецова*
Корректоры *Г. А. Кравченко, В. А Быкова*

Сдано в набор 3.05 1978 Подписано к печати 6 09 1978 Т-16827
Формат 84×108$^{1}/_{32}$ Бумага типографская № 2 Гарнитура «Литературная» Печать высокая Усл печ. л. 19,74 Уч -изд. л. 27,09
Тираж 80 000 экз. Изд. № XII-7784 Заказ № 557 Цена 1 р. 40 к.

Стройиздат
103006, Москва, Каляевская, 23а

Владимирская типография «Союзполиграфпрома»
при Государственном комитете СССР
по делам издательств, полиграфии и книжной торговли
600000, г. Владимир, Октябрьский проспект, д. 7