

**Государственные нормативы в области архитектуры, градостроительства и  
строительства**

**СВОД ПРАВИЛ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН**

**СП РК 5.01-102-2013**

**Основания зданий и сооружений**

**BUILDINGS AND STRUCTURES BASE**

*(с изменениями и дополнениями по состоянию на 18.03.2021 г.)*

**СОДЕРЖАНИЕ**

ВВЕДЕНИЕ

1. ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

2. НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ

3. ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ

4. ПРИЕМЛЕМЫЕ РЕШЕНИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ

4.1 Основные положения

4.2 Нагрузки и воздействия, учитываемые в расчетах оснований

4.3 Нормативные и расчетные значения характеристик грунтов

4.3.1 Подземные воды

4.4 Глубина заложения фундаментов

4.5 Расчет оснований по деформациям

4.6 Определение расчетного сопротивления грунта основания

4.7 Определение осадки основания

4.8 Определение крена фундамента

4.9 Предельные деформации оснований

4.10 Расчет оснований по несущей способности

5. ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ НА СПЕЦИФИЧЕСКИХ  
ГРУНТАХ

5.1 Просадочные грунты

5.2 Набухающие грунты

5.3 Засоленные грунты

6. ЭНЕРГОЭФФЕКТИВНОСТЬ И РАЦИОНАЛЬНОЕ ИСПОЛЬЗОВАНИЕ  
ПРИРОДНЫХ РЕСУРСОВ

6.1 Сокращение энергопотребления

6.2 Рациональное использование природных ресурсов

6.3 Экологические требования, учитываемые при проектировании и строительстве

7. ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ СООРУЖЕНИЙ,  
ВОЗВОДИМЫХ НА ВОДОНАСЫЩЕННЫХ БИОГЕННЫХ ГРУНТАХ И ИЛАХ

8. ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ СООРУЖЕНИЙ,  
ВОЗВОДИМЫХ НА ЭЛЮВИАЛЬНЫХ ГРУНТАХ

9. ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ СООРУЖЕНИЙ,  
ВОЗВОДИМЫХ НА НАСЫПНЫХ ГРУНТАХ

10. ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ СООРУЖЕНИЙ,  
ВОЗВОДИМЫХ НА ПОДРАБАТЫВАЕМЫХ ТЕРРИТОРИЯХ

11. ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ СООРУЖЕНИЙ,  
ВОЗВОДИМЫХ В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ

[12. ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ ОПОР ВОЗДУШНЫХ ЛИНИЙ ЭЛЕКТРОПЕРЕДАЧИ](#)

[13. ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ ОПОР МОСТОВ И ТРУБ ПОД НАСЫПЯМИ](#)

[14\\*. ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ СООРУЖЕНИЙ, ВОЗВОДИМЫХ НА ЗАКАРСТВОВАННЫХ ТЕРРИТОРИЯХ](#)

[15\\*. ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ СООРУЖЕНИЙ, ВОЗВОДИМЫХ НА ПУЧИНИСТЫХ ГРУНТАХ](#)

[16\\*. ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ СООРУЖЕНИЙ, ВОЗВОДИМЫХ НА НАМЫВНЫХ ГРУНТАХ](#)

[Приложение А \(обязательное\). Нормативные значения прочностных и деформационных характеристик грунтов](#)

[Приложение Б \(обязательное\). Расчетные сопротивления грунтов оснований](#)

[Приложение В \(обязательное\). Предельные деформации оснований](#)

[Приложение Г \(информационное\). Изолинии нормативных глубин промерзания грунтов](#)

[Библиография](#)

## **ВВЕДЕНИЕ**

Настоящий свод правил является одним из нормативных документов доказательной базы Технического регламента «Требования к безопасности зданий и сооружений, строительных материалов и изделий» применительно к проектированию оснований зданий и сооружений.

Настоящий свод правил устанавливает приемлемые решения и параметры к требованиям рабочих характеристик [СП РК 5.01-02-2013](#) «Основания зданий и сооружений».

## **1. ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ**

1.1 Настоящий свод правил распространяется при проектировании оснований фундаментов промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений.

1.2 Настоящий свод правил не распространяется на проектирование оснований гидротехнических сооружений, мостов, водопропускных труб, дорог, аэродромных покрытий, зданий и сооружений, а также оснований свайных фундаментов, глубоких опор и фундаментов под машины с динамическими нагрузками.

1.3 Настоящий свод правил содержит приемлемые решения, которые направлены на обеспечения безопасности оснований зданий и сооружений

1.4 Положения настоящего свода правил соблюдаются на всех этапах проектирования и строительства оснований фундаментов промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений.

1.5 Приемлемые решения настоящего свода правил не распространяются на здания и помещения для производства и хранения взрывчатых веществ и средств взрывания, военного назначения, подземные сооружения метрополитенов, горных выработок.

## **2. НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ**

В настоящем своде правил использованы ссылки на следующие нормативно-технические документы:

[Закон](#) Республики Казахстан «О техническом регулировании» от 09 ноября 2004 года № 603-ІІ.

[Технический регламент](#) «Требования к безопасности зданий и сооружений, строительных материалов и изделий», утвержденный постановлением Правительства Республики Казахстан от 17 ноября 2010 года № 1202.

[СН РК 5.01-02-2013](#) Основания зданий и сооружений.

**ПРИМЕЧАНИЕ.** При пользовании настоящим государственным нормативом целесообразно проверить действие ссылочных документов по информационным «Перечню нормативных правовых и нормативно-технических актов в сфере архитектуры, градостроительства и строительства, действующих на территории Республики Казахстан», «Указателю нормативных документов по стандартизации Республики Казахстан и «Указателю межгосударственных нормативных документов», составляемых ежегодно по состоянию на текущий год. Если ссылочный документ заменен (изменен), то при пользовании настоящим нормативом следует руководствоваться замененным (измененным) документом. Если ссылочный документ отменен без замены, то положение, в котором дана ссылка на него, применяется в части, не затрагивающей эту ссылку.

### 3. ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ

В настоящем своде правил применяются термины и определения [СН РК 5.01-02-2013](#), а также дополнительно:

**3.1 Сооружение:** Организованный комплекс связанных частей (включая насыпной грунт, уложенный при выполнении строительных работ) предназначенный для того, чтобы нести нагрузки и обеспечивать необходимую жесткость.

**3.2 Здание:** Искусственное строение, состоящее из несущих и ограждающих конструкций, образующих обязательный наземный замкнутый объем, в зависимости от функционального назначения используемое для проживания или пребывания людей, выполнения производственных процессов, а также размещения и хранения материальных ценностей. Здание может иметь подземную часть.

**3.3 Взаимодействие грунта:** Взаимное влияние деформаций в грунте и фундаменте или подпорной конструкции.

**3.4 Грунтовое основание:** Грунт, скала или насыпь на площадке до начала строительных работ.

**3.5 Надежность:** Способность несущей конструкции или элемента конструкции соответствовать установленным требованиям в течение проектного срока эксплуатации. Надежность выражается, как правило, вероятностными величинами. Надежность распространяется на запас несущей способности, эксплуатационную пригодность и долговечность несущей конструкции.

**3.6 Предельные состояния:** Состояния, при превышении которых несущая конструкция не отвечает требованиям норм проектирования.

**3.7 Предельные состояния несущей способности:** Состояния, связанные с разрушением или другими формами отказа несущей конструкции. Как правило, они соответствуют максимальной несущей способности конструкции или ее элемента.

**3.8 Прочность:** Механический показатель материала, обычно выражаемый в единицах механического напряжения.

## 4. ПРИЕМЛЕМЫЕ РЕШЕНИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ

### 4.1 Основные положения

4.1.1 Проектирование грунтовых оснований включает обоснованный расчетом выбор:

- типа основания (естественное или искусственное);
- типа конструкции, материала и размеров фундаментов (мелкого или глубокого заложения; ленточные, столбчатые, плитные и др.; железобетонные, бетонные, бутобетонные и др.);
- мероприятий, указанных в подразделе [4.8](#), применяемых при необходимости уменьшения влияния деформаций оснований на эксплуатационную пригодность сооружений.

4.1.2 Основания рассчитываются по двум группам предельных состояний: первой - по несущей способности и второй - по деформациям.

К первой группе предельных состояний относятся состояния, приводящие сооружение и основание к полной непригодности к эксплуатации (потеря устойчивости формы и положения; хрупкое, вязкое или иного характера разрушение; резонансные колебания; чрезмерные пластические деформации или деформации неустановившейся ползучести и т.п.).

Ко второй группе предельных состояний относятся состояния, затрудняющие нормальную эксплуатацию сооружения или снижающие его долговечность вследствие недопустимых перемещений (осадок, подъемов, прогибов, кренов, углов поворота, колебаний, трещин и т.п.).

Основания рассчитывают по деформациям во всех случаях, за исключением указанных в 4.5.52, а по несущей способности - в случаях, указанных в [4.1.3](#).

4.1.3 Расчет оснований по несущей способности производится в случаях, если:

- а) на грунтовое основание передаются значительные горизонтальные нагрузки (подпорные стены, фундаменты распорных конструкций и т.п.), в том числе сейсмические;
- б) сооружение расположено на откосе или вблизи откоса;
- в) основание сложено слабыми водонасыщенными грунтами;
- г) основание сложено скальными грунтами.

Расчет оснований по несущей способности в случаях, перечисленных в подпунктах «а» и «б», допускается не производить, если конструктивными мероприятиями обеспечена невозможность смещения проектируемого фундамента.

Если проектом предусматривается возможность возведения сооружения непосредственно после устройства фундаментов до обратной засыпки грунтом пазух котлованов, можно производить проверку несущей способности основания, учитывая нагрузки, действующие в процессе строительства.

4.1.4 Сооружение и его основание рассматриваются в единстве, т.е. учитываются взаимодействие сооружения с грунтовым основанием. Для совместного расчета сооружения и основания могут быть использованы аналитические, численные и другие методы.

4.1.5 Целью расчета оснований по предельным состояниям является выбор технического решения фундаментов, обеспечивающего невозможность достижения основанием предельных состояний, указанных в [4.1.2](#). При этом учитываются не только нагрузки от проектируемого сооружения, но также возможное неблагоприятное влияние внешней среды, приводящее к изменению физико-механических свойств грунтов

(например, под влиянием поверхностных или подземных вод, климатических факторов, различного вида тепловых источников и т.д.). К изменению влажности особенно чувствительны просадочные, набухающие и засоленные грунты, к изменению температурного режима - набухающие и пучинистые грунты.

4.1.6 Расчетная схема системы «сооружение-основание» или «фундамент-основание» выбираются с учетом наиболее существенных факторов, определяющих напряженное состояние и деформации основания и конструкций сооружения (статической схемы сооружения, особенностей его возведения, характера грунтовых напластований, свойств грунтов основания, взаимодействие грунта, возможности их изменения в процессе строительства и эксплуатации сооружения и т.д.). Рекомендуется учитывать пространственную работу конструкций, геометрическую и физическую нелинейность, анизотропность, пластические и реологические свойства материалов и грунтов, развитие областей пластических деформаций под фундаментом.

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

4.1.7 Результаты инженерно-геологических изысканий, излагаемые в отчете, содержать сведения:

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

- об инженерно-геологическом строении площадки строительства с описанием в стратиграфической последовательности напластований грунтов, формы залегания грунтовых образований, их размеров в плане и по глубине, возраста, происхождения и классификационных наименований грунтов и с указанием выделенных инженерно-геологических элементов [2];

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

- о наличии специфических грунтов (см. [раздел 6](#));

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

- о физико-механических характеристиках грунтов;

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

4.1.8 В состав физико-механических характеристик грунтов входят:

- плотность грунта и его частиц и влажность [7];

- коэффициент пористости;

- гранулометрический состав для крупнообломочных грунтов и песков [6];

- влажность на границах пластичности и текучести, число пластичности и показатель текучести для глинистых грунтов [7];

- угол внутреннего трения, удельное сцепление и модуль деформации грунтов [4], [5];

- временное сопротивление при одноосном сжатии, показатели размягчаемости и растворимости для скальных грунтов [6].

Для специфических грунтов, особенности проектирования оснований которых изложены в [разделе 5](#), дополнительно определяются характеристики, указанные в этих

разделах. По специальному заданию дополнительно могут быть определены и другие необходимые для расчетов характеристики грунтов (например, реологические).

В отчете указывают применяемые методы лабораторных и полевых определений характеристик грунтов и методы обработки результатов исследований.

4.1.9 К отчету прилагают: колонки грунтовых выработок и инженерно-геологические разрезы с указанием на последних мест отбора проб грунтов и пунктов их полевых испытаний, а также уровней подземных вод; таблицы и ведомости показателей физико-механических характеристик грунтов, их нормативных и расчетных значений; а также графики полевых испытаний грунтов.

#### **4.2 Нагрузки и воздействия, учитываемые в расчетах оснований**

4.2.1 Нагрузки и воздействия на основания, передаваемые фундаментами сооружений, устанавливаются расчетом, как правило, исходя из рассмотрения совместной работы сооружения и основания.

Учитываемые при этом нагрузки и воздействия на сооружение или отдельные его элементы, коэффициенты надежности по нагрузке, а также возможные сочетания нагрузок принимаются согласно требованиям [1].

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

- а) оснований сооружений III уровня ответственности;
- б) общей устойчивости массива грунта основания совместно с сооружением;
- в) средних значений деформаций основания;
- г) деформаций основания в стадии привязки типового проекта к местным грунтовым условиям.

4.2.2 Все расчеты оснований производятся на расчетные значения нагрузок, которые определяют как произведение нормативных нагрузок на коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f$ , устанавливаемый в зависимости от группы предельного состояния.

Коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f$  принимают при расчете оснований:

- по первой группе предельных состояний (по несущей способности);
- по второй группе предельных состояний (по деформациям) - равным единице.

4.2.3 Расчет оснований по деформациям производятся на основное сочетание нагрузок; по несущей способности - на основное сочетание, а при наличии особых нагрузок и воздействий - на основное и особое сочетания. При этом нагрузки на перекрытия и снеговые нагрузки, могут относиться как к длительным, так и к кратковременным, при расчете оснований по несущей способности считают кратковременными, а при расчете по деформациям - длительными. Нагрузки от подвижного подъемно-транспортного оборудования в обоих случаях считают кратковременными.

4.2.4 В расчетах оснований учитывают нагрузки от складываемого материала и оборудования, размещаемых вблизи фундаментов.

4.2.5 Усилия в конструкциях, вызываемые климатическими температурными воздействиями, при расчете оснований по деформациям не учитываются, если расстояние между температурно-осадочными швами не превышает значений, указанных в строительных нормах и правилах по проектированию соответствующих конструкций.

#### **4.3 Нормативные и расчетные значения характеристик грунтов**

4.3.1 Основными параметрами механических свойств грунтов, определяющими несущую способность оснований и их деформации, являются прочностные и деформационные характеристики грунтов (угол внутреннего трения  $\varphi$ , удельное сцепление  $c$  и модуль деформации дисперсных грунтов  $E$ , предел прочности на одноосное сжатие скальных грунтов  $R_c$ ). Допускается применять другие параметры,



характеризующие взаимодействие фундаментов с грунтом основания и установленные опытным путем (удельные силы пучения при промерзании, коэффициенты жесткости основания и пр.).

ПРИМЕЧАНИЕ. Далее, за исключением специально оговоренных случаев, под термином «характеристики грунтов» понимают не только механические, но и физические характеристики грунтов, а также упомянутые в настоящем пункте параметры.

4.3.2 Характеристики грунтов природного сложения, а также искусственного происхождения определяются, как правило, на основе их непосредственных испытаний в полевых или лабораторных условиях с учетом возможного изменения влажности грунтов в процессе строительства и эксплуатации сооружений, так как для неплотнонасыщенных ( $S_r < 0,8$ ) глинистых грунтов и пылеватых песков, а также специфических грунтов возможно снижение их прочностных и деформационных характеристик вследствие повышения влажности. Для определения прочностных характеристик грунтов  $\varphi$  и  $c$ , для которых прогнозируется повышение влажности, образцы грунтов предварительно насыщают водой до значений влажности, соответствующих прогнозу. При определении модуля деформации в полевых условиях допускается проводить испытания грунта при природной влажности с последующей корректировкой полученного значения модуля деформации на основе компрессионных испытаний.

4.3.3 Достоверными методами определения деформационных характеристик дисперсных грунтов являются полевые испытания статическими нагрузками в шурфах, дудках или котлованах с помощью плоских горизонтальных штампов площадью 2500-5000 см<sup>2</sup>, а также в скважинах или в массиве с помощью винтовой лопасти-штампа площадью 600 см<sup>2</sup> [4].

4.3.4 Модули деформации  $E$  песчаных и глинистых грунтов, не обладающих выраженной анизотропией их свойств в горизонтальном и вертикальном направлениях, определяются по испытаниям радиальными и лопастными прессиометрами в скважинах или массиве [4]. Для сооружений I уровня ответственности значения  $E$  по данным прессиометрических испытаний уточняются на основе их сопоставления с результатами параллельно проводимых испытаний того же грунта штампами (см. 4.3.3). Для зданий и сооружений II и III уровней ответственности допускается определять значения  $E$  только по испытаниям грунтов прессиометрами, используя корректировочные коэффициенты по [4].

4.3.5 Модули деформации  $E$  песков и глинистых грунтов могут быть определены методом статического зондирования, а песков (кроме пылеватых плотнонасыщенных) - методом динамического зондирования [5]. Для сооружений I и II уровней ответственности значения  $E$  по данным зондирования [1] (1-6) уточняются на основе их сопоставления с результатами параллельно проводимых испытаний того же грунта штампами (см. 4.3.3). Для зданий и сооружений III уровня ответственности допускается определять значения  $E$  только по результатам зондирования, используя таблицы, или региональные таблицы, приведенные в территориальных строительных нормах.

4.3.6 В лабораторных условиях модули деформации глинистых грунтов могут быть определены в компрессионных приборах и приборах трехосного сжатия [6].

Для сооружений I и II уровней ответственности значения  $E$  по лабораторным данным уточняются на основе их сопоставления с результатами параллельно проводимых испытаний того же грунта штампами (см. 4.3.3). Для сооружений III уровня ответственности допускается определять значения  $E$  только по результатам компрессии, корректируя их с помощью повышающих коэффициентов  $m_k$ , приведенных в Таблице 1. Эти коэффициенты распространяются на четвертичные глинистые грунты с показателем

текучести  $0 < I_L \leq 1$ , при этом значения модуля деформации по компрессионным испытаниям рекомендуется вычислять в интервале давлений 0,1-0,2 МПа.

4.3.7 Прочностные характеристики дисперсных грунтов (угол внутреннего трения  $\varphi$  и удельное сцепление  $c$ ) могут быть получены путем испытаний грунтов лабораторными методами на срез или трехосное сжатие [6], а в полевых условиях - испытаниями на срез целиков грунта в шурфах или котлованах [4].

4.3.8 Для водонасыщенных глинистых грунтов с показателем текучести  $I_L > 0,5$ , для которых подготовка целиков для полевых испытаний или отбор образцов для лабораторных испытаний затруднительны, прочностные характеристики для расчета оснований из этих грунтов в нестабилизированном состоянии могут быть определены полевым методом вращательного среза в скважинах или в массиве [4].

4.3.9 Значения  $\varphi$  и  $c$  песков и глинистых грунтов для сооружений II и III уровней ответственности могут быть определены полевыми методами поступательного и кольцевого среза в скважинах [4]. При этом для сооружений II уровня ответственности полученные значения  $\varphi$  и  $c$  уточняются на основе их сопоставления с результатами параллельно проводимых испытаний того же грунта методами, указанными в 4.3.7.

4.3.10 Значения  $\varphi$  и  $c$  песков и глинистых грунтов могут быть определены методом статического зондирования, а песков (кроме пылеватых водонасыщенных) - методом динамического зондирования [5].

**Таблица 1 - Значения повышающих коэффициентов  $m_k$**

Вид грунта	Значения коэффициента $m_k$ при коэффициенте пористости $e$ равном					
	0,45-0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Супеси	4	3,5	3	2	-	-
Суглинки	5	4,5	4	3	2,5	2
Глины	-	6	6	5,5	5	4,5
ПРИМЕЧАНИЕ. Для промежуточных значений $e$ коэффициент $m_k$ определяют интерполяцией.						

4.3.11 Предел прочности на одноосное сжатие скальных грунтов определяют в соответствии с [6].

4.3.12 Нормативные и расчетные значения характеристик грунтов устанавливают на основе статистической обработки результатов испытаний по методике, изложенной в [2].

4.3.13 Все расчеты оснований выполняются с использованием расчетных значений характеристик грунтов  $X$ , определяемых по формуле

$$X = X_n / \gamma_g, \quad (1)$$

где  $X_n$  - нормативное значение данной характеристики;

$\gamma_g$  - коэффициент надежности по грунту.

Коэффициент надежности по грунту при вычислении расчетных значений прочностных характеристик (удельного сцепления  $c$ , угла внутреннего трения  $\varphi$  дисперсных грунтов и предела прочности на одноосное сжатие скальных грунтов  $R_c$ , а также плотности грунта  $\rho$ ) устанавливают в зависимости от изменчивости этих



характеристик, числа определений и значения доверительной вероятности  $\alpha$  [3]. Для прочих характеристик грунта допускается принимать  $\gamma_g$  равным 1.

ПРИМЕЧАНИЕ. Расчетное значение удельного веса грунта  $\gamma$  определяют умножением расчетного значения плотности грунта на ускорение свободного падения.

4.3.14 Доверительную вероятность расчетных значений характеристик грунтов  $\alpha$  принимают равной при расчетах оснований по первой группе предельных состояний 0,95, по второй группе - 0,85.

ПРИМЕЧАНИЕ 1. Расчетные значения характеристик грунтов, соответствующие различным значениям доверительной вероятности, приводятся в отчетах по инженерно-геологическим изысканиям.

ПРИМЕЧАНИЕ 2. Расчетные значения характеристик грунтов  $c$ ,  $\varphi$  и  $\gamma$  для расчетов по несущей способности обозначают  $c_I$ ,  $\varphi_I$  и  $\gamma_I$ , а по деформациям -  $c_{II}$ ,  $\varphi_{II}$  и  $\gamma_{II}$ .

4.3.15 Число определений характеристик грунтов, необходимое для вычисления их нормативных и расчетных значений, устанавливаются в зависимости от степени неоднородности грунтов основания, требуемой точности вычисления характеристики и уровня ответственности сооружения и указываться в программе исследований. Увеличение числа определений характеристик грунтов приводит к повышению их расчетных значений и следовательно к более экономичным проектным решениям. Число одноименных частных определений для каждого выделенного на площадке инженерно-геологического или расчетного грунтового элемента [2] принимается не менее десяти для физических характеристик и не менее шести - для механических характеристик. При определении модуля деформации по результатам испытаний грунтов в полевых условиях штампом допускается ограничиваться результатами трех испытаний (или двух, если они отклоняются от среднего не более чем на 25%).

4.3.16 Для предварительных расчетов оснований сооружений I и II уровней ответственности, а также для окончательных расчетов оснований сооружений III уровня ответственности независимо от их уровня ответственности допускается определять нормативные и расчетные значения прочностных и деформационных характеристик грунтов по таблицам в зависимости от их физических характеристик. При соответствующем обосновании допускается использовать таблицы для окончательных расчетов сооружений II уровня ответственности (технически несложные сооружения, сооружения, малочувствительные к деформациям основания, и др.).

ПРИМЕЧАНИЕ 1. Нормативные значения угла внутреннего трения  $\varphi_n$ , удельного сцепления  $c_n$  и модуля деформации  $E$  допускается принимать по таблицам [Приложения А](#). Расчетные значения характеристик в этом случае принимают при следующих значениях коэффициента надежности по грунту:

в расчетах оснований по деформациям  $\gamma_g = 1$ ;

в расчетах оснований по несущей способности:

для удельного сцепления  $\gamma_{g(c)} = 1,5$ ;

для угла внутреннего трения песчаных грунтов  $\gamma_{g(\varphi)} = 1,1$ ;

то же, глинистых грунтов  $\gamma_{g(\varphi)} = 1,15$ ;

ПРИМЕЧАНИЕ 2. Для отдельных районов допускается вместо таблиц [Приложения Г](#) пользоваться региональными таблицами характеристик грунтов, специфических для этих районов, приведенными в территориальных строительных нормах.

#### 4.3.1 Подземные воды

4.3.1.1 При проектировании оснований, фундаментов и подземных сооружений учитывают гидрогеологические условия площадки и возможность их изменения в процессе строительства и эксплуатации сооружения, а именно:

- естественные сезонные и многолетние колебания уровня подземных вод;

- техногенные изменения уровня подземных вод и возможность образования верховодки;
- высоту зоны капиллярного поднятия в глинистых грунтах над уровнем подземных вод;
- степень агрессивности подземных вод по отношению к материалам подземных конструкций и коррозионную активность грунтов на основе данных инженерных изысканий с учетом технологических особенностей производства.

4.3.1.2 Для оценки воздействия сооружения на подземные воды выполняют прогноз изменения гидрогеологических условий как для стадии строительства, так и для стадии эксплуатации. При этом указанный прогноз проводится как для застраиваемой, так и для прилегающей территорий.

4.3.1.3 Прогноз изменения гидрогеологических условий выполняются для сооружений I и II уровней ответственности с использованием метода математического моделирования геофильтрации с учетом изменений факторов, участвующих в формировании многолетнего режима подземных вод.

4.3.1.4 При выполнении прогноза изменений гидрогеологических условий выявляются режимообразующие факторы, которые можно подразделять на региональные и локальные. Региональные факторы включают: подпор подземных вод от каналов, рек и других водоемов, от утечек промышленных предприятий с большим потреблением воды, полей фильтрации, от инфильтрации утечек из крупных коллекторов; образование воронок депрессии в результате работы водозаборов подземных вод, дренажей, систем осушения тоннелей метро, карьеров и пр. Локальные факторы включают: подпор подземных вод от эффекта барража подземных сооружений (в том числе свайных полей), от инфильтрации утечек из водонесущих коммуникаций; образование воронок депрессии от действия различных видов дренажей при строительстве и эксплуатации сооружений.

4.3.1.5 Для получения достоверных прогнозных оценок изменений гидрогеологических условий при проектировании сооружений I и II уровней ответственности можно использовать режимные наблюдения за подземными водами (на застраиваемой и прилегающей территориях), а также выполнять комплекс опытно-фильтрационных работ по определению фильтрационных параметров водоносных горизонтов.

4.3.1.6 Оценку возможных естественных сезонных и многолетних колебаний уровня подземных вод производят на основе данных многолетних режимных наблюдений по государственной стационарной сети с использованием результатов краткосрочных наблюдений, в том числе разовых замеров уровня подземных вод, выполняемых при инженерных изысканиях на площадке строительства.

4.3.1.7 Для разработки проектов сооружений и производства земляных работ необходимы данные о среднем многолетнем положении уровня подземных вод и их максимальном и минимальном уровнях за период наблюдений, а также о продолжительности стояния паводковых (весенних и летне-осенних) уровней подземных вод.

4.3.1.8 По характеру подтопления выделяют естественно подтопляемые территории (с глубинами залегания уровня подземных вод менее 3 м) и техногенно подтопляемые. Основными факторами подтопления являются: при строительстве - изменение условий поверхностного стока при вертикальной планировке территории, длительный разрыв между выполнением земляных и строительных работ; при эксплуатации - инфильтрация утечек, уменьшение испарения под зданиями и покрытиями и т.д.

4.3.1.9 По характеру техногенного воздействия застраиваемые территории подразделяют на: неподтопляемые, потенциально подтопляемые и осушаемые.

Неподтопляемые территории - территории, на которых вследствие благоприятных природных условий (наличие проницаемых грунтов большой толщины, глубокое положение уровня подземных вод, дренированность территории) и благоприятных техногенных условий (отсутствие или незначительные утечки из коммуникаций, незначительный барражный эффект) не происходит заметного увеличения влажности грунтов основания и повышения уровня подземных вод. Потенциально подтопляемые территории - территории, на которых вследствие неблагоприятных природных и техногенных условий в результате их строительного освоения или в период эксплуатации возможно повышение уровня подземных вод, вызывающее нарушение условий нормальной эксплуатации сооружений, что требует проведения защитных мероприятий и устройства дренажей.

Осушаемые территории - территории, на которых происходит понижение уровня подземных вод в результате действия водоотлива в период строительства и действия дренажей в период эксплуатации сооружения, что вызывает оседание земной поверхности и может явиться причиной деформаций сооружений.

4.3.1.10 Степень потенциальной подтопляемости территории определяют на основе прогноза изменения гидрогеологических условий с учетом инженерно-геологических условий площадки строительства и прилегающих территорий, конструктивных и технологических особенностей проектируемых и существующих сооружений, в том числе инженерных сетей.

4.3.1.11 Для сооружений I и II уровней ответственности при соответствующем обосновании выполняют количественный прогноз изменения уровня подземных вод с учетом техногенных факторов на основе специальных комплексных исследований, включающих не менее годового цикла стационарных наблюдений за режимом подземных вод. В случае необходимости для выполнения указанных исследований помимо изыскательских привлекаются в качестве соисполнителей специализированные организации.

4.3.1.12 При прогнозировании понижения уровня подземных вод учитывают возможность возникновения дополнительных осадок территории в зоне развития депрессионной воронки и возведенных на ней сооружений вследствие увеличения давления от собственного веса грунта. С учетом этого прогноза устанавливают режим водопонижения, рекомендуют сроки строительства и этапность освоения площади застройки, а также определять необходимость проведения защитных мероприятий, направленных на уменьшение зоны влияния строительного водопонижения и включающих как локальную защиту сооружений, так и защиту всей территории (устройство противofiltrационных завес и экранов, замораживание или инъекционное укрепление грунта и т.д.).

4.3.1.13 При подъеме уровня подземных вод можно учитывать возможность развития дополнительных осадок основания вследствие возможного ухудшения деформационных характеристик грунтов при их водонасыщении и изменения напряженного состояния сжимаемой толщи в результате гидростатического и гидродинамического взвешивания.

4.3.1.14 При строительстве подземных сооружений учитывают возможность возникновения барражного эффекта, который проявляется в подъеме уровня подземных вод перед преградой. Для количественной оценки барражного эффекта и обоснования защитных мер выполняют прогноз, используя методы математического моделирования.

4.3.1.15 Техногенное изменение уровня подземных вод на застраиваемой территории зависит от типа функционального использования территории: промышленные зоны, селитебные зоны с плотной, смешанной и низкоплотной застройкой, территории, занятые парками и лесами, и др.

Значение инфильтрационного питания грунтовой толщи  $W$ , мм/год, определяют по формуле

$$W = (1 - m)W_{ест} + W_{тех}, \quad (2)$$

где  $m$  - степень закрытости территории непроницаемыми покрытиями (асфальт, крыши и т.д.);

$W_{ест}$  - инфильтрационное питание, обусловленное естественным фоном инфильтрации, мм/год;

$W_{тех}$  - инфильтрационное питание, обусловленное техногенными факторами, мм/год.

Инфильтрационное питание  $W_{тех}$  зависит от водопотребления по функциональным зонам.

Потери водопотребления, участвующие в формировании питания подземных вод, на территории селитебных районов составляют в среднем 3,6% суммарного водопотребления. Для промышленных зон эти потери зависят от характера производства и продолжительности эксплуатации и составляют от 4% до 6% расхода воды.

4.3.1.16 Для сооружений I и II уровней ответственности количественный прогноз изменений гидрогеологических условий территории устанавливают для выполнения следующих расчетов:

- расчета водопритоков в котлован;
- оценки устойчивости основания и откосов котлована, а также возможности проявления суффозионных процессов;
- обоснования необходимости устройства противофильтрационной завесы и ее глубины;
- оценки влияния дренажа на прилегающие территории с определением размеров депрессионной кривой;
- оценки барражного эффекта;
- расчета давления подземных вод на подошву фундамента;
- оценки водопритоков к дренажу и определение зоны его влияния;
- оценки высоты зоны капиллярного водонасыщения.

4.3.1.17 Возможность прорыва напорными водами вышележащего водоупорного глинистого слоя грунта, подстилаемого слоем грунта с напорными водами, проверяют по условию

$$\gamma_w H_0 \leq \gamma_{II} h_0, \quad (3)$$

где  $\gamma_w$  - удельный вес воды, кН/м<sup>3</sup>;

$H_0$  - высота напора воды, отсчитываемая от подошвы проверяемого водоупорного слоя до максимального уровня подземных вод, м;

$\gamma_{II}$  - расчетное значение удельного веса грунта проверяемого слоя, кН/м<sup>3</sup>;

$h_0$  - расстояние от дна котлована до подошвы проверяемого слоя грунта, м.

Если условие не удовлетворяется, предусматривают в проекте искусственное понижение напора водоносного слоя (откачка или устройство самоизливающихся скважин). Искусственное снижение напора подземных вод предусматриваются на срок, в течение которого сооружение приобретет достаточную массу и прочность, обеспечивающие восприятие нагрузки от напора подземных вод, но не ранее окончания работ по обратной засыпке грунта в пазухи котлована.

4.3.1.18 При проектировании фундаментов и подземных сооружений ниже пьезометрического уровня напорных подземных вод рассчитывают их давление и предусматривать мероприятия, предупреждающие их прорыв в котлованы, вспучивание дна котлована и всплытие сооружения.

При заложении фундаментов, а также подземных сооружений ниже пьезометрического уровня подземных вод учитывают следующие случаи:

- заглубление в грунт, подстилаемый водоносным слоем с напорными водами, когда возможен прорыв подземных вод в котлован, выпор грунтов основания, подъем полов и т.п.; в этом случае предусматривают мероприятия, снижающие напор (например, откачку воды из скважины), или увеличивать пригрузку на залегающий в основании грунт;
- заглубление в грунт водоносного слоя, когда возможны разрыхление грунтов, размывы, коррозия и другие повреждения фундаментов; в этом случае кроме снижения напора может предусматриваться также закрепление грунтов.

4.3.1.19 Если при прогнозируемом уровне подземных вод возможно ухудшение физико-механических свойств грунтов основания, развитие неблагоприятных геологических и инженерно-геологических процессов, нарушение условий нормальной эксплуатации подземных помещений и т.п., в проекте предусматриваются соответствующие защитные мероприятия, в частности:

- гидроизоляция подземных конструкций;
- мероприятия, ограничивающие подъем уровня подземных вод, исключая утечки из водонесущих коммуникаций и т.п. (дренаж, противодиффузионные завесы, устройство специальных каналов для коммуникаций и т.д.);
- мероприятия, препятствующие механической или химической суффозии грунтов (шпунтовое ограждение, закрепление грунтов);
- устройство стационарной сети наблюдательных скважин для контроля развития процесса подтопления, своевременное устранение утечек из водонесущих коммуникаций и т.д.

Выбор одного или комплекса указанных мероприятий производится на основе технико-экономического анализа с учетом прогнозируемого уровня подземных вод, конструктивных и технологических особенностей, уровня ответственности и расчетного срока эксплуатации проектируемого сооружения, надежности и стоимости водозащитных мероприятий и т.п.

В необходимых случаях на стадии строительства и эксплуатации сооружения осуществляется гидрогеологический мониторинг для контроля возможного процесса подтопления или осушения, своевременного предотвращения утечек из водонесущих коммуникаций, прекращения или уменьшения объема откачек и т.д.

4.3.1.20 Если подземные воды или промышленные стоки агрессивны по отношению к материалам заглубленных конструкций или могут повысить коррозионную активность грунтов, предусматриваются антикоррозионные мероприятия в соответствии с требованиями [\[1\]](#).

#### **4.4 Глубина заложения фундаментов**

4.4.1 Глубина заложения фундаментов принимается с учетом:

- назначения и конструктивных особенностей проектируемого сооружения, нагрузок и воздействий на его фундаменты;
- глубины заложения фундаментов примыкающих сооружений, а также глубины прокладки инженерных коммуникаций;
- существующего и проектируемого рельефа застраиваемой территории;

- инженерно-геологических условий площадки строительства (физико-механических свойств грунтов, характера напластований, наличия слоев, склонных к скольжению, карманов выветривания, карстовых полостей и пр.);
- гидрогеологических условий площадки и возможных их изменений в процессе строительства и эксплуатации сооружения;
- глубины сезонного промерзания грунтов.

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

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

При использовании результатов наблюдений за фактической глубиной промерзания учитывают, что она определяется по температуре, характеризующей согласно [8] переход пластичномерзлого грунта в твердомерзлый грунт.

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

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t}, \quad (4)$$

где  $M_t$  - безразмерный коэффициент, численно равный сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за зиму в данном районе, а при отсутствии в нем данных для конкретного пункта или района строительства - по результатам наблюдений гидрометеорологической станции, находящейся в аналогичных условиях с районом строительства;

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

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

Нормативная глубина промерзания в районах, где грунт промерзает на глубину более 2,5 м, а также в горных районах (где резко изменяются рельеф местности, инженерно-геологические и климатические условия), определяются теплотехническим расчетом.

4.4.4 Расчетную глубину сезонного промерзания грунта,  $d_f$ , определяют по формуле

$$d_f = k_h d_{fn}, \quad (5)$$

где  $d_{fn}$  - нормативная глубина промерзания, м, определяемая по [4.4.2 и 4.4.3](#);

$k_h$  - коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения, принимаемый для наружных фундаментов отапливаемых сооружений - по таблице 2; для наружных и внутренних фундаментов неотапливаемых сооружений  $k_h = 1,1$ , кроме районов с отрицательной среднегодовой температурой.



**ПРИМЕЧАНИЕ 1.** В районах с отрицательной среднегодовой температурой расчетная глубина промерзания грунта для неотапливаемых сооружений определяются теплотехническим расчетом. Расчетная глубина промерзания определяется теплотехническим расчетом и в случае применения постоянной теплозащиты основания, а также если тепловой режим проектируемого сооружения существенно влияет на температуру грунтов (холодильники, котельные и т.п.).

**ПРИМЕЧАНИЕ 2.** Для зданий с нерегулярным отоплением при определении  $k_h$  за расчетную температуру воздуха принимают ее среднесуточное значение с учетом длительности отапливаемого и неотапливаемого периодов суток.

**Таблица 2 - Коэффициент  $k_h$  при расчетной среднесуточной температуре воздуха в помещении**

Особенности сооружения	Коэффициент $k_h$ при расчетной среднесуточной температуре воздуха в помещении, примыкающем к наружным фундаментам, °C				
	0	5	10	15	20 и более
Без подвала с полами, устраиваемыми:					
по грунту	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5
на лагах по грунту	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6
по утепленному цокольному перекрытию	1,0	1,0	0,9	0,8	0,7
С подвалом или техническим подпольем	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4

**ПРИМЕЧАНИЕ 1.** Приведенные в таблице значения коэффициента  $k_h$  относятся к фундаментам, у которых расстояние от внешней грани стены до края фундамента  $\alpha_f < 0,5$  м; если  $\alpha_f \geq 1,5$  м, значения коэффициента  $k_h$  повышают на 0,1, но не более чем до значения  $k_h = 1$ ; при промежуточном значении  $\alpha_f$  значения коэффициента  $k_h$  определяют интерполяцией.

**ПРИМЕЧАНИЕ 2.** К помещениям, примыкающим к наружным фундаментам, относятся подвалы и технические подполья, а при их отсутствии - помещения первого этажа.

**ПРИМЕЧАНИЕ 3.** При промежуточных значениях температуры воздуха коэффициент  $k_h$  принимают с округлением до ближайшего меньшего значения, указанного в таблице.

4.4.5 Глубина заложения фундаментов отапливаемых сооружений по условиям недопущения морозного пучения грунтов основания назначается:

- для наружных фундаментов (от уровня планировки) по таблице 3;
- для внутренних фундаментов - независимо от расчетной глубины промерзания грунтов.

**Таблица 3 - Глубина заложения фундаментов в зависимости от глубины расположения уровня подземных вод**

Грунты под подошвой фундамента	Глубина заложения фундаментов в зависимости от глубины расположения уровня подземных вод $d_w$ м, при	
	$d_w \leq d_f + 2$	$d_w > d_f + 2$

Скальные, крупнообломочные с песчаным заполнителем, пески гравелистые, крупные и средней крупности	Не зависит от $d_f$	Не зависит от $d_f$
Пески мелкие и пылеватые	Не менее $d_f$	То же
Супеси с показателем текучести $I_L < 0$	То же	«
То же, при $I_L \geq 0$	«	Не менее $d_f$
Суглинки, глины, а также крупнообломочные грунты с глинистым заполнителем при показателе текучести грунта или заполнителя $I_L \geq 0,25$	«	То же
То же, при $I_L < 0,25$	«	Не менее $0,5 d_f$

ПРИМЕЧАНИЕ 1. В случаях когда глубина заложения фундаментов не зависит от расчетной глубины промерзания  $d_f$  соответствующие грунты, указанные в настоящей таблице, залегают до глубины не менее нормативной глубины промерзания  $d_{fn}$ .

ПРИМЕЧАНИЕ 2. Положение уровня подземных вод принимаются с учетом положений подраздела 4.4.

Глубину заложения наружных фундаментов допускается назначать независимо от расчетной глубины промерзания, если:

- фундаменты опираются на мелкие пески и специальными исследованиями на данной площадке установлено, что они не имеют пучинистых свойств, а также в случаях когда специальными исследованиями и расчетами установлено, что деформации грунтов основания при их промерзании и оттаивании не нарушают эксплуатационную пригодность сооружения;

- предусмотрены специальные теплотехнические мероприятия, исключающие промерзание грунтов.

4.4.6 Глубину заложения наружных и внутренних фундаментов отапливаемых сооружений с холодными подвалами и техническими подпольями (имеющими отрицательную температуру в зимний период) следует принимать по таблице 2, считая от пола подвала или технического подполья.

При наличии в холодном подвале (техническом подполье) отапливаемого сооружения отрицательной среднезимней температуры глубину заложения внутренних фундаментов принимают по таблице 2 в зависимости от расчетной глубины промерзания грунта, определяемой по формуле (4) при коэффициенте  $k_h = 1$ . При этом нормативную глубину промерзания, считая от пола подвала, определяют расчетом по 12.2.3 с учетом среднезимней температуры воздуха в подвале.

Глубину заложения наружных фундаментов отапливаемых сооружений с холодным подвалом (техническим подпольем) принимают наибольшей из значений глубины заложения внутренних фундаментов и расчетной глубины промерзания грунта с коэффициентом  $k_h = 1$ , считая от уровня планировки.

4.4.7 Глубина заложения наружных и внутренних фундаментов неотапливаемых сооружений назначаются по таблице 2, при этом глубина исчисляется: при отсутствии подвала или технического подполья - от уровня планировки, а при их наличии - от пола подвала или технического подполья.

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

4.4.9 При проектировании сооружений уровень подземных вод принимаются с учетом его прогнозирования на период эксплуатации сооружения по подразделу 4.4 и влияния на него водопонижающих мероприятий, если они предусмотрены проектом.

4.4.10 Фундаменты сооружения или его отсека закладываются на одном уровне. При необходимости заложения соседних фундаментов на разных отметках их допустимую разность  $\Delta h$ , определяют исходя из условия

$$\Delta h \leq a(\operatorname{tg} \varphi_1 + c_1 / p), \quad (6)$$

где  $a$  - расстояние между фундаментами в свету, м;

$\varphi_1$ ,  $c_1$  - расчетные значения угла внутреннего трения, град., и удельного сцепления, кПа;

$p$  - среднее давление под подошвой вышерасположенного фундамента от расчетных нагрузок (для расчета основания по несущей способности), кПа.

#### 4.5 Расчет оснований по деформациям

4.5.1 Целью расчета оснований по деформациям является ограничение абсолютных или относительных перемещений такими пределами, при которых гарантируется нормальная эксплуатация сооружения и не снижается его долговечность (вследствие появления недопустимых осадок, подъемов, 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 проверены расчетом, учитывающим усилия, которые возникают при взаимодействии сооружения с основанием.

**ПРИМЕЧАНИЕ.** При проектировании сооружений, расположенных в непосредственной близости от существующих, учитывают дополнительные деформации оснований существующих сооружений от воздействия проектируемых сооружений.

4.5.2 Деформации основания подразделяют 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 дополнительных факторов, таких, например, как замачивание просадочного грунта, оттаивание ледовых прослоек в замерзшем грунте и т.п.;

**подъемы и осадки** - деформации, связанные с изменением объема некоторых грунтов при изменении их влажности или воздействии химических веществ (набухание и усадка) и при замерзании воды и оттаивании льда в порах грунта (морозное пучение и оттаивание грунта);

**оседания** - деформации земной поверхности, вызываемые разработкой полезных ископаемых, изменением гидрогеологических условий, понижением уровня подземных вод, карстово-суффозионными процессами и т.п.;

**горизонтальные перемещения** - деформации, связанные с действием горизонтальных нагрузок на основание (фундаменты распорных систем, подпорные стены и т.д.) или со значительными вертикальными перемещениями поверхности при оседаниях, просадках грунтов от собственного веса и т.п.;

**провалы** - деформации земной поверхности с нарушением сплошности грунтов, образующиеся вследствие обрушения толщ грунтов над карстовыми полостями, горными выработками или зонами суффозионного выноса грунта.

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

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

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

4.5.4 Расчет оснований по деформациям производится исходя из условия совместной работы сооружения и основания.

Деформации основания допускается определять без учета совместной работы сооружения и основания в случаях, оговоренных в [4.2.1](#).

4.5.5 Совместная деформация основания и сооружения характеризуются:

- абсолютной осадкой (подъемом) основания  $s$  отдельного фундамента;

- средней осадкой основания сооружения  $\bar{s}$ ;

- относительной разностью осадок (подъемов) двух фундаментов  $\frac{\Delta s}{L}$  ( $L$  - расстояние между фундаментами);

- креном фундамента (сооружения)  $i$ ;

- относительным прогибом или выгибом  $\frac{f}{L}$  ( $L$  - длина однозначно изгибаемого участка сооружения);

- кривизной изгибаемого участка сооружения -  $\rho$ ;

- относительным углом закручивания сооружения -  $\theta$ ;

- горизонтальным перемещением фундамента (сооружения) -  $u_h$ .

4.5.6 Расчет оснований по деформациям производят исходя из условия

$$S \leq S_u, (7)$$

где  $S$  - совместная деформация основания и сооружения;

$S_u$  - предельное значение совместной деформации основания и сооружения, устанавливаемое в соответствии с указаниями 4.5.46-4.5.50.

**ПРИМЕЧАНИЕ 1.** Для определения совместной деформации основания и сооружения  $s$  могут использоваться методы, указанные в [4.1.4](#).

**ПРИМЕЧАНИЕ 2.** В необходимых случаях для оценки напряженно-деформированного состояния конструкций сооружений с учетом длительных процессов и прогноза времени консолидации основания производится расчет осадок во времени.

**ПРИМЕЧАНИЕ 3.** Осадки основания, происходящие в процессе строительства (например, осадки от веса насыпей до устройства фундаментов, осадки до омоноличивания стыков строительных конструкций), допускается не учитывать, если они не влияют на эксплуатационную пригодность сооружений.

**ПРИМЕЧАНИЕ 4.** При расчете оснований по деформациям учитывают возможность изменения как расчетных, так и предельных значений деформаций основания за счет применения мероприятий, указанных в подразделе [4.8](#).

4.5.7 Расчетная схема основания, используемая для определения совместной деформации основания и сооружения принимаются в соответствии с указаниями пп [4.1.6](#).

Расчет деформаций основания при среднем давлении под подошвой фундамента/», не превышающем расчетное сопротивление грунта  $R$  можно выполнять, применяя расчетную схему в виде линейно деформируемого полупространства с условным ограничением глубины сжимаемой толщи  $H_c$ .

**ПРИМЕЧАНИЕ.** Деформации основания рекомендуется определять с учетом изменения свойств грунтов в результате природных и техногенных воздействий на грунты в открытом котловане.

#### 4.6 Определение расчетного сопротивления грунта основания

4.6.1 При расчете деформаций основания с использованием расчетной схемы, среднее давление под подошвой фундамента  $p$  не превышает расчетное сопротивление грунта основания  $R$ , определяемое по формуле

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_\gamma k_\gamma b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}], \quad (8)$$

где  $\gamma_{c1}$  и  $\gamma_{c2}$  - коэффициенты условий работы, принимаемые по таблице 4;

$k$  - коэффициент, принимаемый равным единице, если прочностные характеристики грунта ( $\varphi$  и  $c$ ) определены непосредственными испытаниями, и  $k = 1,1$ , если они приняты по таблицам [приложения Г](#);

$M_\gamma$ ,  $M_q$ ,  $M_c$  - коэффициенты, принимаемые по таблице 5;

$k$  - коэффициент, принимаемый равным единице при  $b < 10$  м;  $k_2 = z_0/b + 0,2$ , при  $b < 10$  м (здесь  $z_0 = 8$  м);

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

$\gamma_{II}$  - осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды), кН/м<sup>3</sup>;

$\gamma'_{II}$  - то же, для грунтов, залегающих выше подошвы фундамента, кН/м<sup>3</sup>;

$c_{II}$  - расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа;

$d_1$  - глубина заложения фундаментов, м, бесподвальных сооружений от уровня планировки или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала, определяемая по формуле. При плитных фундаментах за  $d_1$  принимают наименьшее расстояние от подошвы плиты до уровня планировки;

$d_b$  - глубина подвала, расстояние от уровня планировки до пола подвала, м (для сооружений с подвалом глубиной свыше 2 м принимают равным 2 м);

$$d_1 = h_s + h_{sf} \gamma_{cf} / \gamma'_{II}, \quad (9)$$

здесь  $h_s$  - толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала, м;

$h_{sf}$  - толщина конструкции пола подвала, м;

$\gamma_{cf}$  - расчетное значение удельного веса конструкции пола подвала, кН/м<sup>3</sup>.

При бетонной или щебеночной подготовке толщиной  $h_{II}$  допускается увеличивать  $d_1$  на  $h_{II}$ .

**ПРИМЕЧАНИЕ 1.** Формулу (8) допускается применять при любой форме фундаментов в плане. Если подошва фундамента имеет форму круга или правильного многоугольника площадью  $A$ , значение  $b$  принимают равным  $\sqrt{A}$ .

**ПРИМЕЧАНИЕ 2.** Расчетные значения удельного веса грунтов и материала пола подвала, входящие в формулу (8), допускается принимать равными их нормативным значениям.

**ПРИМЕЧАНИЕ 3.** Расчетное сопротивление грунта при соответствующем обосновании увеличиваются, если конструкция фундамента улучшает условия его совместной работы с основанием, например, фундаменты прерывистые, щелевые, с промежуточной подготовкой и др.

**ПРИМЕЧАНИЕ 4.** Для фундаментных плит с угловыми вырезами расчетное сопротивление грунта основания допускается увеличивать, применяя коэффициент  $k_d$  по Таблице 7.

**ПРИМЕЧАНИЕ 5.** Если  $d_1 > d$  ( $d$  - глубина заложения фундамента от уровня планировки), в формуле (8) принимают  $d_1 = d$  и  $d_b = 0$ .

4.6.2 Определение расчетного сопротивления оснований  $R$ , сложенных рыхлыми песками, выполняются на основе специальных исследований. Значение  $R$ , найденное для рыхлых песков по формуле (8) при  $\gamma_{c1} = 1$  и  $\gamma_{c2} = 1$ , уточняются по результатам испытаний штампа (не менее трех). Размеры и форма штампа принимают близкими к форме и размерам проектируемого фундамента, но не менее 0,5 м.

4.6.3 Значение  $R$  вычисляют на глубине заложения фундамента, определяемой от уровня планировки срезкой или подсыпкой; в последнем случае в проекте оговариваются требования об устройстве насыпи до приложения полной нагрузки на фундаменты.

Допускается принимать глубину заложения фундамента от пола подвала менее 0,5 м, если удовлетворяется расчет по несущей способности.

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

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

4.6.5 При назначении коэффициента условий работы  $\gamma_{c2}$  в формуле (8) следует иметь в виду, что к числу зданий и сооружений с жесткой конструктивной схемой относятся:

- здания панельные, блочные и кирпичные, в которых междуэтажные перекрытия опираются по всему контуру на поперечные и продольные стены или только на поперечные несущие стены при малом их шаге;
- сооружения типа башен, силосных корпусов, дымовых труб, домен и др.

**Таблица 4 - Коэффициенты  $\gamma_{c1}$ ,  $\gamma_{c2}$**

Грунты	Коэффициент $\gamma_{c1}$	Коэффициент $\gamma_{c2}$ для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения или его отсека к высоте $L/H$ , равном	
		4 и более	1,5 и менее
Крупнообломочные с песчаным заполнителем и пески, кроме мелких, пылеватых	1,4	1,2	1,4
Пески мелкие	1,3	1,1	1,3
Пески пылеватые: маловлажные и влажные	1,25	1,0	1,2



насыщенные водой	1,1	1,0	1,2
Глинистые, а также крупнообломочные с глинистым заполнителем с показателем текучести грунта или заполнителя $I_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1
То же, при $0,25 < I_L \leq 0,5$	1,2	1,0	1,1
То же, при $I_L > 0,5$	1,0	1,0	1,0

ПРИМЕЧАНИЕ 1. К сооружениям с жесткой конструктивной схемой относят сооружения, конструкции которых специально приспособлены к восприятию усилий от деформации оснований.

ПРИМЕЧАНИЕ 2. Для зданий с гибкой конструктивной схемой значение коэффициента  $\gamma_{c2}$  принимают равным единице.

ПРИМЕЧАНИЕ 3. При промежуточных значениях  $L/H$  коэффициент  $\gamma_{c2}$  определяют интерполяцией.

ПРИМЕЧАНИЕ 4. Для рыхлых песков  $\gamma_{c1}$  и  $\gamma_{c2}$  принимают равными единице.

4.6.6 Предварительные размеры фундаментов назначают по конструктивным соображениям или исходя из табличных значений расчетного сопротивления грунтов основания  $R_0$  в соответствии с [приложением Б](#). Значениями  $R_0$  допускается также пользоваться для окончательного назначения размеров фундаментов сооружений III уровня ответственности, если основание сложено горизонтальными (уклон не более 0,1), выдержанными по толщине слоями грунта, сжимаемость которых не изменяется в пределах глубины, равной двойной наибольшей ширине фундамента, считая от его подошвы.

**Таблица 5 - Коэффициенты  $M_\gamma$ ,  $M_q$ ,  $M_c$**

Угол внутреннего трения $\varphi_{II}$ , град.	Коэффициенты		
	$M_\gamma$	$M_q$	$M_c$
1	2	3	4
0	0	1,00	3,14
1	0,01	1,06	3,23
2	0,03	1,12	3,32
3	0,04	1,18	3,41
4	0,06	1,25	3,51
5	0,08	1,32	3,61
6	0,10	1,39	3,71
7	0,12	1,47	3,82
8	0,14	1,55	3,93
9	0,16	1,64	4,05
10	0,18	1,73	4,17
11	0,21	1,83	4,29
12	0,23	1,94	4,42
13	0,26	2,05	4,55
14	0,29	2,17	4,69
15	0,32	2,30	4,84
16	0,36	2,43	4,99

17	0,39	2,57	5,15
18	0,43	2,73	5,31
19	0,47	2,89	5,48
20	0,51	3,06	5,66
21	0,56	3,24	5,84
22	0,61	3,44	6,04
23	0,69	3,65	6,24
24	0,72	3,87	6,45
25	0,78	4,11	6,67
26	0,84	4,37	6,90
27	0,91	4,64	7,14
28	0,98	4,93	7,40
29	1,06	5,25	7,67
30	1,15	5,59	7,95
31	1,24	5,95	8,24
32	1,34	6,34	8,55
33	1,44	6,76	8,88
34	1,55	7,22	9,22
35	1,68	7,71	9,58
36	1,81	8,24	9,97
37	1,95	8,81	10,37
38	2,11	9,44	10,80
39	2,28	10,11	11,25
40	2,46	10,85	11,73
41	2,66	11,64	12,24
42	2,88	12,51	12,79
43	3,12	13,46	13,37
44	3,38	14,50	13,98
45	3,66	15,64	14,64

4.6.7 Расчетное сопротивление  $R$  основания, сложенного крупнообломочными грунтами, вычисляют по формуле (8) на основе результатов непосредственных определений прочностных характеристик грунтов.

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

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

4.6.9 Для ленточных фундаментов, когда ширина типовых сборных железобетонных плит совпадает с шириной, полученной по расчету, применяются плиты с угловыми вырезами.

4.6.10 Ленточные фундаменты иногда проектируются с прерывистой укладкой плит (прерывистые фундаменты). Расчетное сопротивление грунтов основания  $R$  для прерывистых фундаментов определяют как для ленточных фундаментов по указаниям 4.5.8-4.5.11 с повышением значения  $R$  коэффициентом  $k_d$ , принимаемым по таблице 6.

4.6.11 Прерывистые фундаменты с повышением расчетного сопротивления основания не рекомендуются:

- в грунтовых условиях I типа по просадочности при отсутствии поверхностного уплотнения грунта в пределах деформируемой зоны;
- при сейсмичности 7 баллов и более.

4.6.12 При устройстве прерывистых фундаментов также могут применяться плиты с угловыми вырезами за исключением следующих случаев:

- при залегании под подошвой фундаментов рыхлых песков;
- при сейсмичности района 7 баллов и более (в этом случае можно применять плиты с угловыми вырезами, укладывая их в виде непрерывной ленты);
- при неравномерном напластовании грунтов в пределах сооружения;
- при залегании ниже подошвы фундаментов глинистых грунтов с показателем текучести  $I_L > 0,5$ .

4.6.13 При совпадении ширины типовой сборной железобетонной плиты с шириной фундамента, полученной по расчету, плиты прямоугольной формы и с угловыми вырезами укладывают в виде непрерывной ленты. В этом случае расчетное сопротивление грунта основания  $R$ , вычисленное по формуле (8), может быть повышено в соответствии с рекомендациями 4.5.24.

При несовпадении ширины фундамента, полученной по расчету, с шириной типовой сборной плиты, проектируют прерывистые фундаменты. Для прерывистых фундаментов, проектируемых с повышением расчетного сопротивления основания, вычисленного по формуле (8), коэффициент повышения принимают не больше значений, приведенных в таблице 6, а для плит прямоугольной формы, кроме того, принимают не больше коэффициента  $k'_d$ , приведенного в таблице 7.

4.6.14 Для фундаментов с промежуточной подготовкой переменной жесткости расчетное сопротивление грунта основания под бетонной частью определяют по формуле (8). При этом расчетное сопротивление грунта основания под бетонной частью фундамента принимают не менее  $2R$ .

4.6.15 Расчет осадки ленточных с угловыми вырезами и прерывистых фундаментов производят как расчет сплошного ленточного фундамента на среднее давление, отнесенное к общей площади фундамента, включая промежутки между плитами и угловые вырезы.

**Таблица 6 - Значения коэффициента  $k$  для грунтов**

Вид фундаментных плит	Коэффициент $k$ для грунтов		
	пески (кроме рыхлых) при коэффициенте пористости		
	$e \leq 0,5$	$e = 0,6$	$e \geq 0,7$
	глинистые при показателе текучести $I_L$		
	$I_L \leq 0$	$I_L = 0,25$	$I_L \geq 0,5$
Прямоугольные	1,3	1,15	1,0
С угловыми вырезами	1,3	1,15	1,15

ПРИМЕЧАНИЕ 1. При промежуточных значениях  $e$  и  $I_L$  коэффициент  $k_d$  определяют интерполяцией.

**Таблица 7 - Значения коэффициента  $k'_d$**

Расчетная ширина ленточного	Ширина прерывистого	$k'_d$
-----------------------------	---------------------	--------

фундамента $b$ , м	фундамента $b_b$ , м	
1,3	1,4	1,07
1,5	1,6	1,11
1,7	2	1,18
1,8	2	1,17
1,9	2	1,09
2,1	2,4	1,18
2,2	2,4	1,13
2,3	2,4	1,1
2,5	2,8	1,17
2,6	2,8	1,15
2,7	2,8	1,12
2,9	3,2	1,13
3	3,2	1,11
3,1	3,2	1,09

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

4.6.17 Расчетное сопротивление грунта основания  $R$ , вычисленное по формуле (8), может быть повышено в зависимости от соотношения расчетной осадки основания  $s$  (при давлении  $p$ , равном  $R$ ) и предельной осадки  $S_u$  (4.5.46-4.5.50).

Рекомендуется принимать следующие значения повышенного расчетного сопротивления  $R_{II}$ :

- а) при  $s \leq 0,4s_u$ ,  $R_{II} = 1,2R$ ;
- б) при  $s \geq 0,7s_u$ ,  $R_{II} = R$ ;
- в) при  $0,7s_u > s > 0,4s_u$   $R_{II}$  определяют интерполяцией.

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

Указанное повышение давления не вызывают деформации основания свыше 80% предельных и превышать значение давления из условия расчета основания по несущей способности в соответствии с требованиями подраздела 4.6.

4.6.18 При наличии в пределах сжимаемой толщи основания на глубине  $z$  от подошвы фундамента слоя грунта меньшей прочности, чем прочность грунта вышележащих слоев, размеры фундамента назначаются такими, чтобы для суммарного напряжения  $\sigma_z$  обеспечивалось условие

$$\sigma_z = (\sigma_{zp} - \sigma_{zy}) + \sigma_{zg} \leq R_z, \quad (10)$$

где  $\sigma_{zp}, \sigma_{zy}$  и  $\sigma_{zg}$  - вертикальные напряжения в грунте на глубине  $z$  от подошвы фундамента (см. 4.5.31), кПа;

$R_z$  - расчетное сопротивление грунта пониженной прочности, кПа, на глубине  $z$ , вычисленное по формуле (8) для условного фундамента шириной  $b_z$ , м, равной:

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a, \quad (11)$$

где  $A_z = N / \sigma_{sp}; a = (l - b / 2);$

здесь  $N$  - вертикальная нагрузка на основание от фундамента;

$l$  и  $b$  - соответственно длина и ширина фундамента.

4.6.19 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), как правило, определяются с учетом заглубления фундамента в грунт и жесткости надфундаментных конструкций. Краевое давление при действии изгибающего момента вдоль каждой оси фундамента не превышают  $12R$  и в угловой точке -  $1,5R$  (здесь  $R$  - расчетное сопротивление грунта основания, определяемое в соответствии с требованиями 4.5.8-4.5.25).

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

Для фундаментов колонн зданий, оборудованных мостовыми кранами грузоподъемностью 75 т и выше, а также для фундаментов колонн открытых крановых эстакад при кранах грузоподъемностью свыше 15 т, для сооружений башенного типа (труб, домен и других), а также для всех видов сооружений при расчетном сопротивлении грунта основания  $R \leq 150$  кПа размеры фундаментов рекомендуется назначать такими, чтобы эпюра давлений была трапециевидной, с отношением краевых давлений  $p_{\min} / p_{\max} \geq 0,25$ .

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  $e$  не более  $l/4$ .

Требования, ограничивающие допустимый эксцентриситет, относятся к любым основным сочетаниям нагрузок.

В остальных случаях для фундаментов зданий с мостовыми кранами допускается треугольная эпюра с относительным эксцентриситетом равнодействующей  $e = l/6$ .

ПРИМЕЧАНИЕ. При значительных моментных нагрузках с целью уменьшения краевых давлений рекомендуется применение фундаментов с анкерами.

4.6.21 Краевые давления  $p$ , кПа, определяют по формулам:

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

$$p = N / A + \gamma_{\text{мг}} d \pm M / W, \quad (12)$$

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

$$p = 2(N + \gamma_{\text{мг}} d l b) / (3b C_0), \quad (13)$$

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

$A$  - площадь подошвы фундамента, м<sup>2</sup>;

$\gamma_{mт}$  - средневзвешенное значение удельных весов тела фундамента, грунта и пола, расположенных над подошвой фундамента; принимают равным 20 кН/м<sup>3</sup>;

$d$  - глубина заложения фундамента, м;

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

$W$  - момент сопротивления площади подошвы фундамента, м<sup>3</sup>;

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

$$C_0 = l/2 - M/(N + \gamma_{mт}dlb); \quad (14)$$

$e$  - эксцентриситет нагрузки по подошве фундамента, м, определяемый по формуле

$$e = M/(N + \gamma_{mт}dlb). \quad (15)$$

4.6.22 При наличии моментов  $M_x$  и  $M_y$ , действующих в двух направлениях, параллельных осям  $x$  и  $y$  прямоугольного фундамента, наибольшее давление в угловой точке  $p_{max}$ , кПа, определяют по формуле

$$p_{max} = N/A + \gamma_{mт}d + M_x/W_x + M_y/W_y, \quad (16)$$

где  $N$ ,  $A$ ,  $\gamma_{mт}$ ,  $W$  - то же, что и в формуле (9).

4.6.23 При наличии на полах сплошной равномерно распределенной нагрузки интенсивностью  $q$  краевые и средние значения эпюры давления по подошве можно увеличивать на нагрузку  $q$ .

Нагрузку на полы промышленных зданий  $q$  допускается принимать равной 20 кПа, если в технологическом задании на проектирование не указывается большее значение этой нагрузки.

#### 4.7 Определение осадки основания

4.7.1 Осадку основания  $s$ , см, с использованием расчетной схемы в виде линейно деформируемого полупространства определяют методом послойного суммирования по формуле

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{zy,i})h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zy,i}h_i}{E_{e,i}}, \quad (17)$$

где  $\beta$  - безразмерный коэффициент, равный 0,8;

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



$h_i$  - толщина  $i$ -го слоя грунта, см, принимаемая не более 0,4 ширины фундамента;  
 $E_i$  - модуль деформации  $i$ -го слоя грунта по ветви первичного нагружения, кПа;  
 $n$  - число слоев, на которые разбита сжимаемая толща основания.

4.7.2 Вертикальные напряжения от внешней нагрузки  $\sigma_z = \sigma_z - \sigma_{z0}$  зависят от размеров, формы и глубины заложения фундамента, распределения давления на грунт по его подошве и свойств грунтов основания. Для прямоугольных, круглых и ленточных фундаментов значения  $\sigma_{zp}$ , кПа, на глубине  $z$  от подошвы фундамента по вертикали, проходящей через центр подошвы, определяют по формуле

$$\sigma_{zp} = \alpha p, \quad (18)$$

где  $\alpha$  - коэффициент, принимаемый по Таблице 8 в зависимости от относительной глубины  $\zeta$ , равной  $2z/b$ ;

$p$  - среднее давление под подошвой фундамента, кПа.

4.7.3 Вертикальное напряжение от собственного веса грунта на отметке подошвы фундамента  $\sigma_{zg} = \sigma_{zg} - \sigma_{z0}$ , кПа, на глубине  $z$  от подошвы прямоугольных, круглых и ленточных фундаментов определяют по формуле

$$\sigma_{zg} = \alpha \sigma_{zg,0}, \quad (19)$$

где  $\alpha$  - то же, что и в формуле (18);

$\sigma_{zg,0}$  - вертикальное напряжение от собственного веса грунта на отметке подошвы фундамента, кПа (при планировке срезкой  $\sigma_{zg,0} = \gamma'd$ , при отсутствии планировки и планировке подсыпкой  $\sigma_{zg,0} = \gamma'd_n$ , где  $\gamma'$  - удельный вес грунта, кН/м<sup>3</sup>, расположенного выше подошвы.

4.7.4 При расчете осадки фундаментов, возводимых в котлованах глубиной менее 5 м, допускается в формуле (17) не учитывать второе слагаемое.

4.7.5 Если среднее давление под подошвой фундамента  $p \leq \sigma_{zp,0}$ , осадку фундамента определяют по формуле

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp} h_i}{E_{e,i}}, \quad (20)$$

где  $\beta, \sigma_{zp,i}, h_i, E_{e,i}$  и  $n$  - то же, что и в формуле (17).

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

$$\sigma_{zp,c} = \alpha p / 4, \quad (21)$$

где  $\alpha$  - коэффициент, принимаемый по Таблице 8 в зависимости от значения  $\zeta = z/b$ ;

$p$  - то же, что и в формуле (15).

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

$$\sigma_{zp,a} = \sum_{j=1}^4 \sigma_{zp,cj} . \quad (22)$$

Таблица 8 - Значения коэффициента  $\alpha$  для фундамента

$\zeta$	Коэффициент $\alpha$ для фундамента							
	круглых	прямоугольных с соотношением сторон $\eta = l/b$ , равным						ленточных ( $\eta \geq 10$ )
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
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	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,123	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173	0,208
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
6,8	0,031	0,040	0,055	0,064	0,088	0,110	0,145	0,185
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,033	0,042	0,055	0,071	0,098	0,143
9,2	0,017	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,0	0,015	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079	0,126
10,4	0,014	0,017	0,024	0,031	0,040	0,052	0,074	0,122
10,8	0,013	0,016	0,022	0,029	0,037	0,049	0,069	0,117
11,2	0,012	0,015	0,021	0,027	0,035	0,045	0,065	0,113
11,6	0,011	0,014	0,020	0,025	0,033	0,042	0,061	0,109

12,0	0,010	0,013	0,018	0,023	0,031	0,040	0,058	0,106
------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

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

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

ПРИМЕЧАНИЕ 3. Для промежуточных значений  $\zeta$  и  $\eta$  коэффициенты  $\alpha$  определяют интерполяцией.

4.7.7 Вертикальные напряжения  $\sigma_{zp,nf}$ , кПа, на глубине  $z$  от подошвы фундамента по вертикали, проходящей через центр рассчитываемого фундамента, с учетом влияния соседних фундаментов или нагрузок на прилегающие площади определяют по формуле

$$\sigma_{zp,nf} = \sigma_{zp} + \sum_{i=1}^k \sigma_{zp,ai}, \quad (23)$$

где  $\sigma_{zp}$  - то же, что и в формуле (15), кПа;

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

$k$  - число влияющих фундаментов или нагрузок.

4.7.8 При сплошной равномерно распределенной нагрузке на поверхности земли интенсивностью  $q$ , кПа (например, от веса планировочной насыпи) значение  $\sigma_{zp,nf}$  по формуле (23) для любой глубины  $z$  определяют по формуле  $\sigma_{zp,nf} = \sigma_{zp} + q$ .

4.7.9 Вертикальное напряжение от собственного веса грунта  $\sigma_{zg}$ , кПа, на границе слоя, расположенного на глубине  $z$  от подошвы фундамента, определяется по формуле

$$\sigma_{zg} = \gamma' d_n + \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i, \quad (24)$$

где  $\gamma'$  - удельный вес грунта, расположенного выше подошвы фундамента, кН/м<sup>3</sup>;

$\gamma_i$  и  $h_i$  - соответственно удельный вес, кН/м<sup>3</sup>, и толщина  $i$ -го слоя грунта, м.

Удельный вес грунтов, залегающих ниже уровня подземных вод, но выше водоупора, принимают с учетом взвешивающего действия воды.

При определении  $\sigma_{zg}$  в водоупорном слое и ниже него учитывают давление столба воды, расположенного выше водоупорного слоя.

4.7.10 Нижнюю границу сжимаемой толщи основания принимают на глубине  $z = H_c$ , где выполняется условие  $\sigma_{zp} = k\sigma_{zg}$ :

а)  $k = 0,2$  при  $b \leq 5$  м;

б)  $k = 0,5$  при  $b > 20$  м;

в) при  $b < 5 \leq 20$  м  $k$  определяют интерполяцией ( $\sigma_{zp}$ ,  $\sigma_{zg}$  определяют по формулам (18) и (24). При этом глубина сжимаемой толщи принимают не меньше  $b/2$  при  $b/10$  м и  $(4 + 0,1b)$  при  $b > 10$  м.

Если в пределах глубины  $H_c$ , найденной по указанным выше условиям, залегает слой грунта с модулем деформации  $E > 100$  МПа, сжимаемую толщу допускается принимать до кровли этого грунта.

Если найденная по указанным выше условиям нижняя граница сжимаемой толщи находится в слое грунта с модулем деформации  $E < 5 \text{ МПа}$  или такой слой залегает непосредственно ниже глубины  $z = H_c$ , то этот слой включают в сжимаемую толщу, а за  $H_c$  принимают минимальное из значений, соответствующих подошве слоя или глубине, где выполняется условие  $\sigma_{zp} = 0,1 \sigma_{zg}$ .

При расчете осадок различных точек плитного фундамента, глубину сжимаемой толщи допускается принимать постоянной, в пределах всего плана фундамента (при отсутствии в ее составе грунтов с модулем деформации  $E > 100 \text{ МПа}$ )

4.7.11 При возведении нового объекта на застроенной территории, дополнительные деформации оснований существующих сооружений, от воздействия нового сооружения определяют с учетом, разгрузки от выемки грунта в котловане, вертикальной нагрузки от вновь возводимого сооружения и других факторов, используя, как правило, численные методы. Для расчета дополнительных деформаций, вызванных вертикальными нагрузками от вновь возводимого сооружения, допускается использовать расчетную схему в виде линейно-деформируемого полупространства.

При выборе метода расчета учитывают уровень ответственности существующего сооружения, конструктивные особенности и типы фундаментов нового и существующего сооружений, глубину котлована, а также метод строительства.

#### 4.8 Определение крена фундамента

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

При определении кренов фундаментов, как правило, учитывают заглубление фундамента, жесткость надфундаментной конструкции, а также возможность увеличения эксцентриситета нагрузки из-за наклона фундамента (сооружения).

4.8.2 Крен фундамента  $i$  при действии внецентренной нагрузки определяют по формуле

$$i = \frac{1 - \nu^2}{E} k_e \frac{N_e}{(a/2)^3}, \quad (25)$$

где  $k_e$  - коэффициент, принимаемый по Таблице 9;

$E$  и  $\nu$  - соответственно модуль деформации, кПа, и коэффициент поперечной деформации грунта основания (значения  $\nu$  принимают по Таблице 10); в случае неоднородного основания значения  $E$  и  $\nu$  принимают средними в пределах сжимаемой толщи;

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

$e$  - эксцентриситет, м;

$a$  - диаметр круглого или сторона прямоугольного фундамента (м), в направлении которой действует момент; для фундамента с подошвой в форме правильного многоугольника площадью  $A$  принимают

$$a = 2\sqrt{A/\pi}.$$

4.8.3 Средние (в пределах сжимаемой толщи  $H_c$ ) значения модуля деформации  $\bar{E}$ , кПа, и коэффициента Пуассона  $\bar{\nu}$  грунтов основания определяют по формулам:

$$\bar{E} = \sum_{i=1}^n A_i / \sum_{i=1}^n (A_i / E_i), \quad (26)$$

$$\bar{\nu} = \sum_{i=1}^n \nu_i h_i / H_c, \quad (27)$$

где  $A_i$  - площадь эпюры вертикальных напряжений от единичного давления под подошвой фундамента в пределах  $i$ -го слоя грунта (допускается принимать  $A_i = \sigma_{zp,i} h_i$  (см. 4.5.31);

$E_i, \nu_i, h_i$  - соответственно модуль деформации, кПа, коэффициент поперечной деформации и толщина  $i$ -го слоя грунта, см;

$H_c$  - сжимаемая толща, определяемая по 4.5.41, см;

$n$  - число слоев, отличающихся значениями  $E$  и  $\nu$  в пределах сжимаемой толщи  $H_c$ .

**Таблица 9 - Значения коэффициента  $k_\phi$**

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

ПРИМЕЧАНИЕ. Крен фундамента, возникающий в результате неравномерности сжимаемости основания, определяют численными методами (например, МКЭ).

**Таблица 10 - Значения коэффициента поперечной деформации  $\nu$**

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

#### 4.9 Предельные деформации оснований

4.9.1 Предельные значения совместной деформации основания и сооружения  $s_{u,c}$  и  $s_{u,f}$  устанавливают исходя из необходимости соблюдения:

а) технологических или архитектурных требований к деформации сооружения (изменение проектных уровней и положений сооружения в целом, отдельных его

элементов и оборудования, включая требования к нормальной работе лифтов, кранового оборудования, подъемных устройств элеваторов и т.п.) -  $s_{u,c}$ ;

б) требований к прочности, устойчивости и трещиностойкости конструкций, включая общую устойчивость сооружения, -  $s_{u,f}$ .

4.9.2 Предельные значения совместной деформации основания и сооружения по технологическим или архитектурным требованиям  $s_{u,c}$  устанавливаются соответствующими нормами проектирования сооружений, правилами технической эксплуатации оборудования или заданием на проектирование с учетом в необходимых случаях рихтовки оборудования в процессе эксплуатации.

Проверку соблюдения условия  $s \leq s_{u,c}$  производят при разработке типовых и индивидуальных проектов в составе расчетов сооружения во взаимодействии с основанием после соответствующих расчетов конструкций сооружения по прочности, устойчивости и трещиностойкости.

4.9.3 Предельные значения совместной деформации основания и сооружения по условиям прочности, устойчивости и трещиностойкости конструкций  $s_{u,f}$  устанавливаются при проектировании на основе расчета сооружения во взаимодействии с основанием.

Значение  $s_{u,f}$  допускается не устанавливать для сооружений значительной жесткости и прочности (например, зданий башенного типа, домен), а также для сооружений, в конструкциях которых не возникают усилия от неравномерных осадок основания (например, различного рода шарнирных систем).

При разработке типовых проектов сооружений на основе значений  $s_{u,c}$  и  $s_{u,f}$  как правило, устанавливать следующие критерии допустимости применения этих проектов, упрощающие расчет оснований по деформациям при их привязке к местным грунтовым условиям:

а) предельные значения степени изменчивости сжимаемости грунтов  $\alpha_E$  основания, соответствующие различным значениям среднего модуля деформации грунтов в пределах плана сооружения  $\bar{E}$  или средней осадки основания  $\bar{s}$ ;

б) предельную неравномерность деформаций основания  $\Delta s_u^0$ , соответствующую нулевой жесткости сооружения;

в) перечень грунтов с указанием их простейших характеристик свойств, а также характера напластований, при наличии которых не требуется выполнять расчет оснований по деформациям.

ПРИМЕЧАНИЕ 1. Степень изменчивости сжимаемости основания  $\alpha_E$  определяют отношением наибольшего значения приведенного по глубине модуля деформации грунтов основания в пределах плана сооружения к наименьшему значению.

ПРИМЕЧАНИЕ 2. Среднее значение модуля деформации грунтов основания  $\bar{E}$  в пределах плана сооружения определяют как средневзвешенное с учетом изменения сжимаемости грунтов по глубине и в плане сооружения.

4.9.4 Предельные значения деформаций оснований допускается принимать согласно Приложению Е, если конструкции сооружения не рассчитаны на усилия, возникающие в них при взаимодействии с основанием и в задании на проектирование не установлены значения  $s_{u,c}$  (см. 4.5.46, 4.5.47).

4.9.5 В проектах сооружений, расчетная осадка которых превышает 8 см, как правило, предусматривать соответствующий строительный подъем сооружения, а также мероприятия, не допускающие изменений проектных уклонов вводов и выпусков инженерных коммуникаций и обеспечивающие сохранность коммуникаций в местах их пересечения со стенами сооружения.



4.9.6 Расчет деформаций основания допускается не выполнять, если среднее давление под фундаментами проектируемого сооружения не превышает расчетное сопротивление грунтов основания (см. 4.5.8-4.5.25) и выполняется одно из следующих условий:

- а) степень изменчивости сжимаемости основания меньше предельной (по 4.5.49, а);
- б) инженерно-геологические условия площадки строительства соответствуют области применения типового проекта (по 4.5.49, в);
- в) грунтовые условия площадки строительства сооружений, перечисленных в Таблице 11, относятся к одному из вариантов, указанных в этой таблице.

**Таблица 11 - Варианты грунтовых условий**

Сооружения	Варианты грунтовых условий
<b>1 Производственные здания</b> Одноэтажные с несущими конструкциями, малочувствительными к неравномерным осадкам (например, стальной или железобетонный каркас на отдельных фундаментах при шарнирном опирании ферм, ригелей), и с мостовыми кранами грузоподъемностью до 50 т включительно. Многоэтажные до 6 этажей включительно с сеткой колонн не более 6×9 м <b>2 Жилые и общественные здания</b> 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	1 Крупнообломочные грунты при содержании заполнителя менее 40% 2 Пески любой крупности, кроме пылеватых, плотные и средней плотности 3 Пески любой крупности, только плотные 4 Пески любой крупности, только средней плотности при коэффициенте пористости $e \leq 0,65$ 5 Супеси при $e \leq 0,65$ , суглинки при $e \leq 0,85$ и глины при $e \leq 0,95$ , если диапазон изменения коэффициента пористости этих грунтов на площадке не превышает 0,2, а $I_L \leq 0,5$ 6 Пески, кроме пылеватых при $e \leq 0,7$ в сочетании с глинистыми грунтами при $e > 0,5$ и $I_L < 0,5$ независимо от порядка их залегания

**ПРИМЕЧАНИЕ 1.** Таблицей допускается пользоваться для сооружений, в которых площади отдельных фундаментов под несущие конструкции отличаются не более чем в два раза, а также для сооружений иного назначения при аналогичных конструкциях и нагрузках.

**ПРИМЕЧАНИЕ 2.** Таблица не распространяется на производственные здания с нагрузками на полы свыше 20 кПа.

#### **4.10 Расчет оснований по несущей способности**

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

4.10.2 Расчет оснований по несущей способности производят исходя из условия

$$F \leq \frac{\gamma_c F_u}{\gamma_n}, \quad (28)$$

где  $F$  - расчетная нагрузка на основание, кН, определяемая в соответствии с подразделом 4.2;

$F_u$  - сила предельного сопротивления основания, кН;

$\gamma_c$  - коэффициент условий работы, принимаемый:

для песков, кроме пылеватых 1,0

для песков пылеватых, а также глинистых грунтов в стабилизированном состоянии 0,9

для глинистых грунтов в нестабилизированном состоянии 0,85

для скальных грунтов:

невыветрелых и слабыветрелых 1,0

выветрелых 0,9

сильновыветрелых 0,8

$\gamma_n$  - коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый равным 1,2; 1,15 и 1,10 соответственно для сооружений I, II и III уровней ответственности.

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

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

$$N_u = R_c b' l', \quad (29)$$

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

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

$$b' = b - 2e_b; l' = l - 2e_l; \quad (30)$$

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

4.10.4 Сила предельного сопротивления основания, сложенного дисперсными грунтами в стабилизированном состоянии, определяются исходя из условия, что соотношение между нормальными  $\sigma$  и касательными  $\tau$  напряжениями по всем поверхностям скольжения, соответствующее предельному состоянию основания, подчиняется зависимости

$$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi_1 + c_1, \quad (31)$$

где  $\varphi_1$  и  $c_1$  - соответственно расчетные значения угла внутреннего трения и удельного сцепления грунта (подраздел 4.3).

4.10.5 Сила предельного сопротивления основания, сложенного медленно уплотняющимися водонасыщенными глинистыми, органоминеральными и органическими грунтами (при степени влажности  $S_r \geq 0,85$  и коэффициенте консолидации  $c_v \leq 10^{-7}$

см<sup>2</sup>/год), определяются с учетом возможного нестабилизированного состояния грунтов основания за счет избыточного давления в поровой воде  $u$ . При этом соотношение между нормальными  $\sigma$  и касательными  $\tau$  напряжениями принимают по зависимости

$$\tau = (\sigma - u) \tan \varphi_1 + c_1, \quad (32)$$

где  $\varphi_1$  и  $c_1$  - соответствуют стабилизированному состоянию грунтов основания и определяются по результатам консолидированного среза [4].

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

При соответствующем обосновании (высокие темпы возведения сооружения или нагружения его эксплуатационными нагрузками, отсутствие в основании дренирующих слоев грунта или дренирующих устройств) допускается в запас надежности принимать  $\varphi_1 = 0$ , а  $c_1$  - соответствующим нестабилизированному состоянию грунтов основания и равным прочности грунта по результатам неконсолидированного среза  $c_u$  [4] (см. 4.6.14).

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

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

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

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

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

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

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

4.10.10 В число рассматриваемых при определении равновесия сил включают вертикальные, горизонтальные и моментные нагрузки от сооружения, вес грунта,

фильтрационные силы, силы трения и сцепления по выбранной поверхности скольжения, активное и (или) пассивное давление грунта на сдвигаемую часть грунтового массива вне поверхности скольжения.

4.10.11 Вертикальную составляющую силы предельного сопротивления  $N_u$ , кН, основания, сложенного дисперсными грунтами в стабилизированном состоянии, допускается определять по формуле (33), если фундамент имеет плоскую подошву и грунты основания ниже подошвы однородны до глубины не менее ее ширины, а в случае различной вертикальной пригрузки с разных сторон фундамента интенсивность большей из них не превышает  $0,5R$  ( $R$  - расчетное сопротивление грунта основания, определяемое в соответствии с 4.5.8-4.5.25)

$$N_u = b'l'(N_\gamma \xi_\gamma b' \gamma_1 + N_q \xi_q \gamma_1' d + N_c \xi_c c_1), \quad (33)$$

где  $b'$  и  $l'$  - то же, что и в формуле (30), при этом буквой  $b$  обозначена сторона фундамента, в направлении которой предполагается потеря устойчивости основания;

$N_\gamma$ ,  $N_q$ ,  $N_c$  - безразмерные коэффициенты несущей способности, определяемые по Таблице 12 в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения грунта  $\varphi_1$  и угла наклона к вертикали  $\delta$  равнодействующей внешней нагрузки на основание  $F$  в уровне подошвы фундамента;

$\gamma_1$  и  $\gamma_1'$  - расчетные значения удельного веса грунтов, кН/м<sup>3</sup>, находящихся в пределах возможной призмы выпирания соответственно ниже и выше подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяют с учетом взвешивающего действия воды для грунтов, находящихся выше водоупора);

$c_1$  - расчетное значение удельного сцепления грунта, кПа;

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

$\xi_\gamma$ ,  $\xi_q$ ,  $\xi_c$  - коэффициенты формы фундамента, определяемые по формулам:

$$\xi_\gamma = 1 - 0,25/\eta, \xi_q = 1 + 1,5/\eta, \xi_c = 1 + 0,3/\eta; \quad (34)$$

здесь  $\eta = l/b$ ;

$l$  и  $b$  - соответственно длина и ширина подошвы фундамента, м, принимаемые в случае внецентренного приложения равнодействующей нагрузки равными приведенным значениям  $l'$  и  $b'$ , определяемым по формуле (30).

Если  $\eta = l/b < 1$ , в формулах (34) принимать  $\eta = 1$ .

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

$$\operatorname{tg} \delta = F_h/F_v, \quad (35)$$

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

Расчет по формуле (33) допускается выполнять, если соблюдается условие

$$\operatorname{tg} \delta < \sin \varphi_1. \quad (36)$$

ПРИМЕЧАНИЕ 1. При использовании формулы (33) в случае неодинаковой пригрузки с разных сторон фундамента в составе горизонтальных нагрузок можно учитывать активное давление грунта.

ПРИМЕЧАНИЕ 2. Если условие (36) не выполняется, производить расчет фундамента на сдвиг по подошве ([4.6.12](#)).

ПРИМЕЧАНИЕ 3. При соотношении сторон фундамента  $\eta > 5$  фундамент рассматривается как ленточный и коэффициенты  $\xi_\gamma$ ,  $\xi_q$ ,  $\xi_c$ , принимают равными единице.

**Таблица 12 - Коэффициенты несущей способности**

Угол внутреннего трения грунта $\varphi_1$ , град.	Обозначение коэффициентов	Коэффициенты несущей способности, $N_\gamma$ , $N_q$ , $N_c$ при углах наклона к вертикали равнодействующей внешней нагрузки $\delta$ , град., равных									
		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
0	$N_\gamma$	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	$N_q$	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	$N_c$	5,14	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5	$N_\gamma$	0,20	0,05-	-	-	-	-	-	-	-	-
	$N_q$	1,57	1,26-	-	-	-	-	-	-	-	-
	$N_c$	6,49	2/93-	4,9	-	-	-	-	-	-	-
10	$N_\gamma$	0,60	0,42	0,12							
	$N_q$	2,47	2,16	1,6							
	$N_c$	8,34	6,57	3,38	9,8						
15	$N_\gamma$	1,35	1,02	0,61	0,21						
	$N_q$	3,94	3,45	2,84	2,01						
	$N_c$	10,98	9,13	6,88	3,94	14,5					
20	$N_\gamma$	2,88	2,18	1,47	0,82	0,36					
	$N_q$	6,40	5,56	4,64	3,64	2,69					
	$N_c$	14,84	12,53	10,02	7,26	4,45	18,9				
25	$N_\gamma$	5,87	4,50	3,18	2,00	1,05	0,58				
	$N_q$	10,66	9,17	7,65	6,13	4,58	3,6				
	$N_c$	20,72	17,5	14,26	10,99	7,68	5,58	22,9			
30	$N_c$	12,39	9,43	6,72	4,44	2,63	1,29	0,95			
	$N_\gamma$	18,40	15,63	12,94	10,37	7,96	5,6	4,95			
	$N_q$	30,14	25,34	20,68	16,23	12,05	8,09	6,85	26,5		
35	$N_\gamma$	46,12	38,36	31,09	24,45	18,48	13,19		29,8		
	$N_q$	27,50	20,5	14,63	9,79	6,08	3,38				
	$N_c$	33,30	27,86	22,77	18,12	13,94	10,2				
40	$N_\gamma$	66,01	48,30	33,84	22,56	14,18	8,26	4,30	2,79		
	$N_q$	64,19	52,71	42,37	33,26	25,39	18,70	13,1	10,46		
	$N_c$	75,31	61,63	49,31	38,45	29,07	21,10	14,43	11,27	32,7	
45	$N_\gamma$	177,6	126,1	86,2	56,5	32,26	20,73	11,26	5,45	5,22	
	$N_q$	134,8	108,2	85,16	65,58	49,26	35,93	25,24	16,82	16,42	
	$N_c$	133,87	107,23	84,16	64,58	48,26	34,93	24,24	15,82	15,82	35,2

ПРИМЕЧАНИЕ 1. При промежуточных значениях  $\varphi$  и  $\delta$  коэффициенты  $N_\gamma$ ,  $N_q$ ,  $N_c$  допускается определять интерполяцией.

ПРИМЕЧАНИЕ 2. В фигурных скобках приведены значения коэффициентов несущей способности, соответствующие предельному значению угла наклона нагрузки  $\delta'$  исходя из условия (36).

4.10.12 Расчет фундамента на сдвиг по подошве производят исходя из условия

$$\sum F_{s,a} \leq (\gamma_c \sum F_{s,r}) / \gamma_n, \quad (37)$$

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

$\gamma_c$  и  $\gamma_n$  - то же, что и в формуле (28).

4.10.13 Расчет на плоский сдвиг по подошве производят при наличии горизонтальной составляющей нагрузки на фундамент в случаях:

- нарушения условия (36) применимости формулы (33);
- наличия слоя грунта с низкими значениями прочностных характеристик непосредственно под подошвой фундамента;
- в случаях, указанных в 5.6.14.

4.10.14 Предельное сопротивление основания (однородного ниже подошвы фундамента до глубины не менее  $0,75b$ ), сложенного медленно уплотняющимися водонасыщенными грунтами (4.6.5), допускается определять следующим образом:

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

$$n_u = b' [q + (1 + \pi - \alpha + \cos) c_I], \quad (38)$$

где  $b'$  - то же, что и в формуле (29);

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

$c_I = c_u$  - то же, что и в (31);

$\pi = 3,14$ ;

$\alpha$  - угол, рад, определяемый по формуле

$$\alpha = \arcsin(f_h / b' c_I), \quad (39)$$

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

Формулу (38) допускается использовать, если выполняется условие

$$(f_h \leq b'c_I). \quad (40)$$

б) силу предельного сопротивления основания прямоугольного ( $l \leq 3b$ ) фундамента при действии на него вертикальной нагрузки допускается определять по формуле (33), полагая

$$\varphi_I = 0, \xi_c = 1 + 0,11/\eta, c_I = c_u.$$

Во всех случаях, если на фундамент действуют горизонтальные нагрузки и основание сложено грунтами в нестабилизированном состоянии, производят расчет фундамента на сдвиг по подошве.

## 5. ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ НА СПЕЦИФИЧЕСКИХ ГРУНТАХ

### 5.1 Просадочные грунты

5.1.1 Основания, сложенные просадочными грунтами, проектируются с учетом их особенности, заключающейся в том, что при повышении влажности выше определенного уровня происходит потеря прочности грунта и они дают дополнительные деформации - просадки - от внешней нагрузки и (или) собственного веса грунта.

5.1.2 При проектировании оснований, сложенных просадочными грунтами, учитывают возможность повышения их влажности за счет:

а) замачивания грунтов - сверху из внешних источников и (или) снизу при подъеме уровня подземных вод;

б) накопления влаги в грунте вследствие инфильтрации поверхностных вод и экранирования поверхности.

5.1.3 Просадочные грунты характеризуются относительной просадочностью и начальным просадочным давлением.

Нормативные значения  $\varepsilon_{sl}$  и  $p_{sl}$  вычисляют как средние значения результатов их определений [2], а расчетные значения допускается принимать равными нормативным.

5.1.4 При проектировании оснований, сложенных просадочными грунтами, учитываются:

а) просадки от внешней нагрузки  $s_{sl,p}$ , происходящие в пределах верхней зоны просадки  $h_{sl,p}$ , измеряемой от подошвы фундамента до глубины, где суммарные вертикальные напряжения от внешней нагрузки и собственного веса грунта равны начальному просадочному давлению или сумма указанных напряжений минимальна;

б) просадки от собственного веса грунта  $s_{sl,g}$ , происходящие в нижней зоне просадки  $h_{sl,g}$ , начиная с глубины, где суммарные вертикальные напряжения превышают начальное просадочное давление  $p_{sl}$  или сумма вертикальных напряжений от собственного веса грунта и внешней нагрузки минимальна, и до нижней границы просадочной толщи;

в) неравномерность просадки грунтов  $\Delta s_{sl}$ ;

г) горизонтальные перемещения основания  $u_{sl}$  в пределах криволинейной части просадочной воронки при просадке грунтов от собственного веса;

д) потеря устойчивости откосов и склонов;

е) дополнительные нагрузки вследствие образования в грунтовой толще водных куполов.

ПРИМЕЧАНИЕ. Просадку грунтов учитывают при относительной просадочности  $\varepsilon_{sl} \geq 0,01$ .



5.1.5 При определении просадок грунтов и их неравномерности учитывают: характер планировки территории (наличие выемок и срезки или насыпей и подсыпок, которые оказывают влияние на напряженное состояние грунтов основания, а также на вид и размер просадок); возможные виды, размеры и места расположения источников замачивания грунтов; конструктивные особенности сооружения, в частности наличие тоннелей, подвалов под частью сооружения и т.п.; дополнительные нагрузки на глубокие фундаменты, уплотненные и закрепленные массивы от сил негативного трения, возникающих при просадках грунтов от собственного веса.

Кроме того, учитывают, что при замачивании сверху больших площадей (ширина замачиваемой площади  $B_w$  равна или превышает толщину слоя просадочного грунта - просадочную толщу  $H_{sl}$ ) и замачивании снизу за счет подъема уровня подземных вод полностью проявляется просадка от собственного веса  $s_{sl,g}$ , а при замачивании сверху малых площадей  $B_w < H_{sl}$  проявляется лишь только часть ее  $s'_{sl,g}$ .

**ПРИМЕЧАНИЕ.** При определении неравномерности просадок грунтов учитывают возможные наиболее неблагоприятные виды и места расположения источников замачивания по отношению к рассчитываемому фундаменту или сооружению в целом.

5.1.6 Грунтовые условия площадок, сложенных просадочными грунтами, в зависимости от возможности проявления просадки грунтов от собственного веса подразделяют на два типа:

I тип - грунтовые условия, в которых возможна в основном просадка грунтов от внешней нагрузки, а просадка грунтов от собственного веса отсутствует или не превышает 5 см;

II тип - грунтовые условия, в которых помимо просадки грунтов от внешней нагрузки возможна их просадка от собственного веса и размер ее превышает 5 см.

5.1.7 При расчете оснований, сложенных просадочными грунтами, учитывают деформации основания определяют суммированием осадок и просадок. Осадки основания определяют без учета просадочных свойств грунтов исходя из деформационных характеристик грунтов при установившейся влажности.

Установившееся значение влажности принимают равным природной влажности  $w$ , если  $w \geq w_p$ , и влажности на границе раскатывания  $w_p$ , если  $w < w_p$ .

**ПРИМЕЧАНИЕ.** Также учитывать осадки подстилающих просадочную толщу грунтов, которые могут быть вызваны изменением напряженного состояния грунтового массива из-за нагрузок: от зданий и сооружений, грунтовых подушек, подсыпок при выполнении вертикальной планировки, а также от веса воды при водонасыщении просадочной толщи и т.п.

5.1.8 Расчетное сопротивление грунта основания при возможном замачивании просадочных грунтов принимают равным:

- начальному просадочному давлению  $p_{sl}$  при устранении возможности просадки грунтов от внешней нагрузки путем снижения давления по подошве фундамента;
- значению, вычисленному по формуле (8 и 10) с использованием расчетных значений прочностных характеристик в водонасыщенном состоянии.

При невозможности замачивания просадочных грунтов расчетное сопротивление грунта основания определяют по формуле (8 и 10) с использованием прочностных характеристик этих грунтов при установившейся влажности.

5.1.9 При устранении просадочных свойств грунтов уплотнением или закреплением обеспечивают, чтобы полное давление на кровлю подстилающего неуплотненного или незакрепленного слоя не превышало начальное просадочное давление  $p_{sl}$ .

5.1.10 Просадку грунтов основания  $s_{sl}$ , см, при увеличении их влажности вследствие замачивания сверху больших площадей, а также замачивания снизу при подъеме уровня подземных вод определяют по формуле

$$s_{sl} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sl,i} \cdot h_i \cdot k_{sl,i}, \quad (41)$$

где  $\varepsilon_{sl,i}$  - относительная просадочность  $i$ -го слоя грунта;

$h_i$  - толщина  $i$ -го слоя, см;

$k_{sl,i}$  - коэффициент;

$n$  - число слоев, на которое разбита зона просадки  $h_{sl}$ .

5.1.11 Относительную просадочность грунта определяют на основе испытаний грунта в лабораторных условиях [9], [10], [11] по формуле

$$sl = \frac{h_{n,p} - h_{sat,p}}{h_{n,g}}, \quad (42)$$

где  $h_{n,p}$  -  $h_{sat,p}$  - высота образца, см, соответственно природной влажности и после его полного водонасыщения при давлении  $P$ , кПа, равном вертикальному напряжению на рассматриваемой глубине от внешней нагрузки и собственного веса грунта ( $p = \sigma_{zg} + \sigma_{zp}$ ) при определении просадки грунта в верхней зоне просадки; при определении просадки грунта в нижней зоне просадки также учитывают дополнительную нагрузку от сил негативного трения;

$h_{n,g}$  - высота, см, того же образца природной влажности при ( $p = \sigma_{zg}$ ).

Значение  $\varepsilon_{sl}$  может быть определено также в полевых условиях по испытаниям грунта штампом с замачиванием [4].

5.1.12 Коэффициент  $k_{sl,i}$ , входящий в формулу (41), при  $b \geq 12$  м принимают равным единице для всех слоев грунта в пределах зоны просадки; при  $b \geq 3$  м вычисляют по формуле

$$k_{sl,i} = 0,5 + 1,5(p - p_{sl,i}) / p_0 \quad (43)$$

где  $p$  - среднее давление под подошвой фундамента, кПа;

$p_{sl,i}$  - начальное просадочное давление грунта  $i$ -го слоя, кПа;

$p_0$  - давление, равное 100 кПа.

При  $3 \text{ м} < b < 12 \text{ м}$   $k_{sl,i}$  определяют интерполяцией.

При определении просадки грунта от собственного веса принимать  $k_{sl} = 1$  при  $H_{sl} \leq 15$  м и  $k_{sl} = 1,25$  при  $H_{sl} \geq 20$  м, при промежуточных значениях  $H_{sl}$  коэффициент  $k_{sl}$  определяют интерполяцией.

5.1.13 За начальное просадочное давление принимают давление, соответствующее:

- при лабораторных испытаниях грунтов в компрессионных приборах [11] - давлению, при котором относительная просадочность равна 0,01;

- при полевых испытаниях штампами предварительно замоченных грунтов [4] - давлению, равному пределу пропорциональности на графике «нагрузка-осадка»;

- при замачивании грунтов в опытных котлованах - вертикальному напряжению от собственного веса грунта на глубине, начиная с которой происходит просадка грунта от собственного веса.

5.1.14 Толщину зоны просадки грунта принимают равной:

- толщине верхней зоны просадочной толщи при определении просадки грунта от внешней нагрузки, при этом нижняя граница указанной зоны соответствует глубине, где

$$\sigma_z = \sigma_{\text{г}} + \sigma_{\text{в}} = p_{sl} \text{ или глубине, где значение минимально, если } \sigma_{z, \text{min}} > p_{sl};$$

- толщине нижней зоны просадочной толщи, при определении просадки грунта от собственного веса  $s_{sl,g}$ , т.е. начиная с глубины, где  $\sigma_z$ , или значение  $\sigma_z = p_{sl}$  минимально, если  $\sigma_{z, \text{min}} > p_{sl}$ , и до нижней границы просадочной толщи.

5.1.15 При отсутствии опытных определений начального просадочного давления суммирование по формуле (41) производят до глубины, на которой относительная просадочность  $\varepsilon_{sl}$  от давления  $P_i$  равна 0,01.

5.1.16 Для расчета просадки грунта от нагрузки фундамента просадочную толщу разбивают на отдельные слои в соответствии с литологическим разрезом и горизонтами определения. При этом толщина слоев принимается не более 2 м, а изменение суммарного напряжения в пределах каждого слоя не превышает 200 кПа. При расчете просадок по формуле (5.1) учитывают только слои грунта, относительная просадочность которых при фактическом напряжении  $\varepsilon_{sl} \geq 0,01$ . Слои, в которых  $\varepsilon_{sl} < 0,01$ , исключают из рассмотрения. Указанные требования относятся и к расчету максимальной просадки грунта от собственного веса по формуле (41).

5.1.17 Возможную просадку грунта от собственного веса  $s'_{sl,g}$ , см, при замачивании сверху малых площадей (ширина замачиваемой площади  $B_w$  меньше размера просадочной толщи  $H_{sl}$ ) определяют по формуле

$$s'_{sl,g} = s_{sl,g} \sqrt{(2 - B_w / H_{sl}) B_w / H_{sl}} \quad (44)$$

где  $s_{sl,g}$  - максимальное значение просадки грунта от собственного веса, см.

5.1.18 При проектировании оснований, сложенных просадочными грунтами, в случае их возможного замачивания предусматриваются мероприятия, исключающие или снижающие до допустимых пределов просадки оснований или уменьшающие их влияние на эксплуатационную пригодность сооружений.

В случае невозможности замачивания основания в течение всего срока эксплуатации сооружения (с учетом его возможной реконструкции) просадочные свойства грунтов допускается не учитывать, однако в расчетах используют физико-механические характеристики грунтов, соответствующие установившейся влажности.

5.1.19 Расчет просадки в грунтовых условиях I типа не производят, если в пределах всей просадочной толщи сумма вертикальных напряжений от внешней нагрузки и от собственного веса грунта не превышает начальное просадочное давление  $p_{sl}$ .

5.1.20 При возможности замачивания грунтов основания предусматривать одно из следующих мероприятий:

- устранение просадочных свойств грунтов в пределах всей просадочной толщи;
- прорезку просадочной толщи фундаментами, в том числе свайными и массивами из закрепленного грунта;
- комплекс мероприятий, включающий частичное устранение просадочных свойств грунтов, водозащитные и конструктивные мероприятия.

В грунтовых условиях II типа наряду с устранением просадочных свойств грунтов или прорезкой просадочной толщи глубокими фундаментами предусматриваются водозащитные мероприятия.

Выбор мероприятий должен производиться с учетом типа грунтовых условий, вида возможного замачивания, расчетной просадки, взаимосвязи проектируемых сооружений с соседними объектами и коммуникациями.

5.1.21 Устранение просадочных свойств грунтов достигается:

- в пределах верхней зоны просадки или ее части уплотнением тяжелыми трамбовками, устройством грунтовых подушек, вытрамбовыванием котлованов, в том числе с устройством уширения из жесткого материала (бетона, щебня, песчано-гравийной смеси), химическим или термическим закреплением;
- в пределах всей просадочной толщи - глубинным уплотнением грунтовыми сваями, предварительным замачиванием грунтов основания, в том числе с глубинными взрывами, химическим или термическим закреплением.

5.1.22 При проектировании глубоких фундаментов учитывают:

- в грунтовых условиях I типа - сопротивление грунта по боковой поверхности фундаментов;
- в грунтовых условиях II типа - негативное трение грунта по боковой поверхности фундаментов, возникающее при просадке грунтов от собственного веса.

## 5.2 Набухающие грунты

5.2.1 Основания, сложенные набухающими грунтами, проектируются с учетом способности таких грунтов при повышении влажности увеличиваться в объеме - набухать. При последующем понижении влажности у набухающих грунтов происходит обратный процесс - усадка.

Возможность набухания шлаков при их увлажнении и глинистых грунтов при замачивании химическими отходами производств устанавливают опытным путем в лабораторных или полевых условиях.

5.2.2 Набухающие грунты характеризуются относительным набуханием при заданном давлении, давлением набухания, влажностью набухания и относительной усадкой при высыхании.

5.2.3 При проектировании оснований, сложенных набухающими грунтами, учитывают возможность:

- набухания грунтов за счет подъема уровня подземных вод или инфильтрации - увлажнения грунтов производственными или поверхностными водами;
- набухания грунтов за счет накопления влаги под сооружениями в ограниченной по глубине зоне вследствие нарушения природных условий испарения при застройке и асфальтировании территории (экранирование поверхности);
- набухания и усадки грунта в верхней части зоны аэрации - за счет изменения водно-теплового режима (сезонных климатических факторов);
- усадки за счет высыхания от воздействия тепловых источников.

ПРИМЕЧАНИЕ. При проектировании заглубленных частей сооружений учитывают горизонтальное давление, возникающее при набухании и усадке грунтов.

5.2.4 Горизонтальное давление  $p_h$ , кПа, определяют по формуле

$$p_h = \gamma_c \cdot k_{sw} \cdot p_{max,h}, \quad (45)$$

где  $\gamma_c$  - коэффициент условий работы, равный 0,85;

$k_{sw}$  - коэффициент, зависящий от интенсивности набухания;

$p_{max,h}$  - максимальное горизонтальное давление, определяемое в лабораторных условиях.

5.2.5 При расчете основания, сложенные набухающими грунтами, деформации основания в результате набухания или усадки грунта определяются путем суммирования деформаций отдельных слоев основания. При определении деформаций основания осадка его от внешней нагрузки и возможная осадка от уменьшения влажности набухающего грунта суммируются. Подъем основания в результате набухания грунта определяют в предположении, что осадки основания от внешней нагрузки стабилизировались.

5.2.6 При расчете оснований из набухающих грунтов применяются характеристики грунтов при их природной плотности и влажности. При расчете оснований из набухающих грунтов после их предварительного замачивания используют характеристики грунта в замоченном состоянии.

Расчетное сопротивление грунтов оснований, сложенных набухающими грунтами, вычисляют и учитывают допустимость его повышения, что будет способствовать уменьшению подъема фундамента при набухании грунта.

**Таблица 13 - Интенсивность набухания**

Интенсивность набухания за 1 сут, %	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
$k_{sw}$	1,40	1,25	1,12	1,05	1,02	1,01	1,00

5.2.7 Относительное набухание  $\varepsilon_{sw}$ , давление набухания  $p_{sw}$  и относительную усадку  $\varepsilon_{sh}$  определяют по результатам лабораторных испытаний с учетом причин набухания или усадки. Эти характеристики могут быть получены также по данным полевых испытаний грунтов штампом (за исключением слабонабухающих грунтов).

5.2.8 Нормативные значения характеристик  $\varepsilon_{sw}$  и  $\varepsilon_{sh}$  набухающих грунтов вычисляют как средние значения результатов их определений. Расчетные значения этих характеристик допускается принимать равными нормативным.

7.2.9 Подъем основания при набухании грунта  $h_{sw}$ , см, определяют по формуле

$$h_{sw} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sw,i} \cdot h_i \cdot k_{sw,i}, \quad (46)$$

где  $\varepsilon_{sw}$  - относительное набухание грунта  $i$ -го слоя;

$h_i$  - толщина  $i$ -го слоя грунта, см;

$k_{sw,i}$  - коэффициент;

$n$  - число слоев, на которое разбита зона набухания грунта.

5.2.10 Относительное набухание грунта при инфильтрации влаги определяют по формуле

$$\varepsilon_{sw} = \frac{h_{sat} - h_n}{h_n}, \quad (47)$$

где  $h_n$  - высота образца, см, природной влажности и плотности, обжатого без возможности бокового расширения давлением, равным суммарному вертикальному напряжению на рассматриваемой глубине;

$h_{sat}$  - высота того же образца, см, после замачивания до полного водонасыщения и обжатого в тех же условиях.

По результатам испытаний образцов грунта при различном давлении строят зависимости  $\varepsilon_{sw} = f(p)$  и  $w_{sw} = f(p)$  и определяют давление набухания  $p_{sw}$ , соответствующее  $\varepsilon_{sw} = 0$ .

При экранировании поверхности и изменении водно-теплового режима относительное набухание  $\varepsilon_{sw}$  определяют по формуле

$$\varepsilon_{sw} = k(w_{eq} - w_0)/(1 + e_0) \quad (48)$$

где  $k$  - коэффициент, определяемый опытным путем (при отсутствии опытных данных принимают равным 2);

$w_{eq}$  - конечная (установившаяся) влажность грунта;

$w_0$  и  $e_0$  - соответственно начальные значения влажности и коэффициента пористости грунта.

5.2.11 Значение  $w_{eq}$  слоя при экранировании поверхности определяют по экспериментальной зависимости влажности набухания от нагрузки  $w_{sw} = f(p)$  при давлении  $p_i$ , кПа, вычисляемом по формуле

$$p_i = \gamma_w(z - z_i + 2\sigma_{tot,i} / \gamma_i) \quad (49)$$

где  $\gamma_w$  - удельный вес воды, кН/м<sup>3</sup>;

$z$  - расстояние от экранируемой поверхности до уровня подземных вод, м;

$z_i$  - глубина залегания рассматриваемого слоя, м;

$\sigma_{tot,i}$  - суммарное напряжение в рассматриваемом  $i$ -м слое, кПа;

$\gamma_i$  - удельный вес грунта  $i$ -го слоя, кН/м<sup>3</sup>.

Значение ( $w_{eq} - w_0$ ) в формуле (48) при изменении водно-теплового режима определяют как разность между наибольшим (в период максимального увлажнения) и наименьшим (в период максимального подсыхания) значениями влажности грунта. Коэффициент пористости в этом случае принимают для влажности грунта, отвечающей периоду максимального подсыхания. Профиль влажности массива для случая максимального увлажнения и подсыхания определяют экспериментальным путем в полевых условиях.

5.2.12 Коэффициент  $k_{sw}$ , входящий в формулу (46), в зависимости от суммарного вертикального напряжения  $\sigma_{tot,i}$  на рассматриваемой глубине принимают равным 0,8 при  $\sigma_{tot,i} = 50$  кПа и  $k_{sw} = 0,6$  при  $\sigma_{tot,i} = 300$  кПа, а при промежуточных значениях определяют интерполяцией.

5.2.13 Суммарное вертикальное напряжения  $\sigma_{tot,i}$ , кПа, на глубине  $z$  от подошвы фундамента определяют по формуле

$$\sigma_{tot,i} = \sigma_{zp} + \sigma_{zg} + \sigma_{z,ad}, \quad (50)$$



где  $\sigma_{zp}, \sigma_{zg}$  - вертикальные напряжения, соответственно, от нагрузки фундамента и от собственного веса грунта, кПа;

$\sigma_{z,ad}$  - дополнительное вертикальное давление, кПа, вызванное влиянием веса неувлажненной части массива грунта за пределами площади замачивания, определяемое по формуле

$$\sigma_{z,ad} = k_{gg} \gamma (d + z), \quad (51)$$

здесь  $k_{gg}$  - коэффициент;  $\gamma$  - удельный вес грунта, кН/м<sup>3</sup>;

5.2.14 Нижнюю границу зоны набухания  $H_{sw}$ :

- при инфильтрации влаги принимают на глубине, где суммарное вертикальное напряжение  $\sigma_{z,tot}$ , равно давлению набухания  $p_{sw}$ ;

- при экранировании поверхности и изменении водно-теплового режима определяют опытным путем (при отсутствии опытных данных принимают равной 5 м).

При наличии подземных вод нижнюю границу зоны набухания принимают на 3 м выше начального уровня подземных вод.

5.2.15 Осадку основания в результате высыхания набухшего грунта  $s_{sh}$ , см, определяют по формуле

$$\varepsilon_{sh} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sh,i} \cdot h_i \cdot k_{sh}, \quad (52)$$

где  $\varepsilon_{sh,i}$  - относительная линейная усадка грунта  $i$ -го слоя;

$h_i$  - толщина  $i$ -го слоя грунта, см;

$k_{sh}$  - коэффициент, принимаемый равным 1,3;

$n$  - число слоев, на которое разбита зона усадки грунта.

Допускается принимать  $\varepsilon_{sh,i}$ , определяемую без нагрузки, при этом  $k_{sh} = 1,2$ .

5.2.16 Относительную линейную усадку грунта при его высыхании определяют по формуле

$$\varepsilon_{sh} = \frac{h_n - h_d}{h_n}, \quad (53)$$

где  $h_n$  - высота образца грунта, см, после его максимального набухания при обжатии его суммарным вертикальным напряжением без возможности бокового расширения;

$h_d$  - высота образца, см, в тех же условиях после уменьшения влажности в результате высыхания.

5.2.17 Нижнюю границу зоны усадки  $H_{sh}$  определяют экспериментальным путем, а при отсутствии опытных данных принимают равной 5 м. При высыхании грунта в результате теплового воздействия технологических установок нижнюю границу зоны усадки  $H_{sh}$  определяют опытным путем или соответствующим расчетом.



5.2.18 При расчетных деформациях основания, сложенного набухающими грунтами, больше предельных или недостаточной несущей способности основания предусматриваются следующие мероприятия:

- водозащитные мероприятия;
- предварительное замачивание основания в пределах всей или части толщи набухающих грунтов;
- применение компенсирующих песчаных подушек;
- полная или частичная замена слоя набухающего грунта ненабухающим;
- полная или частичная прорезка фундаментами слоя набухающего грунта.

5.2.19 Глубину предварительного замачивания, толщину частично заменяемого слоя набухающего грунта или частичной его прорезки назначают в зависимости от требуемого снижения деформаций от набухания.

5.2.20 При возведении фундаментов на предварительно замоченном основании из набухающих грунтов предусматривают устройство подушек из песка, щебня или гравия либо упрочнение верхнего слоя грунта связующими материалами.

5.2.21 Компенсирующие песчаные подушки устраивают на кровле или в пределах слоя набухающих грунтов при давлении, передаваемом на основание, не менее 0,1 МПа.

Для устройства подушек применяют пески любой крупности, за исключением пылеватых, уплотняемые до плотности в сухом состоянии не менее 1,6 т/м<sup>3</sup>.

Компенсирующие песчаные подушки устраивают только под ленточные фундаменты, когда их ширина не превышает 1,2 м.

5.2.22 Уменьшение подъема фундамента на естественном основании из набухающих грунтов обеспечиваются путем анкеровки фундамента с помощью свай, частично или полностью прорезывающих набухающий слой. При этом нагрузка, передаваемая сооружением, воспринимается совместно фундаментом и сваями, а предельные деформации (осадки, подъемы) этой конструкции не превышать предельных значений.

5.2.23 К числу конструктивных мероприятий относят увеличение жесткости и прочности сооружения путем разбивки его на отдельные отсеки осадочными швами. Отсек имеет правильную геометрическую форму в плане и одинаковую высоту. Увеличение жесткости и прочности достигается также введением железобетонных непрерывных поясов толщиной не менее 15 см, устраиваемых по высоте в нескольких уровнях. Пояса армировать каркасами, располагаемыми на уровне перекрытий или верха проема и полностью перекрывающими наружные стены. Пояса предусматривают при частичной прорезке набухающих грунтов; частичной замене набухающего грунта ненабухающим; устройстве компенсирующих подушек; предварительном замачивании набухающих грунтов.

5.2.24 Замену набухающего грунта производят местным ненабухающим грунтом, уплотняемым до заданной плотности. Проектирование оснований сооружений в этом случае выполняется как на обычных ненабухающих грунтах.

5.2.25 Допускается использовать набухающие грунты для обратной засыпки пазух и траншей при условии, что горизонтальное давление, вызванное их увлажнением, окажется допустимым для данного сооружения, а возможный подъем грунта засыпки не приведет к ухудшению условий эксплуатации. Уплотнение грунтов производят в соответствии с требованиями, принятыми для устройства грунтовых подушек и обратных засыпок из обычных грунтов.

### **5.3 Засоленные грунты**

5.3.1 Основания, сложенные засоленными грунтами, проектируются с учетом их особенностей, обуславливающих:

- образование при длительной фильтрации воды и выщелачивании солей суффозионной осадки;
- изменение в процессе выщелачивания солей физико-механических свойств грунта, сопровождающееся, как правило, снижением его прочностных характеристик;
- повышенную агрессивность подземных вод к материалам подземных конструкций за счет растворения солей, содержащихся в грунте.

Также иметь в виду, что в засоленных грунтах при их замачивании проявляются просадка или набухание.

**ПРИМЕЧАНИЕ.** Отнесение грунтов к засоленным и их подразделение в зависимости от суммарного содержания легко- и среднерастворимых солей по степени засоленности производить по [8].

5.3.2 Засоленные грунты характеризуют относительным суффозионным сжатием  $\varepsilon_{sf}$  и начальным давлением суффозионного сжатия  $p_{sf}$ .

Значения  $\varepsilon_{sf}$  и  $p_{sf}$  определяют, как правило, лабораторными методами (компрессионно-фильтрационные испытания), а для детального изучения отдельных участков строительной площадки - полевыми испытаниями статической нагрузкой с длительным замачиванием основания. При наличии результатов полевых испытаний и опыта строительства в аналогичных инженерно-геологических условиях указанные характеристики допускается определять только лабораторными методами.

5.3.3 Для предварительных расчетов суффозионной осадки допускается определять значение относительно суффозионного сжатия глинистых загипсованных грунтов по формуле, если они представлены:

- суглинками с  $w = 0,02 - 0,04$ ;  $I_L = 0,08 - 0,12$ ;  $\rho_d = 1,2 - 1,6 \text{ г/см}^3$ ;  $e = 0,75 - 1,1$ ;
- супесями с  $w = 0,01 - 0,03$ ;  $I_L = 0,03 - 0,07$ ;  $\rho_d = 1,4 - 1,45 \text{ г/см}^3$ ;  $e = 0,9 - 1,0$ .

$$\varepsilon_{sf} = k_1 \cdot d_0 \cdot \rho_d \beta^n / \rho_g, \quad (54)$$

где  $k_1$  - коэффициент, зависящий от вида грунта, содержания гипса и давления;

$d_0$  - начальное содержание гипса в грунте, доли единицы;

$\rho_d$  - начальная плотность сухого грунта,  $\text{г/см}^3$ ;

$\rho_g$  - плотность частиц гипса,  $\text{г/см}^3$ ;

$\beta$  - степень выщелачивания, доли единицы;

$n$  - коэффициент, принимаемый для суглинков равным 1, для супесей - 1/3.

5.3.4 Расчетные значения характеристик засоленных грунтов  $\varepsilon_{sf}$  и  $p_{sf}$  вычисляют как средние значения результатов их определений [2].

5.3.5 При расчете оснований, сложенных засоленными грунтами учитывают их просадочные или набухающие свойства.

5.3.6 Расчетное сопротивление  $R$  основания, сложенного засоленными грунтами, при возможности длительного замачивания грунтов и выщелачивания солей определяют с использованием расчетных значений прочностных характеристик, полученных для грунтов в водонасыщенном состоянии после выщелачивания солей.

5.3.7 Деформации основания определяют суммированием осадки основания при природной влажности от внешней нагрузки и суффозионной осадки, а также просадки, набухания или усадки, если засоленные грунты являются просадочными или набухающими.

5.3.8 Максимальные и средние суффозионные осадки, разность осадок и крены отдельных фундаментов и сооружения в целом рассчитывают с учетом неравномерности замачивания основания, схемы фильтрационного потока в пределах отдельного

фундамента или контура сооружения, неоднородности распределения солей в грунте по площади и по глубине основания.

5.3.9 Расчет суффозионной осадки основания, сложенного глинистыми грунтами с легкорастворимыми солями и загипсованными песками, выполняют в пределах зоны, условно ограниченной глубиной сжимаемой толщи. При этом принимают, что в пределах сжимаемой толщи грунты подвергаются полному рассолению, т.е. степень выщелачивания  $\beta$ , определяемая по [6], равна единице.

5.3.10 При расчете суффозионных осадок оснований, сложенных загипсованными глинистыми грунтами, принимают, что:

- длина зоны, в пределах которой возможно выщелачивание гипса (выщелачиваемая зона  $H_l$ ), ограничена условием предельного насыщения гипсом фильтрующей жидкости;
- в процессе фильтрации происходит развитие выщелачиваемой зоны, т.е. увеличивается ее длина и уменьшается содержание гипса в грунте в направлении движения фильтрационного потока;
- суффозионные осадки основания происходят только в пределах выщелачиваемой зоны.

5.3.11 При расчете суффозионных осадок основания, сложенного загипсованными глинистыми грунтами, различают две схемы фильтрационного потока в основании фундамента. Глубину  $H_c$  принимают за границу сжимаемой толщи.

5.3.12 При расчете суффозионных деформаций основания, сложенного загипсованными глинистыми грунтами, при фильтрации при вертикальной зона суффозионной осадки в основании фундамента ограничивается глубиной, где суммарные вертикальные напряжения от нагрузки фундамента и собственного веса грунта равны начальному давлению суффозионного сжатия.

5.3.13 Суффозионную осадку основания, см, сложенного засоленными грунтами, при вертикальной фильтрации определяют по формуле

$$s_{sf} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sf,i} \cdot h_i, \quad (55)$$

где  $\varepsilon_{sf,i}$  - относительное суффозионное сжатие грунта  $i$ -го слоя при давлении  $p$ , равном суммарному вертикальному напряжению на рассматриваемой глубине от внешней нагрузки  $\sigma_{zp}$  и собственного веса грунта  $\sigma_{zg}$ ;

$h_i$  - толщина  $i$ -го слоя засоленного грунта, см;

$n$  - число слоев, на которое разбита зона суффозионной осадки засоленных грунтов.

5.3.14 Относительное суффозионное сжатие  $\varepsilon_{sf}$  при компрессионно-фильтрационных испытаниях [6] определяют по формуле

$$\varepsilon_{sf} = \frac{h_{sat,p} - h_{sf,p}}{h_{ng}}, \quad (56)$$

где  $h_{sat,p}$  - высота образца грунта после замачивания (полного водонасыщения) при давлении  $p = \sigma_{zp} + \sigma_{zg}$ ;

$h_{sf,p}$  - высота того же образца после длительной фильтрации воды и выщелачивания солей при давлении  $p$ ;

$h_{ng}$  - высота того же образца природной влажности при давлении  $p = \sigma_{zg}$ .

Начальное давление суффозионного сжатия  $p_{sf}$  соответствует давлению, при котором  $\varepsilon_{sf} = 0,01$ .

Значения  $\varepsilon_{sf}$  и  $p_{sf}$  определяются также при полевых испытаниях грунтов штампом с длительным замачиванием грунтов [4].

5.3.15 Деформации оснований при фильтрации рассчитывают с учетом развития во времени выщелачиваемой зоны в горизонтальном направлении и неоднородности деформационных свойств грунтов основания в пределах площади фундамента или контура сооружения. Как и при фильтрации устанавливают состояние выщелачиваемой зоны в основании фундамента на расчетный момент времени (ее длину и распределение в ней гипса). Для установленного состояния выщелачиваемой зоны определяют осадку сторон фундамента и его крен.

Начальное содержание гипса в грунте принимают постоянным ( $d_0 = \text{const}$ ) как по глубине загипсованной толщи.

5.3.16 Для расчета осадок сторон фундамента при фильтрации рекомендуется применять метод расчета конструкций на основании, характеризующемся переменным коэффициентом постели. Расчетная схема предусматривает наличие двух участков в основании фундамента, где участок 1 равен длине выщелачиваемой зоны. Коэффициент постели на этом участке изменяется от  $C_{min}$  под одной стороной фундамента, ближайшей к источнику замачивания, до  $C_{max}$  на границе выщелачиваемой зоны.

5.3.17 При расчетных деформациях основания, сложенного засоленными грунтами, больше предельных или недостаточной несущей способности основания предусматриваются следующие мероприятия:

- водозащитные;
- конструктивные;
- частичная или полная срезка засоленных грунтов с устройством подушки из глинистых грунтов;
- прорезка толщи засоленных грунтов фундаментами, в том числе свайными;
- закрепление, уплотнение или нейтрализация (насыщение грунтов растворами, исключаящими растворение солей) грунтов;
- предварительное рассоление грунтов;
- комплекс мероприятий, включающий водозащитные и конструктивные мероприятия, а также устройство грунтовой подушки.

При устройстве подушки из глинистых грунтов в основании сооружений предельное содержание солей и степень уплотнения грунта устанавливаются по данным специальных исследований и зависят от передаваемых на основание нагрузок, свойств грунта, уровня ответственности и конструктивных особенностей сооружения, возможных условий замачивания основания.

При проектировании фундаментов в засоленных грунтах применяют антикоррозионные мероприятия для защиты тела фундамента от агрессивного воздействия вод и грунтов.

Для сильно- и избыточно засоленных грунтов [8] рекомендуется применять:

- прекращение или замедление движения фильтрационного потока (устройство водонепроницаемых завес: глинистых, силикатных, битумных, цементных);
- снижение растворяющей способности подземных вод (искусственное водонасыщение фильтрационного потока солями).

## 6. ЭНЕРГОЭФФЕКТИВНОСТЬ И РАЦИОНАЛЬНОЕ ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ПРИРОДНЫХ РЕСУРСОВ

## **6.1 Сокращение энергопотребления**

6.1.1 В целях снижения эксплуатационных энергозатрат целесообразно принимать объемно-планировочные решения здания с минимальным значением показателя компактности, равного отношению площади поверхности наружной оболочки здания к заключенному в ней объему.

6.1.2 Рекомендуемые технические средства повышения энергоэффективности зданий:

- а) использование альтернативных источников энергии;
- б) применение тепловых насосов;
- в) снижение температуры отопительных систем;
- г) улучшенная теплоизоляция фасадов и кровель;
- д) централизованное управление вентиляционными системами и перекачивающими насосами;
- и) использование избыточного технологического тепла.

6.1.3 В целях повышения энергоэффективности зданий предусматривают:

- а) оптимальную ориентацию зданий по сторонам света, функциональное зонирование помещений, в том числе по температурно-влажностным параметрам микроклимата;
- б) удельное уменьшение объемов и площадей зданий на основе новых унифицированных решений;
- в) формирование зданий из модулей с учетом последующего блокирования, позволяющего сократить площади ограждающих конструкций;
- г) оптимизация соотношений площадей светопрозрачных и глухих ограждений с учетом ориентации таких ограждений по сторонам света;
- д) разработка новых многослойных ограждающих конструкций (вентилируемых, гелиоактивных, регулируемых и др.) и полимерных светопрозрачных ограждений;
- е) разработка несущих конструкций на основе современной энергосберегающей машинной технологии.

6.1.4 Избыточные тепловыделения используются для обогрева холодных зон, участков (прямое использование, установка утилизаторов, устройство оазисов с помощью теплонасосов).

6.1.5 В производственных зданиях с теплонедостатками в холодный период года сокращение расходов тепла может осуществляться точно с помощью инфракрасного газового отопления, локального отопления при помощи завес и т. д.

Система инфракрасного излучения способствуют равномерному распределению температуры по высоте помещения, к тому же при инфракрасном излучении возможно поддерживать температуру воздуха на 4°C - 5°C ниже нормативной. Возможно осуществление сокращения воздухообмена с помощью местных отсосов и рециркуляции, а также компенсационных укрытий.

6.1.6 Для производств с высокими требованиями к воздухообмену (от 1,5-крат. и выше) допускается использование рекуператоров воздуха.

6.1.7 С учетом Закона Республики Казахстан «О техническом регулировании» размещение административно-бытовых помещений внутри структуры производственных зданий позволяет оптимизировать затраты на обогрев помещений, системы вентиляции и кондиционирования.

## **6.2 Рациональное использование природных ресурсов**

6.2.1 В проектах планировки и застройки городов и их пригородных зон предусматривают рациональное использование ценных природных ландшафтов и их охрану, выделение ландшафтно-рекреационных территорий, ограничение рекреационных нагрузок на ландшафт в соответствии с его устойчивостью, соблюдение режимных

требований особо охраняемых территорий - государственных заповедников и заказников, природных национальных парков, ботанических садов и дендрологических парков, а также памятников природы - лесных, водных и геологических.

6.2.2 По экономическим соображениям, требованиям экологии, а также ограниченным запасам воды в природных источниках на промышленных предприятиях рекомендуется сооружать оборотные системы технического водоснабжения. В оборотных системах технического водоснабжения вода используется многократно.

6.2.3 В зависимости от изменения качества воды в процессе ее использования оборотное водоснабжение подразделяется на:

- «чистые циклы» для воды, которая при использовании только нагревается;
- «грязные циклы» для воды, которая только загрязняется;
- «смешанные циклы» для воды, которая при использовании одновременно и нагревается, и загрязняется.

6.2.4 Вокруг городских и сельских поселений, расположенных в безлесных и малолесных районах, предусматривают создание ветрозащитных и берегоукрепительных лесных полос, озеленение склонов холмов, оврагов и балок.

6.2.5 При выполнении работ по строительству рассматривают следующие направления рационального расходования природных ресурсов:

- сокращение земельных площадей, отводимых в соответствии с действующими нормативами для постоянного, временного и разового использования, максимальное сбережение сельскохозяйственных угодий, особенно пашни, пойм и лесных водоохранных полос вдоль рек; других земель, непосредственно прилегающих к рыбохозяйственным водоемам;
- уменьшение объема использования в сооружениях природных ресурсов (грунт, минеральные материалы, лес, почва и т.п.);
- сохранение плодородного слоя почвы на землях, отводимых для временного и разового использования, рекультивации нарушенных земель, восстановление нарушенных условий обитания и воспроизводства всех животных и рыб;
- предотвращение возможности возникновения отрицательных гео- и гидродинамических явлений, изменяющих природные условия (эрозия, осушение, заболачивание, оползни, осыпи и т.п.), а также изменений гидрологического и биологического режимов естественных водоемов вследствие выполнения работ.

### **6.3 Экологические требования, учитываемые при проектировании и строительстве**

6.3.1 При проектировании и устройстве оснований, фундаментов и подземных сооружений выполняются требования, имеющие целью предотвращение, минимизацию или ликвидацию вредных и нежелательных экологических и связанных с ними социальных, экономических и других последствий.

6.3.2 Экологические требования, учитываемые при проектировании и строительстве, основываются на результатах инженерно-экологических изысканий. В процессе этих изысканий выполняют оценку современного состояния окружающей среды в районе строительства и дают прогноз воздействия объекта строительства на окружающую среду (ОВОС).

6.3.3 С учетом результатов инженерно-экологических изысканий при проектировании и устройстве оснований, фундаментов и подземных сооружений выбирают проектные решения и разрабатывать мероприятия, которые защитили бы объекты строительства и людей от имеющихся неблагоприятных воздействий и не ухудшили экологическую обстановку.

При выборе вариантов проекта учитывают приоритетность решения экологических проблем.

6.3.4 На территории (участке) предполагаемого строительства учитывают возможность проявления следующих загрязняющих окружающую среду факторов, выявленных при выполнении ОВОС:

- загрязнение почв и грунтов органическими, радиоактивными и токсико-химическими веществами;
- загрязнение поверхностных и подземных вод органическими и неорганическими веществами и тяжелыми металлами;
- наличие потока радона с поверхности земли;
- выделение на участках бывших свалок строительного мусора и бытовых отходов различных газов (метана, водорода, углеводородов и других токсичных газов).

6.3.5 При превышении нормативных уровней загрязнения окружающей среды предусматривают соответствующие мероприятия по ликвидации или уменьшению возможных негативных последствий:

- очистку загрязненных грунтов химическим, термическим или биологическим методом или удаление с площадки грунта на согласованные места захоронения;
- устройство противорадоновой защиты зданий (пассивная или принудительная вентиляция);
- создание различного типа барьеров (экранов) для задержания газов, устройство вентилируемых подполий;
- строительство защитных сооружений (дамб, берм, водозащитных стен, противofiltrационных завес и др.) при возможном поступлении к объекту строительства загрязненных поверхностных и подземных вод.

6.3.6 Негативное воздействие строительства и эксплуатации сооружений на окружающую среду выражаются в следующем:

- химическое загрязнение почв, грунтов и подземных вод при нормальном режиме эксплуатации и при авариях, а также в результате технической мелиорации грунтов основания (химическое закрепление, цементация, замораживание и т.п.);
- изменение режима и уровня подземных вод, выражающееся в изменении условий питания и разгрузки подземных вод, повышении или понижении их уровня. Повышение уровня подземных вод в результате эффекта барража и увеличения техногенного питания может быть причиной подтопления территории, в том числе подвалов сооружений. Снижение уровня подземных вод при строительных откачках и за счет дренажа может явиться причиной суффозии и уплотнения грунта, ведущих к осадке территории и опасным деформациям существующей застройки;
- развитие или активизация опасных геологических и инженерно-геологических процессов, таких как карст, суффозия, оползни и др., которые вызывают провалы территории и деформации сооружений;
- забивка свай или шпунта, уплотнение грунтов основания трамбовками и другие вибрационные, динамические и шумовые воздействия могут привести к деформациям близкорасположенных сооружений, спровоцировать суффозию, оползни и возникновение шума, уровень которого превышает санитарные нормы;
- образование различных физических полей (тепловых, электромагнитных, электрических и др.).

6.3.7 Для разработки защитных мероприятий от негативного воздействия строительства на окружающую среду в необходимых случаях выполняют прогнозные расчеты:



- расчет эффекта барража при устройстве протяженных подземных сооружений, противофильтрационных завес, ограждающих конструкций котлованов, разделительных стенок и т.п.;
- оценку оседания земной поверхности в связи с понижением уровня подземных вод;
- прогноз развития неблагоприятных инженерно-геологических и геологических процессов (карста, суффозии, оползней и др.);
- оценку влияния химического закрепления грунтов основания на свойства грунтов и подземных вод;
- оценку влияния динамических и вибрационных воздействий при строительстве на конструкции близрасположенных сооружений и их оснований и другие расчеты.

В сложных случаях с целью количественной оценки прогноза выполняют математическое моделирование.

6.3.8 На основе анализа изменений компонентов окружающей среды обосновывают и разрабатывают мероприятия по защите природного комплекса территории и населения от негативных процессов (мероприятия по защите грунтов и подземных вод от загрязнений, водозащитные, противокарстовые, противооползневые и другие мероприятия).

Эти мероприятия обеспечивают смягчение или ликвидацию неблагоприятных воздействий на окружающую среду и уменьшение вероятности возникновения аварий.

В необходимых случаях организуют экологический мониторинг воздействия строительства на окружающую среду.

*СП РК дополнен разделами 7-16 в соответствии с [приказом](#) Председателя Комитета по делам строительства и жилищно-коммунального хозяйства Министерства индустрии и инфраструктурного развития РК от 06.11.19 г. № 178-НК*

## **7. ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ СООРУЖЕНИЙ, ВОЗВОДИМЫХ НА ВОДОНАСЫЩЕННЫХ БИОГЕННЫХ ГРУНТАХ И ИЛАХ**

7.1. Основания, сложенные водонасыщенными биогенными грунтами (заторфованными, торфами и сапропелями) и илами или включающие эти грунты, должны проектироваться с учетом их большой сжимаемости, медленного развития осадков во времени и возможности в связи с этим возникновения нестабилизированного состояния, существенной изменчивости и анизотропии прочностных, деформационных и фильтрационных характеристик и изменения их в процессе консолидации основания, а также значительной тиксотропии илов.

Следует учитывать также, что подземные воды в биогенных грунтах и илах, как правило, сильно агрессивны к материалам подземных конструкций.

7.2. Деформационные, прочностные и фильтрационные характеристики биогенных грунтов и илов должны определяться при давлении или в диапазоне давлений, соответствующих напряженному состоянию основания проектируемого сооружения.

Характеристики биогенных грунтов и илов должны устанавливаться при испытаниях образцов грунта в вертикальном и горизонтальном направлениях.

7.3. Расчет оснований, сложенных биогенными грунтами и илами, должен производиться в соответствии с требованиями [разд.2](#) с учетом скорости передачи нагрузки на основание, изменения эффективных напряжений в грунте в процессе консолидации основания, анизотропии свойств грунтов. При этом допускается использовать методы теории линейной консолидации грунтов.

**Примечание.** Анизотропию свойств биогенных грунтов и илов допускается не учитывать, если значения характеристик для вертикального и горизонтального направлений отличаются не более чем на 40%.

7.4. Опирающие фундаменты непосредственно на поверхность сильнозатвердевших грунтов, торфов, слабоминеральных сапропелей и илов не допускается.

Если непосредственно под подошвой фундамента залегает слой грунта с модулем деформации  $E_5$  МПа ( $50 \text{ кгс/см}^2$ ) толщиной более ширины фундамента, осадка основания должна определяться с учетом полного давления под подошвой фундамента.

7.5. При расчетных деформациях основания, сложенного биогенными грунтами и илами, больше предельных или недостаточной несущей способности основания должны предусматриваться следующие мероприятия в соответствии с указаниями пп. 2.67-2.71:

полная или частичная прорезка слоев биогенных грунтов и илов глубокими фундаментами;

полная или частичная замена биогенного грунта или ила песком, гравием, щебнем и т.д.;

уплотнение грунтов временной или постоянной пригрузкой основания сооружения или всей площадки строительства насыпным (намытым) грунтом или другим материалом (с устройством фильтрующего слоя или дрена при необходимости ускорения процесса консолидации основания);

закрепление илов буромесительным способом.

7.6. Проектирование пригрузки должно производиться с учетом требований [п.5.3](#). При этом должны быть установлены толщина, размеры в плане пригрузочного слоя и время, необходимые для достижения заданной степени консолидации основания, а также конечная осадка основания под пригрузкой.

## **8. ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ СООРУЖЕНИЙ, ВОЗВОДИМЫХ НА ЭЛЮВИАЛЬНЫХ ГРУНТАХ**

8.1. Основания, сложенные элювиальными грунтами - продуктами выветривания скальных пород, оставшимися на месте своего образования и сохранившими в той или иной степени структуру и текстуру исходных пород, должны проектироваться с учетом:

их значительной неоднородности по глубине и в плане из-за наличия грунтов с большим различием их прочностных и деформационных характеристик - скальных разной степени выветрелости и различных типов нескальных грунтов;

склонности к снижению прочности элювиальных грунтов (особенно крупнообломочных и сильновыветрелых скальных) во время их преобразования в открытых котлованах;

возможности перехода в плавунное состояние элювиальных супесей и пылеватых песков в случае их водонасыщения в период устройства котлованов и фундаментов;

возможным наличием просадочных свойств у элювиальных пылеватых песков с коэффициентом пористости  $e > 0,6$  и степенью влажности  $S_r > 0,7$ .

8.2. Возможность и степень снижения прочности элювиальных грунтов основания во время пребывания их открытыми в котловане должны устанавливаться опытным путем в полевых условиях. Допускается проводить определения в лабораторных условиях на специально отобранных образцах (монолитах) грунта.

Для предварительной оценки возможного снижения прочности элювиальных грунтов допускаются косвенные методы, учитывающие изменение в течение заданного периода времени: плотности скальных грунтов; удельного сопротивления пенетрации пылевато-

глинистых грунтов; содержания частиц размером менее 0,1 мм в песчаных и менее 2 мм в крупнообломочных грунтах.

8.3. Расчет оснований, сложенных элювиальными грунтами, должен производиться в соответствии с требованиями [разд.2](#). Если элювиальные грунты являются просадочными, следует учитывать требования разд.3.

8.4. При расчетных деформациях основания, сложенного элювиальными грунтами, больше предельных или недостаточной несущей способности основания должны предусматриваться следующие мероприятия в соответствии с указаниями пп. 2.67-2.71:

устройство уплотненных грунтовых распределительных подушек из песка, гравия, щебня или крупнообломочных грунтов с обломками исходных горных пород, в частности при неровной поверхности скальных грунтов;

удаление из верхней зоны основания включений скальных грунтов, полную или частичную замену рыхлого заполнения «карманов» и «гнезд» выветривания в скальных грунтах щебнем, гравием или песком с уплотнением.

8.5. В проекте оснований и фундаментов должна предусматриваться защита элювиальных грунтов от разрушения атмосферными воздействиями и водой в период устройства котлованов. Для этой цели следует применять водозащитные мероприятия, не допускать перерывы в устройстве оснований и последующем возведении фундаментов; предусматривать недобор грунта в котловане; применять взрывной способ разработки скальных грунтов лишь при условии мелкошпуровой отпалки.

## **9. ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ СООРУЖЕНИЙ, ВОЗВОДИМЫХ НА НАСЫПНЫХ ГРУНТАХ**

9.1. Основания, сложенные насыпными грунтами, должны проектироваться с учетом их значительной неоднородности по составу, неравномерной сжимаемости, возможности самоуплотнения, особенно при вибрационных воздействиях, изменении гидрогеологических условий, замачивании, а также за счет разложения органических включений.

**Примечание.** В насыпных грунтах, состоящих из шлаков и глин, необходимо учитывать возможность их набухания при замачивании водой или химическими отходами производств.

9.2. Неравномерность сжимаемости насыпных грунтов должна определяться по результатам 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.

9.3. Основания, сложенные насыпными грунтами, должны рассчитываться в соответствии с требованиями [разд. 2](#). Если насыпные грунты являются просадочными, набухающими или имеют относительное содержание органического вещества  $I_{от} > 0,1$ , следует учитывать соответственно требования [разд. 3-5](#).

Полная деформация основания должна определяться суммированием осадков основания от внешней нагрузки и дополнительных осадков от самоуплотнения насыпных грунтов и разложения органических включений, а также осадок (просадок) подстилающих грунтов от веса насыпи и нагрузок от фундамента.

9.4. Расчетное сопротивление основания, сложенного насыпными грунтами, определяется в соответствии с требованиями пп. 2.41-2.48.

Предварительные размеры фундаментов сооружений, возводимых на слежавшихся насыпных грунтах, допускается назначать исходя из значений расчетных сопротивлений грунтов основания  $R_0$  по рекомендуемому [приложению 3](#).

Значениями  $R_0$  допускается пользоваться также и для назначения окончательных размеров фундаментов зданий и сооружений III класса.

9.5. При расчетных деформациях основания, сложенного насыпными грунтами, больше предельных или недостаточной несущей способности основания должны предусматриваться следующие мероприятия в соответствии с требованиями пп. 2.67-2.71:

поверхностное уплотнение оснований тяжелыми трамбовками, вибрационными машинами, катками;

глубинное уплотнение грунтовыми сваями, гидровиброуплотнение;

устройство грунтовых подушек (песчаных, щебеночных, гравийных и т.п.);

прорезка насыпных грунтов глубокими фундаментами;

конструктивные мероприятия.

## 10. ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ СООРУЖЕНИЙ, ВОЗВОДИМЫХ НА ПОДРАБАТЫВАЕМЫХ ТЕРРИТОРИЯХ

10.1. Основания сооружений, возводимых на подрабатываемых территориях, должны проектироваться с учетом неравномерного оседания земной поверхности, сопровождаемого горизонтальными деформациями сдвигающегося грунта 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 СНиП по проектированию зданий и сооружений на подрабатываемых территориях. Эти параметры, являющиеся основой для расчета оснований, фундаментов и надфундаментных конструкций сооружений, должны учитываться при назначении расчетных значений характеристик грунта.

10.2. Расчетные значения прочностных и деформационных характеристик грунта для определения усилий, действующих на фундаменты в результате деформаций земной поверхности, следует принимать равными нормативным, полагая в формуле (1) коэффициент надежности по грунту  $g_g = 1$ .

Значение модуля деформации грунта в горизонтальном направлении  $E_h$  допускается принимать равным 0,5 для пылевато-глинистых грунтов и 0,65 - для песчаных грунтов от значения модуля деформации грунта в вертикальном направлении  $E$ .

Таблица 10.1 - Коэффициент  $g_{c2}$  для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения или отсека к его высоте  $L/H$

Грунты	Коэффициент $g_{c2}$ для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения или отсека к его высоте $L/H$			
	$L/H \geq 4$	$4 > L/H > 2,5$	$2,5 \geq L/H > 1,5$	$L/H \geq 1,5$
Крупнообломочные с песчаным заполнителем и	1,4	1,7	2,1	2,5

песчаные, кроме мелких и пылеватых				
Пески мелкие	1,3	1,6	1,9	2,2
Пески пылеватые	1,1	1,3	1,7	2,0
Крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем и пылевато-глинистые с показателем текучести $I_L \leq 0.5$	1,0	1,0	1,1	1,2
Крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем и пылевато-глинистые с показателем текучести $I_L > 0.5$	1,0	1,0	1,0	1,0

10.3. Расчетные сопротивления грунтов основания  $R$  должны определяться в соответствии с требованиями пп. 2.41. - 2.48. При этом коэффициент условий работы  $g_{c2}$  в формуле (7) для сооружений жесткой конструктивной схемы, имеющих поэтажные и фундаментный пояса с замкнутым контуром, следует принимать по табл. 8; в остальных случаях -  $g_{c2} = 1$ .

10.4. Краевое давление на грунт под подошвой фундаментов, в том числе плитных, должно определяться с учетом дополнительных моментов, вызываемых деформацией земной поверхности при подработке.

Краевое давление не должно превышать  $1,4R$  и в угловой точке -  $1,5R$ , а равнодействующая нагрузок не должна выходить за пределы ядра сечения подошвы фундамента.

10.5. Расчет деформаций оснований допускается не производить в случаях, указанных в табл. 6, а также, если конструкции сооружений проектируются с учетом неравномерного оседания земной поверхности.

На площадках, сложенных просадочными грунтами, конструкции сооружений должны проектироваться с учетом возможного совместного воздействия на них деформаций от подработок и просадок грунтов.

10.6. Для сооружений, возводимых на подрабатываемых территориях, должны применяться фундаменты следующих конструктивных схем:

жесткой (плитные, ленточные с железобетонными поясами, столбчатые со связями-распорками между ними и т.п.);

податливой (фундаменты с горизонтальными швами скольжения между отдельными элементами, фундаменты с вертикальными элементами, имеющими возможность наклоняться при горизонтальных перемещениях грунта);

комбинированной (жесткие фундаменты, имеющие шов скольжения ниже уровня планировки или пола подвала).

Конструктивная схема фундамента должна приниматься в зависимости от расчетных деформаций земной поверхности, жесткости надфундаментных конструкций, деформативности грунтов оснований и пр.

**Примечание.** Для зданий повышенной этажности и башенного типа применение наклоняющихся фундаментов не допускается.

10.7. На площадках, сложенных грунтами с модулем деформации  $E < 10$  МПа (100 кгс/см<sup>2</sup>), а также при возможности резкого ухудшения строительных свойств грунтов основания вследствие изменения гидрогеологических условий площадки при подработке рекомендуется принимать свайные или плитные фундаменты.

Если в верхней зоне основания залегают слои ограниченной толщины насыпных, биогенных и просадочных грунтов, следует предусматривать прорезку этих слоев фундаментами.

10.8. К основным мероприятиям, снижающим неблагоприятное воздействие деформаций земной поверхности на фундаменты и конструкции сооружений, относятся:

- а) уменьшение поверхности фундаментов, имеющей контакт с грунтом;
- б) заложение фундаментного пояса на одном уровне в пределах отсека сооружения;
- в) устройство грунтовых подушек на основаниях, сложенных практически несжимаемыми грунтами;
- г) размещение подвалов и технических подполий под всей площадью отсека сооружения;
- д) засыпка грунтом пазух котлованов и выполнение грунтовых подушек из материалов, обладающих малым сцеплением и трением на контакте с поверхностью фундаментов;
- е) отрывка перед подработкой временных компенсационных траншей по периметру сооружения.

*Свод правил дополнен разделом 11 в соответствии с [приказом](#) и.о. Председателя Комитета по делам строительства и жилищно-коммунального хозяйства Министерства национальной экономики РК от 18.03.21 г. № 30-НҚ*

## **11. ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ СООРУЖЕНИЙ, ВОЗВОДИМЫХ В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ**

11.1 Основания сооружений в районах сейсмичностью 7 и более баллов, должны проектироваться с учета сейсмических воздействий в соответствии с требованиями СП РК по проектированию в сейсмических зонах.

В районах с сейсмичностью менее 7 баллов основания следует проектировать без учета сейсмических воздействий.

11.2 Проектирование оснований с учета сейсмических воздействий должно выполняться на основе расчета по несущей способности на особое сочетание нагрузок, определяемых в соответствии с требованиями СП РК по нагрузкам и воздействиям, а также по требованиям СП РК по проектированию зданий и сооружений в сейсмических зонах.

Предварительные размеры фундаментов допускается определять расчетом основания деформациям на основное сочетание нагрузок (без учета сейсмических воздействий).

### **Примечание**

При проектировании в сейсмических районах в дополнение к материалам инженерно-геологических изысканий необходимо использовать данные сейсмического микрозонирования площадки строительства, если таковые имеются.

11.3. Расчет оснований по несущей способности выполняется на действие вертикальной составляющей внецентренной нагрузки, передаваемой фундаментом, исходя из условия

$$N_a \leq \gamma_{c,eq} N_{u,eq} / \gamma_m \quad (24)$$



где  $N_a$  - вертикальная составляющая расчетной внецентренной нагрузки в особом сочетании;

$N_{u,eq}$  - вертикальная составляющая силы предельного сопротивления основания при сейсмических воздействиях, определяется по нижеприведенной методике;

$\gamma_{с,eq}$  - сейсмический коэффициент условий работы, принимаемый равным 1,0; 0,8; 0,6 соответственно для грунтов I, II и III типов по сейсмическим свойствам, причем для сооружений, возводимых в районах с повторяемостью землетрясений 1, 2 и 3, значение  $\gamma_{с,eq}$  следует умножать на 0,85; 1,0 и 1,15 соответственно (типы грунтов по сейсмическим свойствам и повторяемость землетрясений определяются в соответствии со [СП РК 2.03-30-2017](#) по проектированию и строительству в сейсмических зонах);

$\gamma_n$  - коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый по указаниям [п. 4.10.2.](#)

При расчете несущей способности оснований, испытывающих сейсмические колебания, ординаты эпюры предельного давления  $p_0$  и  $p_b$ , кПа, по краям подошвы фундамента (см. рисунок 11.1) определяют по формулам:

$$p_0 = \xi_q F_1 \gamma'_1 d + \xi_c (F_1 - l) C / \operatorname{tg} \varphi_1; \quad (25)$$

$$p_b = p_0 + \xi_\gamma \gamma_1 b (F_2 - k_{eq} F_3), \quad (26)$$

где  $\xi_q$ ,  $\xi_c$ ,  $\xi_\gamma$  - коэффициенты формы, определяемые по формуле (34), но без уменьшения длины  $l$  и ширины  $b$  подошвы фундамента на значения эксцентриситета нагрузок;

$F_1$ ,  $F_2$  и  $F_3$  - коэффициенты, определяемые по таблице 11.1 в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения  $\varphi_1$ ,

$\gamma'_1$  и  $\gamma_1$  - соответственно расчетные значения удельного веса грунта, кН/м<sup>3</sup>, находящегося выше и ниже подошвы фундамента (с учетом взвешивающего действия подземных вод для грунтов, находящихся выше водоупора);

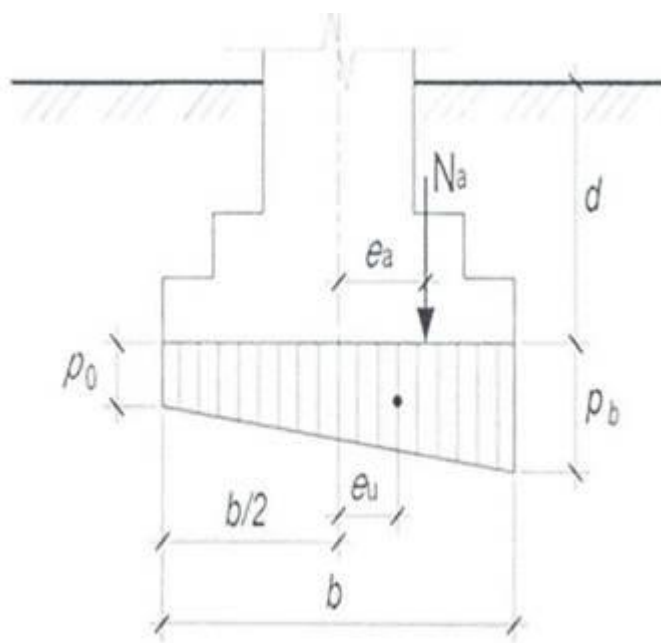
$d$  - глубина заложения фундамента, м (в случае неодинаковой вертикальной пригрузки с разных сторон фундамента принимают значение, соответствующее наименьшей пригрузке, например, со стороны подвала);

$k_{eq}$  - коэффициент, принимаемый равным 0,1; 0,2; 0,4 и 0,8 при сейсмичности площадок строительства 7, 8, 9 и 10 баллов соответственно.

Примечание

В формуле (59) при  $F_2 < k_{eq} F_3$  следует принимать  $p_b$  равное  $p_0$ .





**Рисунок 11.1 Эпюра предельного давления под подошвой фундамента при сейсмическом воздействии**

Таблица 11.1 Коэффициенты для определения ординат предельного давления  $\rho_0$  и  $\rho_b$  в условиях сейсмического воздействия

$\varphi_i$ ;	$\text{tang} \varphi_i$ ;	Коэффициенты		
		$F_1$	$F_2$	$F_3$
12	0,213	2,31	1,11	4,72
14	0,249	3,33	1,39	5,56
16	0,287	4,41	1,94	6,39
18	0,325	5,28	2,50	7,78
20	0,364	6,67	3,06	8,89
22	0,404	8,32	4,17	11,77
24	0,445	10,36	5,56	14,17
26	0,488	12,96	8,89	18,33
28	0,532	16,32	12,22	22,78
30	0,577	19,72	16,67	28,06
32	0,625	24,44	22,78	35,00
34	0,675	31,11	31,11	43,90
36	0,727	40,56	40,56	56,11
38	0,781	51,67	56,67	72,78
40	0,839	67,78	88,33	90,00
42	0,900	85,00	123,90	138,90
44	0,966	112,95	243,30	199,47

Примечание  
Для промежуточных значений  $\varphi_i$  допускается определять значения  $F_1$ ,  $F_2$  и  $F_3$  интерполяцией.

Эксцентриситеты расчетной нагрузки  $e_a$ , м, и эпюры предельного давления  $e_u$ , м, определяют по формулам:

$$e_a = M_a / N_a; \quad (27)$$

$$e_u = b(p_b - p_0) / [6(p_b + p_0)], \quad (28)$$

где  $N_a$  и  $M_a$  - вертикальная составляющая расчетной нагрузки, кН, и момент, кНм, приведенные к подошве фундамента при особом сочетании нагрузок;

$p_0$  и  $p_b$  - то же, что и в формулах (25) и (26).

В зависимости от соотношения между значениями  $e_a$  и  $e_u$  вертикальную составляющую силы предельного сопротивления основания  $N_{u,eq}$ , кН, принимают:

$$\text{при } e_a \leq e_u \quad N_{u,eq} = 0,5 \, b \, l \, (p_b + p_0); \quad (29)$$

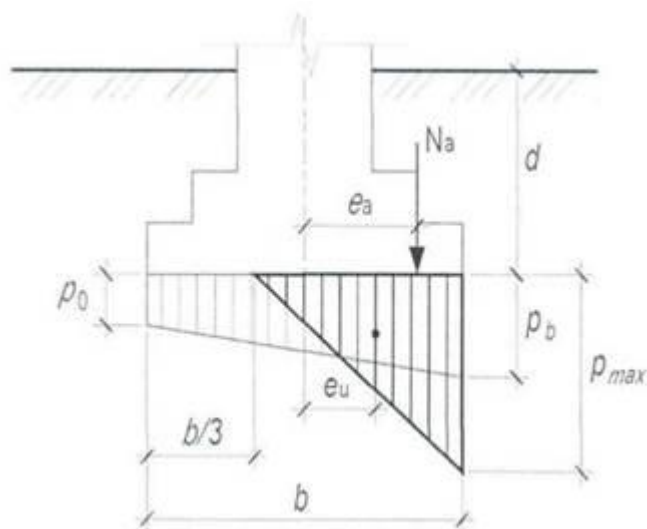
$$\text{при } e_a > e_u \quad N_{u,eq} = b l p_b / (1 + 6e_a/b) \quad (30)$$

Для ленточных фундаментов нагрузка и предельное сопротивление основания определяются для единицы их длины ( $l = 1$  м).

11.4 При действии моментов от нагрузок особого сочетания в двух направлениях расчет сейсмостойкости основания по несущей способности должен выполняться раздельно на действие сил и моментов в каждом направлении независимо друг от друга.

11.5 При расчете оснований и фундаментов на особое сочетание нагрузок с учетом сейсмических воздействий допускается частичный отрыв подошвы ленточного или столбчатого фундамента от грунта (см. рисунок 7.2) при выполнении следующих условий:

- эксцентриситет  $e_a$  расчетной нагрузки не превышает одной трети ширины фундамента  $b$  в плоскости действия опрокидывающего момента;
- силу предельного сопротивления основания определяют для условного фундамента, размер подошвы которого в направлении действия момента равен размеру сжатой зоны  $b_c = 1,5(b - 2e_a)$ ;
- максимальное краевое давление под подошвой фундамента, вычисленное с учетом его неполного контакта с грунтом, не превышает краевой ординаты эпюры предельного сопротивления основания.



**Рисунок 11.2 Эпюра предельного давления под подошвой фундамента с частичным отрывом при сейсмическом воздействии**

Максимальное расчетное давление по подошве фундамента вычисляют по формуле

$$P_{max} = 2 N_a / [3 \cdot l (b/2 - e_a)] \leq p_b, \quad (31)$$

где  $N_a$  и  $e_a$  - то же, что и в формуле (24 и 27), причем  $e_a > b/6$

Значение  $p_b$  вычисляют по формуле (26), но для фундамента, имеющего условную ширину  $b_c$ .

При  $e_a > b/6$  формула (30) приобретает вид

$$N_{u,eq} = 0,5 (b_c \cdot l \cdot p_b) \quad (32)$$

11.6 При наличии в особом сочетании нагрузок горизонтальной составляющей, передаваемой фундаментом на грунт, следует выполнять проверку несущей способности основания на сдвиг.

Горизонтальную составляющую нагрузку  $F_{sa}$  при расчете на сдвиг по подошве фундамента учитывают исходя из условия

$$F_{sa} \leq (Y_{c,eq} / Y_n) [N_a \operatorname{tg} (\varphi_l - \Delta\varphi) + c_l A] \quad (33)$$

где  $Y_{c,eq}$ ,  $Y_n$ ,  $N_a$  то же, что и в формуле (58);

$A$  - площадь подошвы фундамента;

$\varphi_l$  и  $c_l$  - расчетные значения угла внутреннего трения и удельного сцепления грунта под подошвой фундамента;

$\Delta\varphi$  - снижение расчетных значений угла внутреннего трения принимают в зависимости от расчетной сейсмичности строительной площадки:

7 баллов -  $\Delta\varphi = 2^\circ$ , 8 баллов -  $\Delta\varphi = 4^\circ$ , 9 баллов -  $\Delta\varphi = 7^\circ$ , 10 баллов -  $\Delta\varphi = 10^\circ$  для определения сил предельного сопротивления сдвигу, а также величин активного и пассивного давления в водонасыщенных глинистых грунтах».

## 12. ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ ОПОР ВОЗДУШНЫХ ЛИНИЙ ЭЛЕКТРОПЕРЕДАЧИ

12.1. Требования настоящего раздела должны соблюдаться при проектировании оснований опор воздушных линий электропередачи и опор открытых распределительных подстанций напряжением от 1 кВ и выше.

*Примечание.* По характеру нагружения опоры подразделяются на промежуточные, анкерные и угловые. Опоры, применяемые в единичных случаях, а также на больших переходах, называются специальными.

12.2. Расчетные характеристики грунтов должны устанавливаться в соответствии с требованиями пп. 2.12 - 2.14.

При расчете оснований по деформациям значение коэффициента надежности по грунту  $g_g$  допускается принимать равным единице. Для массовых опор нормативные значения характеристик допускается принимать по таблицам рекомендуемого приложения 1, причем значения  $c_n, j_n$  и  $E$ , приведенные для пылевато-глинистых грунтов с показателем текучести  $0,5 < I_L \leq 0,75$ , допускается принимать до диапазона  $0,5 < I_L \leq 1,0$ .

При расчете оснований по несущей способности значение коэффициента надежности по грунту следует принимать по табл. 9.

12.3. Расчет оснований по деформациям и несущей способности должен проводиться для всех режимов работы опор. Динамическое действие порывов ветра на конструкцию опоры учитывается лишь при расчете оснований по несущей способности.

Предельные значения осадок и крена отдельных блоков фундаментов при их загрузении сжимающими нагрузками следует принимать по рекомендуемому приложению 4.

Таблица 12.1 - Коэффициент надежности по грунту  $g_g$  для определения расчетных значений

Коэффициент надежности по грунту $g_g$ Для определения расчетных значений			
Грунты	плотности $\rho_l$	угла внутреннего трения $j_l$	удельного сцепления $c_l$
Песчаные	1,0	1,1	4,0
Супеси при показателе текучести $I_L \leq 0,25$ , суглинки и глины $I_L \leq 0,5$	1,0	1,1	2,4
Супеси при показателе текучести $I_L > 0,25$ , суглинки и глины $I_L > 0,5$	1,0	1,1	3,3

12.4. Расчет оснований, сложенных пучинистыми грунтами, по несущей способности должен выполняться с учетом одновременного действия сил морозного пучения, постоянных и длительных временных нагрузок. Расчет оснований опор на одновременное действие сил морозного пучения и кратковременных нагрузок (ветровых и от обрыва проводов) не требуется.

12.5. Расчет деформаций оснований выдергиваемых фундаментов и анкерных плит по деформациям может не выполняться, если выдергивающая сила центральна по отношению к подошве фундамента (анкерной плите) и соблюдается условие

$$F_n - G_n \cos \beta \leq \gamma_c R'_0 A_0, \quad (12.1)$$

где  $F_n$  - нормативное значение выдергивающей силы, кН (кгс);

$G_n$  - нормативное значение веса фундамента или плиты, кН (кгс);

$\beta$  - угол наклона выдергивающей силы к вертикали, град;

$\gamma_c$  - коэффициент условий работы, определяемый в соответствии с указаниями п. 11.6;

$R'_0$  - расчетное сопротивление грунта обратной засыпки, кПа (кгс/см<sup>2</sup>), принимаемое по табл. 6 рекомендуемого приложения 3;

$A_0$  - площадь проекции верхней поверхности фундамента на плоскость, перпендикулярную линии действия выдергивающей силы, м<sup>2</sup> (см<sup>2</sup>).

12.6. Коэффициент условий работы  $g_c$  в формуле (12.1) принимается равным:

$$g_c = g_1 g_2 g_3 g_4$$

где  $g_1 = 1,2; 1,0$  и  $0,8$  - для опор с базой  $B$  (расстояние между осями отдельных фундаментов), равной  $5; 2,5$  и  $1,5$  м; при промежуточных значениях  $B$  значение  $g_1$  определяется по интерполяции;

$g_2 = 1,0$  для нормального и  $g_2 = 1,2$  - для аварийного и монтажного режимов работы;

$g_3 = 1,0; 0,8$  и  $0,7$  - соответственно для опор: промежуточных прямых; промежуточных угловых, анкерных и анкерно-угловых, концевых и порталов распределительных устройств; специальных;

$g_4 = 1,0$  и  $1,15$  -соответственно для: грибовидных фундаментов и анкерных плит опор с оттяжками, стойки которых защемлены в грунте; анкерных плит опор, стойки которых шарнирно оперты на фундаменты.

12.7. Расчетное сопротивление грунта основания  $R$  под подошвой сжато-опрокидываемых фундаментов определяется по формуле (7) при коэффициенте  $g_{c2}=1$ .

Наибольшее давление на грунт под краем подошвы фундамента при действии вертикальной сжимающей и горизонтальных нагрузок в одном или в двух направлениях не должно превышать  $1,2R$ .

12.8. Расчет оснований по несущей способности при действии на фундамент (анкерную плиту) выдергивающей нагрузки производится исходя из условия

$$F - \gamma_f G_n \cos \beta \leq \gamma_c F_{u,a} / \gamma_n, \quad (12.2)$$

где  $F$  - расчетное значение выдергивающей силы кН (кгс);

$\gamma_f$  - коэффициент надежности по нагрузке, принимаемый равным  $0,9$ ;

$G_n$  - нормативное значение веса фундамента (плиты), кН (кгс);

$\beta$  - угол наклона выдергивающей силы к вертикали, град.;

$g_c$  - коэффициент условий работы, принимаемый равным единице;

$F_{u,a}$  - сила предельного сопротивления основания выдергиваемого фундамента, кН (кгс), определяемая в соответствии с указаниями п. 12.9;

$g_n$  - коэффициент надежности по назначению, принимаемый равным для опор:

промежуточных прямых -  $1,0$ ;

анкерных прямых без разности тяжений -  $1,2$ ;

угловых (промежуточных и аркерных), анкерных (прямых и концевых) -  $1,3$ ;

с разностью тяжений, порталов открытых распределительных устройств

специальных -  $1,7$ .

12.9. Силу предельного сопротивления основания выдергиваемого фундамента  $F_{u,a}$  следует определять по формуле

$$F_{u,a} = g_{bf} (V_{bf} - V_f) \cos \beta + c_0 [A_1 \cos (j_0 - \beta / 2) + A_2 \cos (j_0 + \beta / 2) + 2A_3 \cos j_0], \quad (12.3)$$

где  $g_{bf}$  - расчетное значение удельного веса грунта обратной засыпки, кН / м<sup>3</sup> (кгс / см<sup>3</sup>);

$V_{bf}$  - объем, м<sup>3</sup> (см<sup>3</sup>), тела выпирания в форме усеченной пирамиды, образуемой плоскостями, проходящими через кромки верхней поверхности фундамента (плиты) и наклоненными к вертикали под углами  $J_i$ , равными:

у нижней кромки  $J_1 = j_0 + \beta / 2$ ;

у верхней кромки  $J_2 = j_0 - \beta / 2$ ;

у боковых кромок  $J_3 = J_4 = j_0$ ;

$V_f$  - объем части фундамента, находящейся в пределах тела выпирания,  $\text{м}^3$  ( $\text{см}^3$ ); для анкерных плит принимается  $V_f = 0$ ;

$A_1, A_2, A_3$  - площади граней тела выпирания, имеющих в основании соответственно нижнюю, верхнюю и боковые кромки верхней поверхности фундамента (плиты);

$c_0$  и  $j_0$  - расчетные значения удельного сцепления, кПа ( $\text{кгс/см}^2$ ), и угла внутреннего трения грунта обратной засыпки, град, принимаемые равными:

$$c_0 = hc; j_0 = hj; (12.4)$$

здесь  $c$  и  $j$  - расчетные значения соответственно удельного сцепления и угла внутреннего трения грунта природного сложения, определяемые в соответствии с указаниями п. 11.2;

$h$  - коэффициент, принимаемый по табл. 10.

Таблица 12.2 - Коэффициент  $h$  при плотности грунта засыпки

Грунты обратной засыпки	Коэффициент $h$ при плотности грунта засыпки, $\text{т/м}^3$	
	1,55	1,7
Пески, кроме пылеватых влажных и насыщенных водой	0,5	0,8
Пылевато-глинистые при показателе текучести $I_L \leq 0,5$	0,4	0,6

**Примечание:** Значение коэффициента  $h$  для пылеватых песков влажных, глин и суглинков при показателе текучести  $0,5 < I_L \leq 0,75$  и супесей  $0,5 < I_L \leq 1$  должно быть понижено на 15 %.

### 13. ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ ОПОР МОСТОВ И ТРУБ ПОД НАСЫПЯМИ

13.1. Основания опор мостов и труб под насыпями следует проектировать с учетом особенностей конструкций этих сооружений, действующих на них нагрузок и условий эксплуатации, инженерно-геологических, гидрогеологических и гидрологических условий.

13.2. Основания опор мостов и труб под насыпями должны быть рассчитаны по несущей способности и по деформациям.

Расчет оснований опор мостов и труб под насыпями по несущей способности следует производить согласно указаниям СНиП по проектированию мостов и труб.

Расчет оснований опор мостов по деформациям должен включать определение осадок и кренов фундаментов, а для оснований труб под насыпями - определение осадок фундаментов и производится в соответствии с требованиями обязательного приложения 2.

Расчет по деформациям оснований опор мостов внешне статически неопределимых систем следует производить с учетом взаимодействия оснований, фундаментов, надфундаментной части опор и пролетных строений.

Расчет осадок фундаментов допускается не производить в случаях, предусмотренных СНиП по проектированию мостов и труб.

13.3. В местах залегания пылевато-глинистых грунтов с  $I_L > 0,6$ , биогенных грунтов и илов, а также на неустойчивых склонах, решение о конструкции трубы и ее фундамента

должно приниматься исходя из необходимости обеспечения устойчивости не только трубы, но и примыкающих к ней участков насыпи.

13.4. Доверительная вероятность  $a$  расчетных значений характеристик грунтов, определяемых в соответствии с требованиями пп. 2.12-2.14, должна приниматься для грунтов оснований опор мостов и труб под насыпями при расчетах оснований по несущей способности  $a = 0,98$ , по деформациям  $a = 0,9$ .

13.5. Глубина заложения фундаментов опор и фундаментов или грунтовых подушек труб под насыпями должна назначаться в соответствии с требованиями пп. 2.25-2.33 с учетом следующих указаний.

Если возможен размыв грунта для водотока, фундаменты опор мостов должны быть заглублены не менее чем на 2,5 м от наинизшей отметки дна водотока в месте расположения опоры после его общего и местного размыва расчетным паводком и не менее чем на 2,0 м - при размыве наибольшим паводком.

При отсутствии возможности размыва грунта фундаменты опор мостов в не скальных грунтах должны быть заглублены от поверхности грунта или дна водотока не менее чем на 1 м.

В скальные грунты с пределом прочности на одноосное сжатие в водонасыщенном состоянии  $R_c > 50$  МПа (500 кгс/см<sup>2</sup>) фундаменты следует заглублять не менее чем на 0,1 м, а при  $R_c \leq 50$  МПа (500 кгс/см<sup>2</sup>) - не менее чем на 0,25 м.

**Примечание.** Глубина размыва дна водотока должна определяться в соответствии с указаниями государственных нормативов по проектированию мостов и труб.

13.6. Глубину заложения фундаментов опор мостов и труб под насыпями следует принимать по табл. 2 при расположении уровня подземных вод на глубине  $d_w \leq d_f + 2$  м. Если по требованиям табл.2 глубина заложения фундаментов должна быть не менее расчетной глубины промерзания грунта, все фундаменты, за исключением фундаментов или грунтовых подушек для средних звеньев одноочковых труб отверстием до 2 м, следует заглублять не менее чем на 0,25 м ниже расчетной глубины промерзания грунта. При этом за расчетную глубину промерзания принимается ее нормативное значение.

Фундаменты или грунтовые подушки средних звеньев одноочковых труб отверстием до 2 м допускается закладывать без учета глубины промерзания грунта.

В случаях когда глубина заложения фундаментов не зависит от расчетной глубины промерзания грунта, соответствующие грунты, указанные в табл. 2, должны залегать не менее чем на 1 м ниже нормативной глубины промерзания грунта.

Примечание. Глубину заложения фундаментов и грунтовых подушек под средние звенья труб диаметром 2 м и более следует назначать с учетом уменьшения глубины промерзания грунта в направлении к оси насыпи.

13.7. Трубы под насыпями следует укладывать на фундаменты или на уплотненные грунтовые подушки. Фундаменты обязательны для звеньев и оголовков труб незамкнутого поперечного сечения и рекомендуются для оголовков труб любой конструкции.

В случаях заложения оголовков труб на грунтовых подушках должны предусматриваться противофильтрационные экраны.

13.8. Основанию труб (в целях сохранения в процессе эксплуатации необходимого уклона для стока воды по трубам и предупреждения их подтопления снизу) должен придаваться строительный подъем в зависимости от высоты насыпи и физико-механических свойств грунтов основания.



## **14\*. ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ СООРУЖЕНИЙ, ВОЗВОДИМЫХ НА ЗАКАРСТВОВАННЫХ ТЕРРИТОРИЯХ**

14.1. Основания сооружений, возводимых на закарстованных территориях, должны проектироваться с учетом возможности образования карстовых деформаций - провалов и оседаний (п. 2.35.) и особенностей развития карстовых процессов.

14.2. Карстовые деформации характеризуются следующими параметрами: интенсивностью их проявления, т.е. среднегодовым количеством карстовых деформаций на единицу площади территории;

средними и максимальными диаметрами провалов и оседаний, их средней глубиной, а для оседаний, кроме того, кривизной земной поверхности и наклоном краевых участков зоны оседания.

Параметры карстовых деформаций определяются расчетом с использованием вероятностно-статистических и (или) аналитических методов на основе анализа инженерно-геологических и гидрогеологических условий с учетом их возможных изменений за время эксплуатации сооружений, закономерностей образования деформаций, конструктивных особенностей сооружения, степени его ответственности и срока эксплуатации.

14.3. При проектировании сооружений на закарстованных территориях следует предусматривать мероприятия, исключающие возможность образования карстовых деформаций или снижающие их неблагоприятное воздействие на сооружения, к которым относятся:

- заполнение карстовых полостей;
- прорезка закарстованных пород глубокими фундаментами;
- закрепление закарстованных пород и (или) вышележащих грунтов;
- водозащитные мероприятия;
- исключение или ограничение неблагоприятных техногенных воздействий.

14.4. Если применением мероприятий, указанных в п. 13.3, возможность образования карстовых деформаций полностью не исключена, а также в случае технической невозможности или нецелесообразности их применения, должны предусматриваться конструктивные мероприятия, назначаемые исходя из расчета фундаментов и конструкций сооружения с учетом образования карстовых деформаций.

14.5. Выбор одного или комплекса мероприятий должен производиться с учетом видов возможных карстовых деформаций и их параметров, степени значимости сооружения, его конструктивных и эксплуатационных особенностей в соответствии с требованиями [п. 1.1.](#)

Принятые мероприятия не должны приводить к активизации карстовых процессов на примыкающих территориях.

В обоснованных случаях следует предусматривать контроль за развитием карстовых процессов в зоне сооружения во время его эксплуатации.

14.6. Расчет оснований сооружений, возводимых на закарстованных территориях, должен производиться в соответствии с требованиями [разд. 2.](#)

При наличии в основании сооружений грунтов с особыми свойствами (просадочных, набухающих и др.), залегающих над закарстованными грунтами, следует учитывать требования соответствующих разделов настоящих норм.

14.7. При проектировании сооружений на закарстованных территориях с возможностью образования провалов следует применять фундаменты с консольными

выступами: неразрезные ленточные, пространственно-рамные, плоские и ребристые плитные.

14.8. При необходимости усиления оснований и фундаментов существующих сооружений следует предусматривать:

объединение отдельных фундаментов в пространственно-рамные конструкции;

устройство консольных выступов, поясов жесткости и т.п.;

закрепление грунтов основания;

заполнение образовавшихся провалов (песком, щебнем, цементным раствором и т.п.)

## **15\*. ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ СООРУЖЕНИЙ, ВОЗВОДИМЫХ НА ПУЧИНИСТЫХ ГРУНТАХ**

15.1. Основания, сложенные пучинистыми грунтами, должны проектироваться с учетом способности таких грунтов при сезонном промерзании увеличиваться в объеме, что сопровождается подъемом поверхности грунта и возникновением сил морозного пучения грунта, действующих на фундамент. При оттаивании происходит осадка пучинистого грунта.

15.2. К пучинистым грунтам относятся пылевато-глинистые грунты, пески пылеватые и мелкие, а также крупнообломочные грунты с пылевато-глинистым заполнителем, имеющие к началу промерзания влажность выше определенного уровня.

При проектировании следует учитывать возможность повышения влажности грунта за счет подъема уровня подземных вод, и экранирования поверхности.

15.3. Пучинистые грунты характеризуются:

относительной деформацией морозного пучения  $e_{fh}$  - отношением подъема ненагруженной поверхности грунта к толщине промерзающего слоя;

давлением морозного пучения  $p_{fh}$ , нормальным к подошве фундамента;

удельным значением  $t_{fh}$  касательной силы морозного пучения, действующей вдоль боковой поверхности фундамента.

Указанные характеристики, как правило, должны устанавливаться на основе опытных данных с учетом возможного изменения гидрогеологических условий. При отсутствии опытных данных характеристики допускается определять по физическим характеристикам грунтов.

15.4. Расчет оснований, сложенных пучинистыми грунтами, должен выполняться в соответствии с требованиями [разд. 2](#) с учетом сил морозного пучения.

15.5. При заложении фундаментов ниже расчетной глубины промерзания должен выполняться расчет устойчивости фундаментов на действие касательных сил морозного пучения.

15.6. При заложении фундаментов выше расчетной глубины промерзания (малозаглубленные фундаменты) необходимо производить расчет деформаций морозного пучения грунтов основания с учетом касательных и нормальных сил морозного пучения.

Примечание. Малозаглубленные фундаменты допускается применять для сооружений III класса, а также для одно- и двухэтажных зданий сельскохозяйственного назначения при нормативной глубине промерзания не более 1,7 м.

15.7. Расчетные деформации морозного пучения грунтов основания, определяемые с учетом нагрузки от сооружения, не должны превышать предельных значений, рекомендуемого приложения 4 для набухающих грунтов.

15.8. Если расчетные деформации морозного пучения основания малозаглубленных фундаментов больше предельных или устойчивость фундаментов на действие сил

морозного пучения недостаточна, кроме возможности изменения глубины заложения фундаментов, следует рассмотреть необходимость применения мероприятий, уменьшающих силы и деформации морозного пучения, а также глубину промерзания в соответствии с указаниями пп. 2.67-2.71 - водозащитные, теплозащитные или физико-химические.

Если при применении указанных мероприятий деформации морозного пучения не исключены, следует предусматривать конструктивные мероприятия, назначаемые исходя из расчета фундаментов и конструкций сооружения с учетом возможных деформаций морозного пучения.

## **16\*. ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ СООРУЖЕНИЙ, ВОЗВОДИМЫХ НА НАМЫВНЫХ ГРУНТАХ**

16.1. Основания, сложенные намывными грунтами, должны проектироваться с учетом их неоднородности (многослойности, изменчивости состава и свойств в плане и по глубине), способности изменять физико-механические свойства со временем, в том числе за счет колебаний уровня подземных вод, чувствительности к вибрационным воздействиям, а также возможных осадок подстилающих слоев.

Для намыва, как правило, следует использовать песчаные грунты.

Примечание. Намыв грунтов на просадочные (в грунтовых условиях I типа), набухающие и засоленные грунты допускается при соответствующем обосновании.

16.2. Прочностные и деформационные характеристики намывных грунтов, как правило, должны устанавливаться по результатам полевых и лабораторных исследований грунтов не нарушенного сложения с учетом возраста намывного грунта, т.е. времени, прошедшего после окончания намыва, а также разницы во времени между периодом инженерно-геологических изысканий и началом строительства.

16.3. Для предварительных расчетов оснований, а также окончательных расчетов оснований зданий и сооружений III класса допускается пользоваться значениями прочностных и деформационных характеристик грунтов, полученными по их физическим характеристикам в зависимости от возраста намывных грунтов.

16.4. Расчет оснований, сложенных намывными грунтами, должен производиться в соответствии с требованиями [разд. 2](#).

Если толщина намывных грунтов подстилается биогенными грунтами или илами, в расчетах оснований следует дополнительно учитывать требования [разд. 5](#). В указанном случае применение столбчатых фундаментов не допускается.

16.5. Расчетное сопротивление  $R$  намывных грунтов определяется в соответствии с требованиями пп. 2.41-2.48. При этом значения прочностных характеристик намывного грунта ( $j_n$  и  $c_n$ ) следует принимать соответствующими началу строительства.

16.6. Полная деформация основания, сложенного намывными грунтами, должна определяться суммированием осадок основания от внешней нагрузки, самоуплотнения толщи намывных грунтов и дополнительных осадок за счет незавершившейся консолидации загруженных намывом подстилающих слоев грунта.

16.7. При расчетных деформациях основания, сложенного намывными грунтами, больше предельных или недостаточной несущей способности основания в соответствии с указаниями пп. 2.67-2.71 должны предусматриваться:

уплотнение намывных грунтов (вибрационными машинами и катками, глубинным гидровиброуплотнением, использованием энергии взрыва, трамбованием, избыточным намывом грунта на площади застройки и др.);

закрепление или армирование намывного грунта;  
конструктивные мероприятия.

## Приложение А (обязательное)

### Нормативные значения прочностных и деформационных характеристик грунтов

А.1 Характеристики грунтов, приведенные в Таблицах А.1-А.7, допускается использовать в расчетах оснований сооружений в соответствии с указаниями 5.3.17.

А.2 Характеристики песков в Таблице А.1 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 органическое вещество, независимо от степени влажности грунтов  $S_r$ .

А.3 Характеристики глинистых грунтов в Таблицах А.2 и А.3 относятся к грунтам, содержащим не более 5% органического вещества и имеющим степень влажности  $S_r \geq 0,8$ .

А.4 Для грунтов с промежуточными значениями  $e$ , не указанными в Таблицах А.1-А.7, значения  $c_n$ ,  $\varphi_n$  и  $E$  определяют интерполяцией. Если значения  $e$ ,  $I_L$  и  $S_r$  грунтов выходят за пределы, предусмотренные Таблицами А.1-А.7, характеристики  $c_n$ ,  $\varphi_n$  и  $E$  определяют по данным непосредственных испытаний этих грунтов. Допускается в запас надежности принимать характеристики  $c_n$ ,  $\varphi_n$  и  $E$  по соответствующим нижним пределам  $e$ ,  $I_L$  и  $S_r$  в Таблицах А.1-А.7, если грунты имеют значения  $e$ ,  $I_L$  и  $S_r$  меньше этих предельных значений.

А.5 Для определения значений  $c_n$ ,  $\varphi_n$  и  $E$  по Таблицам А.1-А.7 используют нормативные значения  $e$ ,  $I_L$  и  $S_r$ .

**Таблица А.1 - Нормативные значения удельного сцепления  $c_n$ , кПа, угла внутреннего трения  $\varphi_n$ , град, и модуля деформации  $E$ , МПа, песков четвертичных отложений**

Пески	Обозначения характеристик грунтов	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости $e$ , равном			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Гравелистые и крупные	$c$	2	1	-	-
	$\varphi$	43	40	38	-
	$E$	50	40	30	-
Средней крупности	$c$	3	2	1	-
	$\varphi$	40	38	35	-
	$E$	50	40	30	-
Мелкие	$c$	6	4	2	-
	$\varphi$	38	36	32	28
	$E$	48	38	28	18
Пылеватые	$c$	8	6	4	2
	$\varphi$	36	34	30	26
	$E$	39	28	18	11

**Таблица А.2 - Нормативные значения удельного сцепления  $c_n$ , к Па, угла внутреннего трения  $\varphi_n$ , град.,**

## глинистых нелессовых грунтов четвертичных отложений

Наименование грунтов и пределы нормативных значений их показателя текучести $I_L$		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	$0 \leq I_L \leq 0,25$	$c$	21	17	15	13	-	-	-
		$\varphi$	30	29	27	24	-	-	-
	$0,25 < I_L \leq 0,75$	$c$	19	15	13	11	9	-	-
		$\varphi$	28	26	24	21	18	-	-
Суглинки	$0 \leq I_L \leq 0,25$	$c$	47	37	31	25	22	19	-
		$\varphi$	26	25	24	23	22	20	-
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	$c$	39	34	28	23	18	15	-
		$\varphi$	24	23	22	21	19	17	-
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	$c$	-	-	25	20	16	14	12
		$\varphi$	-	-	19	18	16	14	12
Глины	$0,4 < I_L \leq 0,75$	$c$	-	81	68	54	47	41	36
		$\varphi$	-	21	20	19	18	16	14
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	$c$	-	-	57	50	43	37	32
		$\varphi$	-	-	18	17	16	14	11
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	$c$	-	-	45	41	36	33	29
		$\varphi$	-	-	15	14	12	10	7

**Таблица А.3 - Нормативные значения модуля деформации  $E$ , МПа, глинистых  
нелессовых грунтов**

Происхождение и возраст грунтов		Наименование грунтов и пределы нормативных значений их показателя текучести $I_L$		Модуль деформации грунтов $E$ , МПа, при коэффициенте пористости $e$ , 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	$0 \leq I_L \leq 0,75$	-	32	24	16	10	7	-	-	-	-	-
		Суглинки	$0 \leq I_L \leq 0,25$	-	34	27	22	17	14	11	-	-	-	-
			$0,25 \leq I_L < 0,5$	-	32	25	19	14	11	8	-	-	-	-
			$0,5 \leq I_L < 0,75$	-	-	-	17	12	8	6	5	-	-	-

		Глины	$0 \leq I_L \leq 0,25$	-	-	28	24	21	18	15	12	-	-	-
			$0,25 < I_L \leq 0,5$	-	-	-	21	18	15	12	9	-	-	-
			$0,5 < I_L \leq 0,75$	-	-	-	-	15	12	9	7	-	-	-
	Флювиогляциальные	Супеси	$0 \leq I_L \leq 0,25$	-	33	24	17	11	7	-	-	-	-	-
		Суглинки	$0 \leq I_L \leq 0,25$	-	40	33	27	21	-	-	-	-	-	-
			$0,25 < I_L \leq 0,5$	-	35	28	22	17	14	-	-	-	-	-
			$0,5 < I_L \leq 0,75$	-	-	-	17	13	10	7	-	-	-	-
	Моренные	Супеси	$I_L \leq 0,5$	60	50	40	-	-	-	-	-	-	-	-
Юрские отложения оксфордского яруса		Глины	$0,25 \leq I_L \leq 0$	-	-	-	-	-	-	27	25	22	-	-
			$0 < I_L \leq 0,25$	-	-	-	-	-	-	24	22	19	15	-
			$0,25 < I_L \leq 0,5$	-	-	-	-	-	-	-	-	16	12	10

**Таблица А.4 - Нормативные значения модуля деформации  $E$ , МПа, угла внутреннего трения  $\varphi_n$ , град., и удельного сцепления  $c_n$ , к Па, глинистых заторфованных грунтов при степени заторфованности  $0,05 \leq I_{om} \leq 0,25$**

Пределы нормативных значений показателя текучести	Обозначения характеристик грунтов	Характеристики глинистых грунтов при степени заторфованности $I_{om}$ и коэффициенте пористости $e$ , равных	
		$I_{om} = 0,05 - 0,1$	$I_{om} = 0,1 - 0,25$

$I_L$		0,65	0,75	0,85	0,95	1,05	1,15	1,25	1,35
$0 \leq I_L \leq 0,25$	$E$	13,0	12	11	10	8,5	8	7	5,0
	$\varphi$	21	20	18	16	15	-	-	-
	$c$	29	33	37	45	48	-	-	-
$0,25 < I_L \leq 0,5$	$E$	11	10	8,5	7,5	7	6	5,5	5
	$\varphi$	21	20	18	16	15	14	13	12
	$c$	21	22	24	31	33	36	39	42
$0,5 < I_L \leq 0,75$	$E$	8,0	7	6,0	5,5	5	5	4,5	4
	$\varphi$	21	20	18	16	15	14	13	12
	$c$	18	19	20	21	23	24	26	28
$0,75 < I_L \leq 1$	$E$	6	5	4,5	4,0	3,5	3	2,5	-
	$\varphi$	-	-	-	18	18	18	17	-
	$c$	-	-	-	15	16	17	18	-

**Таблица А.5 - Нормативные значения удельного сцепления  $c_n$ , к Па, угла внутреннего трения  $\varphi_n$ , град., и модуля деформации  $E$ , МПа, элювиальных песков**

Пески	Обозначения характеристик	Характеристики песков при коэффициенте пористости $e$ , равном						
		0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	1,0	1,2
Дресвянистые	$E$	45	41	39	37	35	34	-
	$\varphi$	34	31	28	25	23	21	-
	$c$	44	33	24	18	15	14	-
Крупные и средней крупности	$E$	41	35	29	23	19	-	-
	$\varphi$	32	30	27	24	22	-	-
	$c$	44	31	22	14	13	-	-
Пылеватые	$E$	58	51	44	39	33	29	24
	$\varphi$	32	30	27	24	22	20	18
	$c$	48	38	29	21	16	12	10

ПРИМЕЧАНИЕ. Данные таблицы распространяются на элювиальные пески, образованные при выветривании кварцесодержащих магматических пород.

**Таблица А.6 - Нормативные значения удельного сцепления  $c_n$ , к Па, угла внутреннего трения  $\varphi_n$ , град., и модуля деформации  $E$ , МПа, элювиальных глинистых грунтов магматических и метаморфических пород**

Наименование грунтов и пределы нормативных значений их показателя текучести $I_L$		Обозначения характеристик грунтов	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости $e$ , равном						
			0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05	1,2
Супеси	$I_L < 0$	$c$	47	44	42	41	40	39	-
		$\varphi$	34	31	28	26	25	24	-
		$E$	37	30	25	20	15	10	-
	$0 \leq I_L \leq 0,75$	$c$	42	41	40	39	38	-	-
		$\varphi$	31	28	26	25	24	-	-



		$E$	25	18	14	12	11	-	-
Суглинки	$0 \leq I_L \leq 0,25$	$c$	57	55	54	53	52	51	50
		$\varphi$	24	23	22	21	20	19	18
		$E$	27	25	23	21	19	17	14
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	$c$	-	48	46	44	42	40	37
		$\varphi$	-	22	21	20	19	18	17
		$E$	-	19	16	14	13	12	11
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	$c$	-	-	41	36	32	29	25
		$\varphi$	-	-	20	19	18	17	16
		$E$	-	-	15	13	11	10	9
Глины	$0 \leq I_L \leq 0,25$	$c$	-	62	60	58	57	56	-
		$\varphi$	-	20	19	18	17	16	-
		$E$	-	19	18	17	16	15	-
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	$c$	-	54	50	47	44	-	-
		$\varphi$	-	17	15	13	12	-	-
		$E$	-	14	12	10	9	-	-

ПРИМЕЧАНИЕ. Данные таблицы распространяются на элювиальные глинистые грунты, в которых содержание крупнообломочных частиц ( $d \geq 2$  мм) не превышает 20% по массе.

**Таблица А.7 - Нормативные значения удельного сцепления  $c_n$ , к Па, угла внутреннего трения  $\varphi_n$ , град., и модуля деформации  $E$ , МПа, элювиальных глинистых грунтов осадочных аргиллитов-алевролитовых пород**

Обозначение характеристик грунтов	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости $e$ , равном				
	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85
$c$	58	48	40	35	31
$\varphi$	29	24	21	19	17
$E$	25	21	17	13	10

## Приложение Б (обязательное)

### Расчетные сопротивления грунтов оснований

Б.1 Расчетные сопротивления грунтов основания  $R_0$ , приведенные в Таблицах Б.1-Б.10, предназначены для предварительного определения размеров фундаментов. Область применения значений  $R_0$  и  $R'_0$  для окончательного определения размеров фундаментов указана в 5.5.13 для Таблиц Б.1-Б.3, в 6.1.9 - для Таблицы Б.4, в 6.4.19 - для Таблицы Б.5, в 6.5.16 - для Таблиц Б.6-Б.8, в 6.6.15 - для Таблицы Б.9 и в 7.5 - для Таблицы Б.10.

Б.2 Для грунтов с промежуточными значениями  $e$  и  $I_L$  (Таблицы Б.1-Б.3, Б.7 и Б.8),  $\rho_d$  и  $S_r$  (Таблица Б.4),  $S_r$  (Таблица Б.9), а также для фундаментов с промежуточными значениями  $\lambda$  (Таблица Б.10) значения  $R_0$  и  $R'_0$  определяют интерполяцией.

Б.3 Значения  $R_0$  (Таблицы Б.1-Б.9) относятся к фундаментам, имеющим ширину  $b = 1$  м и глубину заложения  $d = 2$  м.

**Таблица Б.1 - Расчетные сопротивления  $R_0$  крупнообломочных грунтов**

Крупнообломочные грунты	Значения $R_0$ , кПа
Галечниковые (щебенистые) с заполнителем: песчаным	600
глинистым при показателе текучести: $I_L \leq 0,5$	450
$0,5 < I_L \leq 0,75$	400
Гравийные (дресвяные) с заполнителем: песчаным	500
глинистым при показателе текучести: $I_L \leq 0,5$	400
$0,5 < I_L \leq 0,75$	350

**Таблица Б.2 - Расчетные сопротивления  $R_0$  песков**

Пески	Значения $R_0$ , кПа, в зависимости от плотности сложения песков	
	плотные	средней плотности
Крупные	600	500
Средней крупности	500	400
Мелкие:		
маловлажные	400	300
влажные и насыщенные водой	300	200
Пылеватые:		
маловлажные	300	250
влажные	200	150
насыщенные водой	150	100

**Таблица Б.3 - Расчетные сопротивления  $R_0$  глинистых (непресадочных) грунтов**

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

**Таблица Б.4 - Расчетные сопротивления  $R_0$  глинистых просадочных грунтов**

Грунты	Значения $R_0$ , кПа, просадочных грунтов	
	природного сложения с плотностью в сухом состоянии $\rho_d$ , т/м <sup>3</sup>	уплотненных с плотностью в сухом состоянии $\rho_d$ , т/м <sup>3</sup>

	1,35	1,55	1,60	1,70
Супеси	<u>300</u> 150	<u>350</u> 180	200	250
Суглинки	<u>350</u> 180	<u>400</u> 200	250	300

ПРИМЕЧАНИЕ. Над чертой приведены значения  $R_0$ , относящиеся к незаможенным просадочным грунтам со степенью влажности  $S_r \leq 0,5$ ; под чертой - значения  $R_0$ , относящиеся к таким же грунтам с  $S_r \geq 0,8$ , а также к замоченным просадочным грунтам.

Таблица Б.5 - Расчетные сопротивления  $R_0$  заторфованных песков

Пески средней плотности	Значения $R_0$ , кПа, в зависимости от степени заторфованности грунта $I_{om}$		
	$0,03 < I_{om} \leq 0,1$	$0,1 < I_{om} \leq 0,25$	$0,25 < I_{om} \leq 0,40$
Пески мелкие:			
маловлажные	250	180	90
очень влажные и насыщенные водой	150	100	70
Пески пылеватые:			
маловлажные	200	120	80
очень влажные	100	80	50
насыщенные водой	80	60	40

ПРИМЕЧАНИЕ. Значения  $R_0$  в таблице от носят к грунтам со степенью разложения растительных остатков  $D_{pd} \leq 20\%$ . При  $D_{pd} > 20\%$  значения  $R_0$  принимают с коэффициентом 0,8.

Таблица Б.6 - Расчетные сопротивления  $R_0$  элювиальных крупнообломочных грунтов

Крупнообломочные грунты	Значения $R_0$ , МПа, при исходных образующих породах			
	магматических и метаморфических		осадочных сцементированных	
	содержащих кварц	бескварцевых	песчаники	аргиллиты и алевролиты
Глыбовые	0,9	0,7	0,8	0,6
Щебенистые невыветрелые	0,8	0,6	0,6	0,5
Щебенисто-дресвяные	0,6	0,5	0,5	0,4
слабовыветрелые				
Дресвяные сильновыветрелые	0,5	0,4	0,4	0,3

Таблица Б.7 - Расчетные сопротивления  $R_0$  элювиальных песков

Пески	Коэффициент пористости $e$	Значения $R_0$ , МПа
Дресвяные независимо от влажности	0,5	0,6
	0,7	0,45
	0,9	0,3
Крупные и средней крупности независимо	0,5	0,5

от влажности	0,7 0,9	0,35 0,25
Пылеватые маловлажные и влажные	0,5 0,7 0,9 1,1	0,55 0,4 0,3 0,2
<p>ПРИМЕЧАНИЕ 1. Приведенные значения <math>R_0</math> относятся к элювиальным пескам, образованным при выветривании магматических кварцесодержащих пород и осадочных сцементированных песчаников.</p> <p>ПРИМЕЧАНИЕ 2. Для пылеватых песков, насыщенных водой, значения <math>R_0</math> принимают с коэффициентом 0,8 к соответствующим значениям <math>e</math>.</p>		

**Таблица Б.8 - Расчетные сопротивления  $R_0$  элювиальных глинистых грунтов**

Грунты	Коэффициент пористости $e$	Значения $R_0$ , МПа, при показателе текучести $I_L$ , равном	
		$I_L = 0$	$I_L = 1$
Супеси	0,5	0,3	0,25
	0,7	0,25	0,2
Суглинки	0,5	0,3	0,25
	0,7	0,25	0,18
	0,9	0,2	0,13
	1,1	0,15	0,10
Глины	0,6	0,5	0,3
	0,8	0,3	0,2
	1,1	0,25	0,15
	1,25	0,2	0,10
<p>ПРИМЕЧАНИЕ. Приведенные значения <math>R_0</math> относятся к элювиальным глинистым слабоструктурным грунтам, образованным при выветривании магматических пород. Для глинистых аргиллито-алевролитовых грунтов значения <math>R_0</math> принимают с коэффициентом 0,9.</p>			

**Таблица Б.9 - Расчетные сопротивления  $R_0$  насыпных грунтов**

Характеристики насыпи	Значения $R_0$ , кПа			
	Пески крупные, средней крупности и мелкие, шлаки и т.п. при степени влажности $S_r$		Пески пылеватые, супеси, суглинки, глины, золы и т.п. при степени влажности $S_r$	
	$S_r \leq 0,5$	$S_r \geq 0,8$	$S_r \leq 0,5$	$S_r \geq 0,8$
Насыпи, планомерно возведенные с уплотнением	250	200	180	150
Отвалы грунтов и отходов производств:				
с уплотнением	250	200	180	150
без уплотнения	180	150	120	100
Свалки грунтов и отходов				

производств:				
с уплотнением	150	120	120	100
без уплотнения	120	100	100	80
ПРИМЕЧАНИЕ 1. Значения $R_0$ относятся к насыщенным грунтам с содержанием органических веществ $I_{om} \leq 0,1$ .				
ПРИМЕЧАНИЕ 2. Для несслежавшихся отвалов и свалок грунтов и отходов производств значения $R_0$ принимают с коэффициентом 0,8.				

**Таблица Б.10 - Расчетные сопротивления грунтов обратной засыпки  $R'_0$  для выдергиваемых фундаментов опор воздушных линий электропередачи**

Относительное заглубление фундамента $\lambda = d/b$	Значения $R'_0$ , кПа			
	Глинистые грунты при показателе текучести $I_L \leq 0,5$ и плотности грунта обратной засыпки, т/м <sup>3</sup>		Пески средней крупности и мелкие маловлажные и влажные при плотности грунта обратной засыпки, т/м <sup>3</sup>	
	1,55	1,70	1,55	1,70
0,8	32	36	32	40
1,0	40	45	40	50
1,5	50	65	55	65
2,0	60	85	70	85
2,5	-	100	-	100
ПРИМЕЧАНИЕ 1. Значения $R'_0$ для глин и суглинков с показателем текучести $0,5 < I_L \leq 0,75$ и супесей при $0,5 < I_L \leq 1,0$ принимают по графе «глинистые грунты» с введением коэффициентов соответственно 0,85 и 0,7.				
ПРИМЕЧАНИЕ 2. Значения $R'_0$ для пылеватых песков принимают как для песков средней крупности и мелких с коэффициентом 0,85.				

**Приложение В**  
(обязательное)

**Предельные деформации оснований**

**Таблица В.1 - Предельные деформации оснований**

Сооружения	Предельные деформации оснований		
	Относительная разность осадок $(\Delta s/L)_u$	Крен $i_u$	Средняя $\bar{s}_u$ (в скобках максимальная $s_{max,u}$ ) осадка, см
1 Производственные и гражданские одноэтажные и многоэтажные здания с полным каркасом:			
железобетонным	0,002	-	(10)
то же, с устройством железобетонных поясов или монолитных перекрытий, а	0,003	-	(15)

также здания монолитной конструкции стальным	0,004	-	(15)
то же, с устройством железобетонных поясов или монолитных перекрытий	0,005	-	(18)
2 Здания и сооружения, в конструкциях которых не возникают усилия от неравномерных осадок	0,006	-	20
3 Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами из:			
крупных панелей	0,0016	0,005	12
крупных блоков или кирпичной кладки без армирования	0,0020	0,005	12
то же, с армированием, в том числе с устройством железобетонных поясов или монолитных перекрытий, а также здания монолитной конструкции	0,0024	0,005	18
4 Сооружения элеваторов из железобетонных конструкций:			
рабочее здание и силосный корпус монолитной конструкции на одной фундаментной плите	-	0,003	40
то же, сборной конструкции	-	0,003	30
отдельно стоящий силосный корпус монолитной конструкции	-	0,004	40
то же, сборной конструкции	-	0,004	30
отдельно стоящее рабочее здание	-	0,004	25
5 Дымовые трубы высотой $H$ , м:			
$H \leq 100$	-	0,005	40
$100 < H \leq 200$	-	$1/2H$	30
$200 < H \leq 300$	-	$1/2H$	20
$H > 300$	-	$1/2H$	10
6 Жесткие сооружения высотой до 100 м, кроме указанных в поз. 4 и 5	-	0,004	20
7 Антенные сооружения связи:			
стволы мачт заземленные	-	0,002	20
то же, электрически изолированные	-	0,001	10
башни радио	0,002	-	-
башни коротковолновых радиостанций	0,0025	-	-
башни (отдельные блоки)	0,001	-	-
8 Опоры воздушных линий электропередачи:			
промежуточные прямые	0,003	0,003	-
анкерные и анкерно-угловые, промежуточные угловые, концевые, порталы открытых распределительных устройств	0,0025	0,0025	-
специальные переходные	0,002	0,002	-
ПРИМЕЧАНИЕ 1. Предельные значения относительного прогиба зданий, указанных в поз. 3, принимают равными $0,5(\Delta s/L)_u$ , а относительного выгиба - $0,25(\Delta s/L)_u$ .			

**ПРИМЕЧАНИЕ 2.** При определении относительной разности осадок  $(\Delta s/L)_u$  в поз. 8 настоящего приложения за  $L$  принимают расстояние между осями блоков фундаментов в направлении горизонтальных нагрузок, а в опорах с оттяжками - расстояние между осями сжатого фундамента и анкера.

**ПРИМЕЧАНИЕ 3.** Если основание сложено горизонтальными (с уклоном не более 0,1), выдержанными по толщине слоями грунтов, предельные значения максимальных и средних осадок допускается увеличивать на 20%.

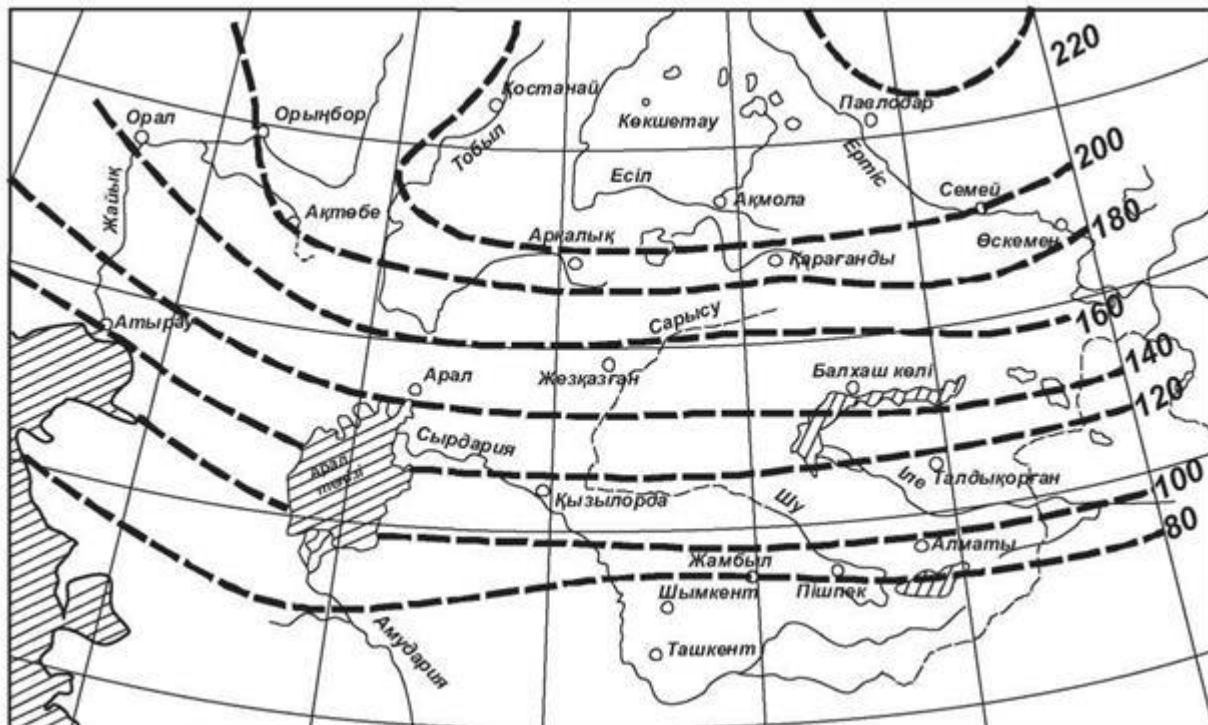
**ПРИМЕЧАНИЕ 4.** Предельные значения подъема основания, сложенного набухающими грунтами, допускается принимать: максимальный и средний подъем в размере 25% и относительную разность осадок в размере 50% соответствующих предельных значений деформаций, приведенных в настоящем приложении, а относительный выгиб - в размере  $0,25(\Delta s/L)_u$ .

**ПРИМЕЧАНИЕ 5.** Для сооружений, перечисленных в поз. 1-3, с фундаментами в виде сплошных плит предельные значения средних осадок допускается увеличивать в 1,5 раза.

## Приложение Г (информационное)

### Изолинии нормативных глубин промерзания грунтов

**Рисунок Г.1 - Карта изолиний нормативных глубин промерзания грунтов на территории Казахстана**



### Библиография



- [1] СП 50-101-2002 Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений.
- [2] [ГОСТ 20522-96](#) Методы статистической обработки результатов испытаний.
- [3] [ГОСТ 27751-88](#) Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету.
- [4] ГОСТ 20276-2012 Грунты. Методы полевого определения характеристик прочности и деформируемости.
- [5] ГОСТ 19912-2012 Грунты. Методы полевых испытаний статическим и динамическим зондированием.
- [6] [ГОСТ 12248-2010](#) Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости.
- [7] [ГОСТ 5180-84](#) Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик.
- [8] [ГОСТ 25100-95](#) Грунты. Классификация.
- [9] [ГОСТ 30416-2012](#) Грунты. Лабораторные испытания. Общие положения.
- [10] [ГОСТ 30672-99](#) Грунты. Полевые испытания. Общие положения.
- [11] [ГОСТ 23161-2012](#) Грунты. Метод лабораторного определения характеристик просадочности.

**Ключевые слова:** основания, фундамент, несущая способность, осадки.