

ФУНДАМЕНТЫ ПЛИТНЫЕ
Правила проектирования

ПАДМУРКИ ПЛІТНЫЯ
Правілы праектавання

Издание официальное

Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь
Минск 2018

Ключевые слова: проектирование, фундамент плитный, инженерные изыскания, характеристики грунтов, подземные воды, расчет, предельные состояния, несущая способность, деформации, геодинамические воздействия, особые условия, сложные основания, надежность сооружений, усиление, технико-экономические показатели

Предисловие

Цели, основные принципы, положения по государственному регулированию и управлению в области технического нормирования и стандартизации установлены Законом Республики Беларусь «О техническом нормировании и стандартизации».

1 РАЗРАБОТАН научно-проектно-производственным республиканским унитарным предприятием «Стройтехнорм» (РУП «Стройтехнорм»), техническим комитетом по стандартизации в области архитектуры и строительства «Основания и фундаменты, инженерные изыскания» (ТКС 02)

ВНЕСЕН Министерством архитектуры и строительства Республики Беларусь, научно-техническим управлением

2 УТВЕРЖДЕН И ВВЕДЕН В ДЕЙСТВИЕ приказом Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь от 2 апреля 2007 г. № 88

В Национальном комплексе технических нормативных правовых актов в области архитектуры и строительства настоящий технический кодекс установившейся практики входит в блок 5.01 «Основания и фундаменты зданий и сооружений»

3 ВВЕДЕН ВПЕРВЫЕ

4 ПЕРЕИЗДАНИЕ (март 2018 г.) с Изменением № 1 (введено в действие с 03.06.2013 приказом Минстройархитектуры от 03.06.2013 № 177)

© Минстройархитектуры, 2018

Настоящий технический кодекс установившейся практики не может быть воспроизведен, тиражирован и распространен в качестве официального издания без разрешения Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь

Издан на русском языке

1	Область применения	1
2	Нормативные ссылки	1
3	Термины и определения, обозначения и сокращения	3
3.1	Основные символы.....	3
3.2	Индексы	4
3.3	Единицы измерения	4
4	Основные требования по проектированию оснований и фундаментов	5
4.1	Общие положения	5
4.2	Конструкции плитных фундаментов	6
4.3	Предельные состояния и принципы проектирования оснований и фундаментов	9
4.4	Виды деформаций оснований зданий и сооружений.....	9
4.5	Нагрузки и воздействия, учитываемые в расчетах оснований	10
4.6	Основные требования к инженерно-геологическим изысканиям	11
4.7	Нормативные и расчетные значения характеристик грунтов	12
4.8	Подземные воды	13
4.9	Технико-экономическая оценка фундаментов.....	15
5	Проектирование оснований плитных фундаментов	16
5.1	Общие положения	16
5.2	Назначение глубины заложения плитного фундамента	17
5.3	Назначение размеров подошвы центрально и внецентренно нагруженного плитного фундамента	19
5.4	Определение расчетного сопротивления грунта основания	22
5.5	Расчет оснований плитных фундаментов по деформациям	27
5.6	Расчет осадок	32
5.7	Оценка затухания осадок оснований плитных фундаментов во времени	42
5.8	Определение крена плитного фундамента.....	44
5.9	Расчет оснований по несущей способности	46
5.10	Проверка прочности подстилающего слоя	52
5.11	Принципы расчета плитных фундаментов на упругом основании	52
6	Проектирование конструкций плитных фундаментов	53
6.1	Общие положения (расчетные условия).....	53
6.2	Расчет столбчатых плитных фундаментов под колонны	60
6.3	Расчет ленточных плитных фундаментов и стен заглубленных помещений.....	62
6.4	Конструктивные требования при проектировании плитных фундаментов.....	66
6.5	Проектирование гидроизоляции и дренажа	69
7	Проектирование плитных фундаментов на сложных основаниях и в особых условиях строительства	70
7.1	Общие положения.....	70

7.2 Особенности проектирования плитных фундаментов на основаниях, сложенных специфическими грунтами	70
7.3 Особенности проектирования плитных фундаментов при виброгеодинамических воздействиях техногенного и природного характера	78
7.4 Мероприятия по повышению надежности сооружений при неравномерных деформациях сложных оснований.....	89
7.5 Усиление оснований плитных фундаментов при ремонте и реконструкции сооружений.....	90
Приложение А (обязательное) Категории сложности оснований фундаментов Республики Беларусь	95
Приложение Б (рекомендуемое) Нормативные значения прочностных и деформационных характеристик грунтов.....	97
Приложение В (обязательное) Требования к грунтобетону, используемому в качестве конструктивного материала для плитных фундаментов и упрочнения их оснований	103
Приложение Г (справочное) Примеры расчета оснований плитных фундаментов.....	106
Приложение Д (рекомендуемое) Данные для расчета железобетонных плитных фундаментов.....	132
Библиография	136

ТКП 45-5.01-237-2011 (02250) Основания и фундаменты зданий и сооружений. Подпорные стены и крепления котлованов. Правила проектирования и устройства

ТКП 45-5.01-254-2012 (02250) Основания и фундаменты зданий и сооружений. Основные положения. Строительные нормы проектирования

ТКП 45-5.01-255-2012 (02250) Основания и фундаменты зданий и сооружений. Защита подземных сооружений от воздействия грунтовых вод. Правила проектирования и устройства

ТКП 45-5.01-264-2012 (02250) Основания и фундаменты зданий и сооружений. Фундаменты при вибродинамических воздействиях. Правила проектирования

ТКП 45-5.01-268-2012 (02250) Основания и сооружения из армированного грунта. Правила проектирования и устройства

ТКП 45-1.02-295-2014 (02250) Строительство. Проектная документация. Состав и содержание

СТБ 943-2007 Грунты. Классификация

СТБ 1075-97 Сваи железобетонные. Общие технические условия

СТБ 1076-97 Конструкции бетонные и железобетонные фундаментов. Общие технические условия

СТБ 1112-98 Добавки для бетонов. Общие технические условия

СТБ 1113-98 Полиметаллический водный концентрат для бетонов и строительных растворов.

Технические условия

СТБ 1164.0-2012 Строительство. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Номенклатура контролируемых показателей качества

СТБ 1684-2006 Строительство. Устройство антикоррозионных покрытий строительных конструкций зданий и сооружений. Номенклатура контролируемых показателей качества. Контроль качества работ

СТБ 2176-2011 Строительство. Земляные сооружения. Контроль степени уплотнения грунтов

СТБ 2255-2012 Система проектной документации для строительства. Основные требования к документации строительного проекта

ГОСТ 8.417-2002³⁾ Государственная система обеспечения единства измерений. Единицы величин

ГОСТ 12.1.012-2004 Система стандартов безопасности труда. Вибрационная безопасность. Общие требования

ГОСТ 10178-85 Портландцемент и шлакопортландцемент. Технические условия

ГОСТ 12248-2010 Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости

ГОСТ 19912-2012 Грунты. Методы полевых испытаний статическим и динамическим зондированием

ГОСТ 19804-2012 Сваи железобетонные заводского изготовления. Общие технические условия

ГОСТ 20276-2012 Грунты. Методы полевого определения характеристик прочности и деформируемости

ГОСТ 20522-2012 Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний

ГОСТ 22266-2013 Цементы сульфатостойкие. Технические условия

ГОСТ 27751-88 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету

СНБ 1.02.01-96 Инженерные изыскания для строительства

СНБ 2.03.01-98 Геофизика опасных природных воздействий

СНБ 2.04.02-2000 Строительная климатология

СНБ 5.03.01-02 Бетонные и железобетонные конструкции

СНиП 2.01.07-85 Нагрузки и воздействия

СНиП 2.01.09-91 Здания и сооружения на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах

СНиП 3.03.01-87 Несущие и ограждающие конструкции

СНиП II-7-81* изд. 1991 г. Строительство в сейсмических районах. Нормы проектирования

СНиП II-22-81 Каменные и армокаменные конструкции

СНиП II-23-81* изд. 1990 г. Нормы проектирования. Стальные конструкции

ПЗ-2000 к СНБ 5.01.01-99 Автоматизированные системы проектирования оптимальных размеров подошв фундаментов мелкого заложения на уплотненном основании

П5-2000 к СНБ 5.01.01-99 Проектирование и устройство оснований из насыпных, малопрочных и слабых грунтов, уплотненных вибродинамическим методом

П9-2000 к СНБ 5.01.01-99 Проектирование оснований и фундаментов в пучинистых при промерзании грунтах

П14-01 к СНБ 5.01.01-99 Проектирование и устройство свайных и траншейных стен

П18-04 к СНБ 5.01.01-99 Проектирование и устройство буроинъекционных анкеров и свай

³⁾ Отменен.

П19-04 к СНБ 5.01.01-99 Проектирование и устройство фундаментов из свай набивных с уплотненным основанием

Пособие 5.03.01-96 к СНиП 3.03.01-87⁴⁾ Проектирование и возведение конструкций подземных частей полносборных зданий с рациональным применением монолитного бетона

П1-99 к СНиП 3.09.01-85 Применение добавок в бетоне.

Примечание — При пользовании настоящим техническим кодексом целесообразно проверить действие ТНПА по каталогу, составленному по состоянию на 1 января текущего года, и по соответствующим информационным указателям, опубликованным в текущем году.

Если ссылочные ТНПА заменены (изменены), то при пользовании настоящим техническим кодексом следует руководствоваться действующими взамен ТНПА. Если ссылочные ТНПА отменены без замены, то положение, в котором дана ссылка на них, применяется в части, не затрагивающей эту ссылку.

3 Термины и определения, обозначения и сокращения

В настоящем техническом кодексе применяют термины с соответствующими определениями, установленные в ТКП 45-5.01-254, СНБ 5.03.01 и СТБ 943. Основные символы, индексы, единицы измерения и сокращения, применяемые в техническом кодексе, приведены в 3.1 – 3.3 и в тексте по мере необходимости.

3.1 Основные символы

Прописные буквы и их сочетания

- A* — площадь;
- B* — жесткость, ширина подвала объекта, размер территории;
- C* — фиксированное значение, константа, класс бетона;
- E* — модуль упругости, модуль деформации;
- H_c* — глубина сжимаемой толщи;
- F* — сила, воздействие;
- G* — вес, постоянное воздействие, модуль сдвига;
- I* — момент инерции;
- I_L* — показатель текучести;
- M* — изгибающий момент;
- N* — осевая (вертикальная) сила;
- P* — усилие обжатия;
- Q* — переменное воздействие;
- L* — длина объекта или его частей;
- R* — расчетное сопротивление грунта, радиус искривления поверхности основания, сооружения;
- S* — статический момент, внутреннее усилие;
- (S)* — обозначение арматуры;
- T* — крутящий момент, горизонтальная сила;
- V* — поперечная (перерезывающая) сила, объем;
- W* — момент сопротивления;
- X* — величина, характеризующая свойства материала, грунта;
- Ф* — несущая способность грунта;
- DL* — отметка планировки;
- NL* — отметка поверхности природного рельефа;
- FL* — отметка подошвы фундамента;
- HL* — нижняя граница сжимаемой толщи;
- WL* — уровень подземных вод.

Строчные буквы

- a* — расстояние, геометрический размер, предельный прогиб, ускорение колебаний;
- b* — ширина сечения подошвы фундамента;
- c* — толщина защитного слоя, удельное сцепление;
- d* — диаметр, глубина, рабочая высота сечения;
- e* — эксцентриситет, коэффициент пористости грунта;

⁴⁾ Отменено.

3.2 Индексы

3.3 Единицы измерения

— пространства	— м (см, мм); м ² (см ² , мм ²); м ³ (см ³ , мм ³);
— массы	— кг; т;
— силы, веса	— Н; кН; МН; ГН;
— момента силы	— Н·м; кН·м;
— массовой плотности	— г/м ³ ; кг/м ³ ; т/м ³ ;

- #### 4 Основные требования по проектированию оснований и фундаментов

4.1.1 Проектирование оснований и плитных фундаментов сооружений должно осуществляться в соответствии с законодательством, действующими техническими нормативными и правовыми актами Республики Беларусь, согласно ТКП 45-1.02-295, СТБ 2255, ГОСТ 8.417, [1], а также с учетом имеющегося опыта проектирования и местных условий таким образом, чтобы на всех стадиях строительства и в процессе эксплуатации они:

- При проектировании оснований и плитных фундаментов сооружений должна быть учтена необходимость компенсации возможных повреждений от случайных и экстремальных ситуаций, а также от упущений и ошибок при возведении и эксплуатации объекта.

В проектной документации должны быть предусмотрены мероприятия по упрочнению слабых грунтов путем уплотнения, устройства геомассивов и применения фундаментов с уплотненным основанием.

4.1.3 В состав проектной документации плитных фундаментов на стадии «Строительный проект» должны входить следующие материалы:

- рабочие чертежи со схемой расположения элементов фундаментов, сведениями об их типе и характеристиках, с опалубочными размерами, разрезами и отметками заглубления фундаментов, в том числе с абсолютными отметками «ноль», уровня природного рельефа и планировки в угловых точках объекта, с расчетными схемами, нагрузками на обресте фундамента, с чертежами армирования и арматурных изделий, спецификациями материалов и изделий, а также с другими сведениями, необходимыми для устройства фундаментов.

4.1.3.1 Для фундаментов, работающих в условиях агрессивных сред, должны назначаться мероприятия, обеспечивающие стойкость бетона к воздействию агрессивной среды по СНиП 2.03.01 и ТКП 45-5.09-33.

4.1.3.3 Расчеты и измерения при проектировании плитных фундаментов или их реконструкции должны производиться с точностью, соответствующей отклонению получаемого результата в 0,1 % – 1,0 % и его округлением, по [1], до третьей – четвертой значащей цифры.

5

4.1.4.1 В проектах оснований и фундаментов сооружений I уровня ответственности, возводимых на основаниях III категории сложности, а при соответствующем обосновании — и сооружений II уровня ответственности в условиях стесненной городской застройки, при возможных геодинамических подвижках земли или техногенных катастрофах, следует предусматривать проведение натурных исследований и опытных работ, а также геодинамическое микрорайонирование территории или объекта (см. 7.3).

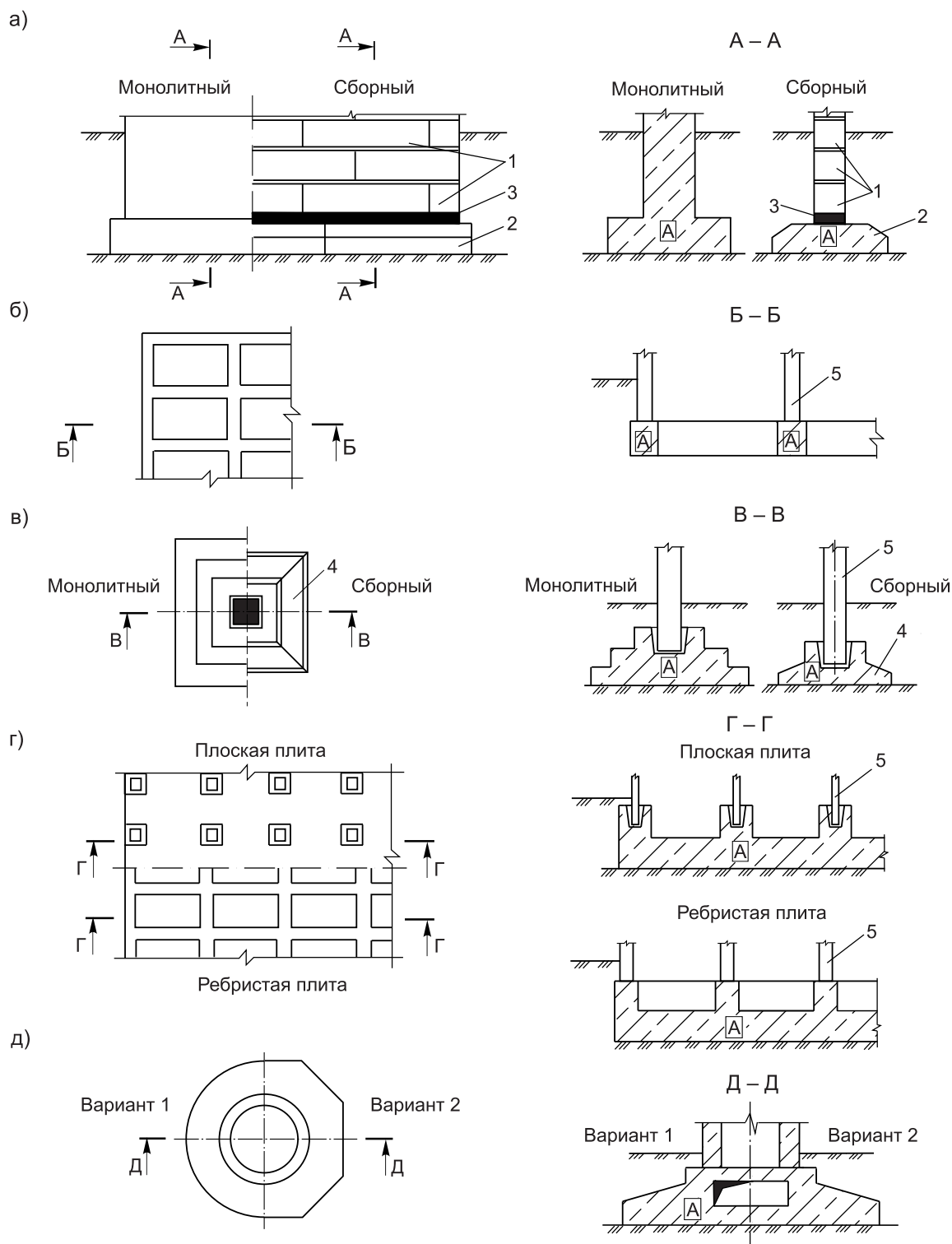
4.1.5 Принятые для возведения фундаментов материалы, изделия и конструкции должны удовлетворять требованиям действующих ТНПА, например ГОСТ 10178, СТБ 1075, СТБ 1076, СНБ 5.03.01, СНиП II-22. Замена предусмотренных проектом материалов, изделий и конструкций допускается только по согласованию с разработчиком проектной документации и заказчиком.

4.2 Конструкции плитных фундаментов

4.2.1 В настоящем техническом кодексе рассматриваются плитные фундаменты, распределяющие нагрузку от сооружения только через подошву и, как правило, изготавливаемые в открытых котлованах или траншеях (в т. ч. выштампованных) с откосами или креплением их стенок, в сборном или монолитном вариантах из каменной или бутобетонной кладки, бетонных (железобетонных) материалов по 6.4.2 (рисунок 4.1). Классификация и область применения плитных фундаментов даны в таблице 4.1.

Таблица 4.1 — Классификация и область применения плитных фундаментов

Вид фундамента	Характеристика	Область применения
1 — ленточные (в т. ч. перекрестные ленты и модифицированные по 4.2.6) (рисунок 4.1а), б))	Конструкция в виде полосы или перекрестных лент. Материал фундаментов по 6.4.2 (бетон, кирпич, бут и др.), несущий слой грунта и конструкция фундамента назначаются из условия обеспечения требуемой надежности и долговечности по 4.1.1, разделам 5 и 6. Изготавливаются в монолитном, сборном и комбинированном вариантах из стандартных и индивидуальных элементов по рабочим чертежам	Для стен, под ряды отдельных опор и колонн каркасов (при недостаточной прочности грунта или для снижения неравномерных осадок в основаниях II и III категории сложности), модифицированные — по 4.2.6.
2 — столбчатые (отдельные, групповые и модифицированные по 4.2.6) площадью менее 100 м ² , шириной $b < 10$ м (рисунок 4.1в))	Отдельная конструкция с подошвой, как правило, квадратной или прямоугольной формы с одной или несколькими ступенями по высоте. Материал, конструкция и изготовление — те же, что и для вида 1	Для отдельных опор конструкций и оборудования, передающих на основание, как правило, сосредоточенную нагрузку, модифицированные — по 4.2.6
3 — массивные (сплошные, коробчатые, ребристые, кольцевые) шириной $b \geq 10$ м (рисунок 4.1г), д))	Конструкция в виде сплошного плитного массива под все сооружение или его часть. Изготавливается, как правило, из монолитного железобетона, согласно рабочим чертежам	Для жестких сооружений (вышки, башни, трубы, элеваторы и др.), передающих на основание значительные сосредоточенные нагрузки, а также для сооружений, возводимых в ограниченно пригодных грунтовых условиях на основаниях II и III категории сложности, для снижения неравномерных осадок



А — армирование условно не показано

1 — сборные стеновые бетонные блоки ФБС;

2 — сборная железобетонная фундаментная плита ФЛ; 3 — пояс жесткости;

4 — сборный фундамент стаканного типа под колонну (башмак); 5 — колонна, стена

Рисунок 4.1 — Основные варианты плитных фундаментов:

а) ленточный монолитный и сборный (плита);

б) ленточный из перекрестных лент;

в) отдельный (столбчатый) монолитный и сборный (башмак);

г) массивный под колонны (плоская плита) и под стены (рёбристая плита);

д) массивный (варианты)

Рисунок 4.2 — Конструктивные типы фундаментов:
 а) жесткий монолитный неармированный с уширением в виде ступеней;
 б) гибкий (изгибаемый) сборный армированный

— при наличии вибродинамических нагрузок и потенциальных геодинамических воздействий.

4.2.7 Проектирование перечисленных в 4.2.6 фундаментов осуществляется по Пособию 5.03.01 к СНиП 3.03.01, индивидуальным методикам (рекомендации, патенты и др.) или экспериментальной технической документации с учетом указаний 4.1.1 и 4.1.4.1.

4.3 Пределные состояния и принципы проектирования оснований и фундаментов

4.3.1 Расчет оснований и конструкций плитных фундаментов зданий и сооружений следует производить из условий ТКП 45-5.01-254 (4.1 – 4.2), требований 4.1.1 настоящего технического кодекса, ГОСТ 27751 по двум группам предельных состояний:

- первая — по потере несущей способности или непригодности к эксплуатации;
- вторая — по деформациям оснований и фундаментов сооружений.

Для оценки предельных состояний первой группы производятся расчеты:

- несущей способности грунта основания и тела фундамента — по соответствующим нормам на применяемый вид материала;
- фильтрационной прочности и дренажа (в случае необходимости).

Для оценки предельных состояний второй группы производятся расчеты:

- по деформациям оснований сооружений от внешних нагрузок и собственного веса грунта — по 5.5.2 – 5.6.1;
- по образованию и раскрытию трещин в конструкциях фундаментов — по соответствующим нормам на применяемый вид материала.

4.3.1.1 Выполняемые расчеты при любых воздействиях и их сочетаниях должны гарантировать исключение возможности наступления предельных состояний, приводящих к разрушению оснований и фундаментов или нарушению требований безопасности, пригодности к нормальной эксплуатации, долговечности, охраны здоровья людей, окружающей среды, а также эстетических, конструктивных или технологических регламентов, предъявляемых к внешнему виду надземных конструкций, работе оборудования, приборов, механизмов и др.

4.3.2 При расчетах плитных фундаментов, как правило, рекомендуется применять следующие расчетные схемы основания:

- линейно-деформируемого полупространства с условным ограничением глубины сжимаемой толщи H_c ;
- линейно-деформируемого слоя;
- предельного равновесия среды.

4.3.3 Проектирование оснований и фундаментов должно осуществляться с учетом напряженного состояния и деформаций оснований и конструкций сооружений в условиях пространственной работы и при наличии геометрической и физической нелинейности, анизотропности, пластических и реологических свойств материалов и грунтов.

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

4.4 Виды деформаций оснований зданий и сооружений

4.4.1 Для сооружений по 4.4.3 следует рассматривать, как правило, отдельно следующие виды деформаций (ε), значения которых не должны превышать допустимых (предельных) значений (ε_u), например, приведенных в приложении Б ТКП 45-5.01-254:

- | | |
|---|---------------------------|
| — абсолютная осадка | — $s < s_u$; |
| — средняя осадка | — $s_m < s_{m,u}$; |
| — относительная осадка | — $\lambda < \lambda_u$; |
| — крен | — $i < i_u$; |
| — прогиб или выгиб | — $K < K_u$; |
| — кривизна изгибаемого участка сооружения | — $\rho < \rho_u$; |
| — относительный угол закручивания | — $\chi < \chi_u$; |
| — горизонтальные перемещения | — $v < v_u$. |

4.4.2 Виды деформаций оснований сооружений необходимо устанавливать исходя из эксплуатационных (технологических) требований, условий устойчивости объекта и его частей. По чувствительности к деформациям оснований сооружения рекомендуется подразделять на жесткие, ограниченно жесткие, гибкие (нежесткие) и разной жесткости.

К сооружениям с разной жесткостью следует относить объекты с несущими конструкциями различной жесткости (например, эстакады с разрезными пролетами и сооружения из металлических конструкций с шарнирными (гибкими) связями относятся к гибким системам, а их массивные фундаменты — к абсолютно жестким конструкциям). В разнородных конструктивных системах деформации сооружения и его отдельных частей следует оценивать отдельно.

Каждое случайное воздействие допускается использовать в комбинации со средними значениями других нагрузок.

Уровень ответственности сооружений и значимость наступления предельных состояний учитывается коэффициентом надежности по назначению конструкции γ_n , устанавливаемым директивными указаниями соответствующих органов Республики Беларусь.

Несилловые воздействия: температура, влажность, агрессивность, цикличность нагрузок, технологические особенности (нарастание прочности во времени и т. п.) и другие факторы, не нашедшие отражения при установлении расчетных характеристик, но способные повлиять на несущую способность или деформативность оснований, учитываются коэффициентом условий работы γ_c , устанавливаемым ТНПА и межгосударственными нормами на основе теоретических, экспериментальных и технических данных о действительной работе грунтов и материалов в условиях возведения и эксплуатации оснований сооружений.

4.6.1 Проектирование плитных фундаментов следует производить на основе материалов инженерно-геодезических, геологических, геоэкологических, гидрометеорологических изысканий (далее — изыскания), выполненных в соответствии с СНБ 1.02.01 и стандартами по исследованию грунтов для строительства, которые должны обеспечить все данные, необходимые для разработки проектной документации.

4.6.2 Изыскания должны выполняться специализированными организациями, имеющими действующие лицензии на требуемый вид деятельности и аттестационные свидетельства на применяемые приборы, оборудование, лабораторию (испытательную станцию), или производиться под их контролем.

4.6.3 Результаты инженерных изысканий должны содержать данные, необходимые для установления категории основания, выбора типа фундамента и выполнения расчетов фундаментов по предельным состояниям (разделы 5 и 6) с учетом прогноза возможных изменений (в процессе строительства и эксплуатации) инженерно-геологических и гидрогеологических условий площадки строительства, а также для выбора вида и объема инженерных мероприятий по ее освоению (при необходимости).

Зона влияния проектируемого объекта и дополнительные осадки существующих сооружений должны определяться расчетом (раздел 5), а при наличии источников вибродинамических воздействий — с учетом дополнительных требований раздела 7. В техническом задании на изыскания необходимо предусматривать обследование таких сооружений с составлением технического паспорта, отражающего его конструктивные особенности и состояние конструкций на момент обследования, выполненного до начала строительства.

4.6.6 При больших масштабах строительства, например в районах массовой застройки, целесообразно также предусматривать работы по 4.1.4.1.

4.6.7 Изыскания должны обеспечить изучение всех разновидностей грунтов инженерно-геологических элементов, встречающихся на площадке строительства в пределах исследуемой толщи и статистическую обработку результатов испытаний по ГОСТ 20522.

Размещение инженерно-геологических выработок (скважин, точек зондирования, мест испытаний грунтов) должно производиться с таким расчетом, чтобы они располагались в пределах пятна застройки проектируемого здания на расстоянии не более 5 м от его контура.

4.6.8 При наличии в составе оснований малопрочных и слабых грунтов со специфическими неблагоприятными свойствами (просадочные, набухающие, слабые глинистые с $I_L > 0,75$, рыхлые, биогенные, техногенные и др.) глубина выработок определяется с учетом необходимости проходки на всю толщину слоя грунта с заглублением в подстилающие несущие грунты на глубину не менее 2 м.

4.6.9 Изыскания для плитных фундаментов сооружений I и II уровня ответственности должны обеспечивать получение в пределах всей изучаемой толщи основания следующих физических и механических характеристик (в т. ч. по требованию заказчика и для искусственных грунтов): плотность, влажность, гранулометрический состав, число пластичности, показатель текучести и для всех типов грунтов — удельное сцепление, угол внутреннего трения и модуль деформации.

4.6.10 Для сооружений III уровня ответственности, по согласованию с заказчиком, допускается уменьшить объем изысканий. При этом, во всех случаях в качестве основного метода определения физических и механических характеристик для объектов всех уровней ответственности и категорий сложности оснований рекомендуется статическое или динамическое зондирование по ГОСТ 19912 (в зависимости от области их применения).

4.6.11 Изучение свойств искусственных грунтов (насыпных и намывных) следует выполнять путем зондирования и лабораторными методами на образцах, отбираемых, как правило, из шурфов, с их замачиванием и определением структурной прочности грунта во времени.

4.7 Нормативные и расчетные значения характеристик грунтов

4.7.1 При расчете плитных фундаментов по 4.3.1, 4.3.2 основными параметрами свойств грунтов, определяющими несущую способность оснований и деформации, являются их прочностные и деформационные характеристики: угол внутреннего трения φ , удельное сцепление c , модуль деформации дисперсных грунтов E , предел прочности на одноосное сжатие грунтов R_c и т. п. Для структурно неустойчивых специфических грунтов (раздел 7) следует применять дополнительные параметры, характеризующие взаимодействие фундаментов с грунтом основания, установленные опытным путем согласно ТНПА на данный тип грунта (удельные силы пучения, усадки при промерзании (высыхании), коэффициент постели, коэффициент жесткости основания и др.).

Далее, за исключением специально оговоренных случаев, под термином «характеристики грунтов» понимаются не только механические, но и физические свойства грунтов (плотность ρ , влажность w , гранулометрический состав и др.), а также упомянутые выше параметры.

4.7.2 Характеристики грунтов природного и искусственного происхождения должны определяться, как правило, по результатам их непосредственных испытаний в полевых или лабораторных условиях с учетом возможного их изменения в процессе строительства и эксплуатации сооружений.

При проектировании оснований, сложенных не полностью водонасыщенными грунтами ($S_r < 0,8$), следует учитывать возможность снижения их прочностных и деформационных характеристик вследствие повышения влажности в процессе строительства и эксплуатации сооружения по 4.8.1, 4.8.4.

4.7.3 Нормативные и расчетные значения характеристик грунтов для расчета оснований плитных фундаментов по разделам 5 – 7, как правило, устанавливаются на основе статистической обработки результатов инженерных изысканий согласно методике ГОСТ 20522 и обозначаются:

- нормативные — с индексом « n », например γ_n, φ_n, c_n ;
- для расчетов по первой группе предельных состояний — с индексом «I», например γ_I, φ_I, c_I ;
- то же, по второй группе — с индексом «II», например $\gamma_{II}, \varphi_{II}, c_{II}$.

Для практических расчетов удельного веса грунта γ допускается принимать $\gamma_I = \gamma_{II} = 1,05\gamma_n$; для характеристик φ и c принимаются только их минимальные нормативные значения.

4.7.3.1 Значения характеристик насыпных уплотненных грунтов устанавливаются по характеристикам тех же грунтов ненарушенного сложения и обозначаются:

- для расчетов по первой группе предельных состояний — γ'_I, φ'_I и c'_I ;
- для расчетов по второй группе предельных состояний — $\gamma'_{II}, \varphi'_{II}$ и c'_{II} .

Допускается для сооружений III и II (при обосновании) уровня ответственности между характеристиками грунтов ненарушенного сложения и характеристиками грунтов засыпки (при отсутствии результатов исследований) устанавливать следующие соотношения:

$$\begin{aligned} \gamma'_I &= 0,95\gamma_I; \gamma'_{II} = 0,95\gamma_{II}; & \varphi'_I &= 0,9\varphi_I; \varphi'_{II} = 0,9\varphi_{II}; \\ c'_I &= 0,5\gamma_I \text{ (но не более 0,007 МПа)}; & c'_{II} &= 0,5\gamma_{II} \text{ (но не более 0,001 МПа)}. \end{aligned}$$

Для песчаных грунтов засыпки с коэффициентом уплотнения $k_{com} < 0,95$ — $c'_I = c'_{II} = 0$.

4.7.4 Количество определений характеристик грунтов для каждого инженерно-геологического элемента, необходимое для вычисления их нормативных и расчетных значений, должно устанавливаться по СНБ 1.02.01 с учетом степени неоднородности грунтов основания, требуемой точности вычисления характеристики и уровня ответственности сооружения.

$$X = X_n / \gamma_q, \quad (4.1)$$

γ_g — коэффициент надежности по грунту.

4.7.6 При расчетах оснований по первой группе предельных состояний доверительная вероятность расчетных значений характеристик грунтов — $\alpha = 0,95$, по второй группе — $\alpha = 0,85$.

4.7.7 Для предварительных расчетов оснований сооружений I и II уровня ответственности, а также для окончательных расчетов оснований сооружений III уровня ответственности нормативные и расчетные (согласно 4.7.8) значения прочностных и деформационных характеристик грунтов допускается определять по таблицам, приведенным в приложении Б, в зависимости от их физических характеристик. При соответствующем обосновании допускается использовать таблицы, приведенные в приложении Б, для окончательных расчетов оснований сооружений II уровня ответственности.

$$-\gamma_{q(\varphi)} = 1,15.$$

4.8.3 Прогноз изменения гидрогеологических условий на площадке строительства должен выполняться с использованием метода математического моделирования геофильтрации с учетом изменения факторов, участвующих в формировании многолетнего режима подземных вод.

При выполнении прогноза изменения гидрогеологических условий застраиваемой территории должны быть выявлены режимобразующие факторы, которые следует подразделять на региональные и локальные (подпор от водоемов, воронки депрессии от работы дренажа, водозабора, утечки из сетей, атмосферные воды и др.).

4.8.4 При подъеме или понижении уровня подземных вод следует учитывать возможность развития дополнительных осадков основания вследствие возможного ухудшения деформационных характеристик грунтов при их водонасыщении и изменении напряженного состояния сжимаемой толщи в результате гидростатического и гидродинамического взвешивания или увеличения давления от собственного веса грунта.

4.8.5 Для сооружений I и II уровня ответственности необходимо выполнять количественный прогноз изменения гидрогеологических условий территории с использованием метода математического моделирования для решения следующих задач.

Применительно к стадии строительства:

- расчеты водопритокков в котлован;
- оценка устойчивости основания и откосов котлована, а также возможности проявления суффозионных процессов;
- обоснование необходимости устройства противофильтрационной завесы и ее глубины;
- влияние дренажа на прилегающие территории с определением размеров депрессионной кривой.

Применительно к стадии эксплуатации:

- оценка барражного эффекта;
- расчет давления подземных вод на подошву фундамента;
- оценка водопритокков к дренажу и определение зоны его влияния.

4.8.6 При проектировании плитных фундаментов ниже пьезометрического уровня напорных подземных вод необходимо рассчитывать давление подземных вод и предусматривать мероприятия, предупреждающие их прорыв в котлован, вспучивание дна котлована и всплытие сооружения, из условия

$$\gamma_w H_0 < \gamma_{II} h_0, \quad (4.2)$$

где γ_w — удельный вес воды, кН/м³;

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

γ_{II} — расчетный удельный вес грунта проверяемого слоя, кН/м³;

h_0 — расстояние от дна котлована или верха пола подвала до подошвы проверяемого слоя грунта, м.

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

- гидроизоляция подземных конструкций по ТКП 45-5.01-255;
- мероприятия, ограничивающие подъем уровня подземных вод, исключая утечки из водонесущих коммуникаций и т. п. (дренаж по ТКП 45-5.01-254, противофильтрационные завесы, устройство специальных каналов для коммуникаций и т. д.);
- мероприятия, препятствующие механической или химической суффозии грунтов (дренаж, шпунт, закрепление грунтов);
- устройство стационарной сети наблюдательных скважин для контроля развития процесса подтопления, своевременного устранения утечек из водонесущих коммуникаций и т. д.

В необходимых случаях на стадии строительства и эксплуатации сооружения необходимо осуществление гидрогеологического мониторинга для контроля возможного процесса подтопления или осушения, своевременного предотвращения утечек из водонесущих коммуникаций, прекращения или уменьшения объема откачки и т. д. по ТКП 45-5.01-255.

4.8.8 Если подземные воды или промышленные стоки агрессивны по отношению к материалам заглубленных конструкций или могут повысить коррозионную активность грунтов, должны предусматриваться антикоррозионные мероприятия в соответствии с требованиями по защите строительных конструкций от коррозии ТКП 45-2.01-111 и ТКП 45-5.09-33.

4.9 Техничко-экономическая оценка фундаментов

4.9.1 Техничко-экономическую оценку (далее — ТЭО) проектных решений плитных фундаментов следует выполнять исходя из следующих четырех основных принципов: эксплуатационной надежности, экономии материалов, снижения трудоемкости и энергоемкости, сокращения сроков изготовления и монтажа.

4.9.2 Оценку и выбор оптимального проектного решения фундамента из множества технически возможных следует выполнять на основе сравнительного анализа технико-экономических показателей по вариантам.

Необходимо различать технические и экономические показатели.

К техническим показателям относятся данные о грунтовых и технологических условиях строительства, конструкциях фундаментов и сооружений, характеристиках материалов и грунтов.

Экономические показатели приведены в таблице 4.2.

Таблица 4.2 — Номенклатура экономических показателей

Наименование показателя	Условные обозначения
Основные показатели	
Приведенные затраты, руб.	$\Pi^{1)}$
Себестоимость, руб.	C
Коэффициент эффективности, $\text{кН}/(\text{руб.} \times \text{чел.} \cdot \text{дн.})$	$z = N^{2)}/\Pi T,$
Дополнительные показатели	
Затраты труда, чел.-дн., в т. ч. на стройплощадке	T T_s
Расход материалов:	
стали, т	$B_{\text{ст}}$
цемента, т	$B_{\text{ц}}$
бетона (железобетона), м	$B_{\text{б}}(B_{\text{жб}})$
Капитальные вложения в строительную базу, руб.	K
Продолжительность работ, г.	t
<p>¹⁾ $\Pi = C_i + K_i E_n$, где C_i, K_i — соответственно стоимость строительно-монтажных работ и капитальные вложения в основные производственные фонды строительной организации; E_n — нормативный коэффициент капиталовложений по сравниваемым вариантам.</p> <p>²⁾ N — нагрузка на фундамент от надземных конструкций, $\text{кН}(\text{кН/м})$.</p>	

4.9.3 Необходимыми условиями достоверной оценки технических показателей являются:

- приведение всех рассматриваемых вариантов к сопоставимым значениям технических показателей;
- равенство исходных данных (нагрузки, грунты и т. п.) и соблюдение требований норм и ограничений;
- реальность технологии производства работ для рассматриваемых условий строительства и возможностей исполнителей; технология должна быть наиболее рациональной из возможных по каждому из сравниваемых вариантов.

4.9.4 Экономическому сопоставлению подлежат оптимальные по техническим показателям конструкции фундаментов.

Сравнительная оценка по всем вариантам должна производиться по единой методике сопоставления экономических показателей с использованием одинаковых по степени детализации и точности методов расчета.

4.9.5 При сравнительной оценке нескольких вариантов фундаментов одно из решений следует принимать за исходный вариант — эталон. Выбор эталона должен определяться этапами проектирования:

- на этапе формирования планов проектных и научно-исследовательских работ при выборе или разработке новой конструкции фундамента сопоставление производится с показателями конструкции, наиболее эффективной в рассматриваемой области строительства;

— при вариантном проектировании за эталон для сопоставления предлагаемых типов фундаментов принимается, как правило, конструкция наиболее распространенная и экономичная в данных региональных и производственных условиях;

— на этапе внедрения и эксплуатации нового решения сопоставление производится с показателями заменяемой конструкции.

4.9.6 Техничко-экономические показатели по различным конструктивным решениям фундаментов следует сравнивать относительно расчетной единицы измерения: на здание в целом, секцию или расчетную нагрузку от всего здания. Для предварительных расчетов допускается использовать единицы измерения: на один фундамент, на 1 м длины фундамента, на 10 кН расчетной нагрузки от всего здания, на 1 м² площади застройки.

4.9.7 Выбор наиболее рационального типа фундаментов в рассматриваемых условиях строительства рекомендуется производить в три этапа:

а) сбор данных и приведение технических показателей принятых к рассмотрению вариантов фундаментов к единому уровню;

б) предварительная оценка и выбор вариантов, технически и экономически целесообразных в рассматриваемых условиях, как правило, по основным экономическим показателям с учетом данных, приведенных на рисунке А.1 (приложение А).

Допускается оценку проектных решений фундаментов для сооружений II и III уровня ответственности на данном этапе осуществлять, где это возможно, по шкале эффективности (коэффициенту эффективности z , см. таблицу 4.2), согласно таблице 4.3, исходя из расчетной нагрузки на фундамент N , кН(кН/м), при условии $P \geq N$ (где P — несущая способность фундамента, кН(кН/м));

Таблица 4.3 — Шкала эффективности проектных решений фундаментов по коэффициенту эффективности z

Тип фундамента и нагрузка на него	Эффективность проектного решения фундамента			
	Нерациональное	Удовлетворительное	Хорошее	Отличное
	при коэффициенте эффективности z			
Ленточный — при нагрузке от здания $q < 200$ кН/м Столбчатый — при нагрузке от здания $N < 1000$ кН	До 2 включ.	Св. 2 до 3,5 включ.	Св. 3,5 до 5 включ.	Св. 5
Ленточный — при нагрузке от здания $200 \leq q \leq 500$ кН/м Столбчатый — при нагрузке от здания $1000 \leq N \leq 5000$ кН	До 6 включ.	Св. 6 до 15 включ.	Св. 15 до 25 включ.	Св. 25

в) уточненная оптимизация (параметрическая оптимизация) варианта по основным и дополнительным экономическим показателям (см. таблицу 4.2). Для сооружений III уровня ответственности уточненную оптимизацию допускается не производить.

4.9.8 Пример оценки и выбора наиболее рационального варианта проектного решения фундамента приведен в приложении Г.

5 Проектирование оснований плитных фундаментов

5.1 Общие положения

5.1.1 Проектирование оснований плитных фундаментов производится на основе технико-экономического сравнения вариантов, оценки инженерно-геологических условий строительной площадки, вида сооружения, величины и характера нагрузок и требований по охране природной среды, согласно 4.1.1, 5.1.2 и требованиям разделов 4, 5, 7.

5.1.2 При проектировании оснований плитных фундаментов для обеспечения требуемых показателей их надежности и качества рекомендуется выполнять следующие расчеты:

а) оценочные — для определения:

— глубины заложения фундаментов по 5.2.1 – 5.2.9;

— размеров подошвы фундамента по 5.3.1 – 5.3.8;

- расчетного сопротивления грунта по 5.4.1 – 5.4.3;
- осадки и крена фундамента по 5.6.1 – 5.8.2;
- несущей способности основания и горизонтальных смещений (плоский и глубокий сдвиг) фундамента по 5.9.1 – 5.9.12;

б) проверочные:

- несущей способности слабого подстилающего слоя по 5.10.1;
- деформаций основания и фундаментов по 5.5.2 и 6.1.7.

5.2 Назначение глубины заложения плитного фундамента

5.2.1 Минимальная глубина заложения подошвы фундамента (далее — ГЗФ) должна быть, как правило, на 0,5 м ниже уровня планировки или пола подвала, гарантировать недопущение предельных состояний основания (конструкций сооружения) и назначается исходя из:

а) конструктивных особенностей проектируемого сооружения (нагрузок, воздействий), сопряжения фундамента с надземными конструкциями и его расположения по отношению к существующим фундаментам, коммуникациям и рельефу территории;

б) особенностей напластования и свойств отдельных слоев грунта основания, гидрогеологического режима и возможных их изменений во времени;

в) уровня подземных вод и его колебания, возможности размыва грунта в зоне фундаментов;

г) глубины и условий сезонного промерзания и оттаивания грунтов, приводящих к их пучению (устанавливаются исходя из вида, состояния и влажности грунта, а также уровня подземных вод в период промерзания по П9 к СНБ 5.01.01).

5.2.2 К пучинистым грунтам относят глинистые грунты, мелкие и пылеватые пески согласно П9 к СНБ 5.01.01.

Допускается не учитывать пучинистость грунтов в случаях:

— если подземные воды находятся ниже глубины промерзания не менее чем: на 2 м — для песков, 3 м — для супесей и суглинков и 4 м — для глин;

— если глина и суглинок находятся в твердом или полутвердом состоянии, супесь — в твердом.

5.2.3 При невыполнении требований 5.2.1г) глубина заложения фундамента назначается по большему значению одной из основных величин d_1 , d_2 , d_3 по формулам (5.1) и (5.2) и не менее глубины по 5.2.1,

где d_1 — расчетная глубина сезонного промерзания грунта,

$$d_1 = k_h d_f \quad (5.1)$$

здесь k_h — коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения, принимаемый для наружных фундаментов отапливаемых сооружений по таблице 5.1; для неотапливаемых сооружений — $k_h = 1,1$;

d_f — нормативная глубина сезонного промерзания, определяемая по данным наблюдений местной гидрометеорологической станции за период не менее 10 лет или по 5.2.4;

d_2 — глубина заложения фундаментов по условию недопущения морозного пучения, которая назначается не менее d_1 для песков мелких и пылеватых, глинистых грунтов при $I_L \geq 0,25$, а также для фундаментов неотапливаемых и крайних рядов фундаментов отапливаемых сооружений. При $I_L < 0,25$ допускается принимать $d_2 \geq 0,5d_1$ с учетом требований 5.2.1;

d_3 — глубина заложения фундамента по конструктивным требованиям, назначаемая в зависимости от глубины заделки колонн, высоты фундамента из условия продавливания, несущей способности грунта, наличия подземных помещений и т. п.

5.2.3.1 Глубину заложения фундаментов неотапливаемых и крайних рядов фундаментов отапливаемых зданий следует принимать:

— независимо от глубины промерзания грунта d_1 по 5.2.3 — в случае залегания ниже подошвы фундамента скальных крупнообломочных грунтов (в том числе с песчаным заполнителем), песков (кроме мелких и пылеватых) или супесей с $I_L \leq 0$ при уровне расположения подземных вод $d_w \leq d_1 + 2$, а также мелких и пылеватых песков при $d_w \geq d_1 + 2$;

— не менее d_1 — в случае залегания ниже подошвы фундамента песков и глинистых грунтов с показателем текучести $I_L \geq 0,25$ и супеси с $I_L > 0$, а также крупнообломочных грунтов с глинистым заполнителем с $I_L \geq 0,25$ независимо от уровня расположения подземных вод d_w ;

— не менее $0,5d_1$ — в случае залегания ниже подошвы фундамента суглинков и глин, в том числе в качестве заполнителя с $I_L \leq 0,25$.

Таблица 5.1 — Рекомендуемые значения коэффициента k_h для наружных фундаментов отапливаемых зданий

Особенности сооружения	Коэффициент k_h при расчетной среднесуточной температуре воздуха в помещении, примыкающем к наружным фундаментам, °С				
	0	5	10	15	20 и более
Без подвала с полами, устраиваемыми по грунту	1,30	1,10	0,90	0,80	0,80
	1,00	0,80	0,70	0,60	0,60
на лагах по грунту	1,10	1,00	1,00	0,90	0,90
	0,90	0,80	0,70	0,70	0,70
по утепленному цокольному перекрытию	1,05	1,00	1,00	1,00	0,90
	0,80	0,80	0,80	0,70	0,70
С подвалом или техническим подпольем	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40
<p>Примечания</p> <p>1 Приведенные в таблице значения коэффициента k_h относятся: в числителе — к сечениям ленточных фундаментов под наружные стены, расположенным у углов сооружения на расстоянии не более 5,0 м от них, в знаменателе — к сечениям оставшейся средней части длины наружных стен.</p> <p>2 Для столбчатых и свайных фундаментов коэффициент k_h принимается: при расчетной температуре воздуха в помещении, примыкающем к фундаментам, не более 10 °С — по таблице 5.1; при температуре воздуха выше 10 °С — по таблице 5.1 с увеличением соответствующих значений в 1,15 раза, но не более чем $k_h = 1,00$.</p> <p>3 Приведенные значения k_h относятся к фундаментам, у которых расстояние от внешней грани стены до края подошвы фундамента a_f менее или равно 0,5 м; при значении a_f более 0,5 м значения k_h увеличиваются на 0,10, но не более чем $k_h = 1,00$.</p> <p>4 К помещениям, примыкающим к наружным фундаментам, относятся подвалы и технические подполья, а при их отсутствии — помещения первого этажа сооружений.</p> <p>5 При промежуточных значениях температуры воздуха помещений значения k_h принимаются с округлением до ближайшего большего значения, указанного в таблице 5.1.</p>					

5.2.4 Нормативная глубина сезонного промерзания грунта d_f , при отсутствии данных многолетних наблюдений, определяется на основе теплотехнических расчетов.

Для районов, где глубина промерзания не превышает 1,5 м, ее допускается определять по формуле

$$d_f = d_0 \sqrt{M_t}, \quad (5.2)$$

где d_0 — показатель промерзания грунта, принимаемый равным, м:

- 0,23 — для глин и суглинков;
- 0,28 — для супесей и песков мелких и пылеватых;
- 0,30 — для песков средних, крупных и гравелистых;
- 0,34 — для крупнообломочных грунтов.

Для неоднородных грунтов d_0 определяется как средневзвешенное значение в пределах глубины промерзания основания;

M_t — безразмерный коэффициент, равный сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за зиму в данном районе согласно СНБ 2.04.02 или по данным гидрометеорологической станции, находящейся в таких же условиях, что и строительная площадка.

5.2.5 ГЗФ по наружным рядам отапливаемых зданий назначается от уровня планировки по 5.2.1 или без учета глубины промерзания грунта, если в процессе возведения фундаментов или их эксплуатации промерзание исключено специальными мероприятиями или при оттаивании грунтов не нарушаются эксплуатационная надежность и пригодность сооружений (см. 4.1.1, 4.3.1.1). Для внутренних рядов фундаментов глубина их заложения назначается без учета глубины промерзания грунта.

5.2.6 ГЗФ для неотапливаемых сооружений должна назначаться от уровня планировки по 5.2.3.1, а для их заглубленных частей (подвалы, цокольные этажи и др.) — от пола проектируемого помещения, если расчетная среднесуточная температура воздуха в них предполагается ниже 0 °С.

В проекте оснований и фундаментов должны предусматриваться мероприятия, не допускающие увлажнение грунтов основания, а также промораживание их в период строительства.

5.2.7 В слоистых основаниях ГЗФ назначается с таким расчетом, чтобы подошвы фундаментов, по возможности, находились в одном слое или в слоях с одинаковой прочностью и сжимаемостью.

По возможности, ГЗФ не рекомендуется назначать ниже уровня подземных вод.

5.2.8 При определении ГЗФ следует также учитывать глубину подвальных помещений и фундаментов существующих зданий, вводов коммуникаций, размеры сборных элементов подземных частей зданий и др.

ГЗФ должна быть ниже пола примыкающих к фундаментам прямиков, каналов, водозаборов, резервуаров, бункеров вводов сетей и др. не менее чем на 0,5 м.

5.2.9 Смежные фундаменты, следует, как правило, устраивать в одном уровне. Если это по каким-либо причинам невозможно, переход от одной отметки заложения подошвы фундамента к другой должен производиться по 6.4.3.

5.2.10 Пример расчета ГЗФ плитного фундамента приведен в приложении Г (пример Г.2).

5.3 Назначение размеров подошвы центрально и внецентренно нагруженного плитного фундамента

5.3.1 Размеры подошвы фундамента определяются в зависимости от нагрузок относительно его оси и характера эпюры контактных давлений, которую принимают (рисунок 5.1): прямоугольной (а), если эксцентриситет равнодействующей нагрузки $e = 0$; трапециевидальной (б) при $0 < e < r$; треугольной (в) при $e = r$ и двузначной (г), если $e > r$,

где $e = M/N$ — относительный эксцентриситет нагрузки;

$r = W/A$ — радиус ядра сечения;

здесь M, N — см. 5.3.7 и рисунок 5.1;

W — момент сопротивления подошвы фундамента относительно его менее нагруженной стороны, м^3 ;

A — площадь подошвы фундамента, м^2 .

5.3.2 Двузначная эпюра допускается в исключительных случаях, например, для стесненных условий, когда фундаменты нельзя развить в нужном направлении или если они нагружены знакопеременными нагрузками. В этом случае при подборе размеров подошвы фундамента следует учитывать только часть ее площади, передающей сжимающие усилия, и рассмотреть варианты фундамента со смещенным центром или с анкерами.

5.3.3 Предварительные минимальные размеры подошвы плитного фундамента назначаются не менее размеров опорных частей надфундаментных конструкций, исходя из условий:

$$p_m \leq R, \quad (5.3)$$

$$p_{\max} \leq 1,2R, \quad (5.4)$$

$$p_{\max.C} \leq 1,5R, \quad (5.5)$$

$$p_{\min} \geq 0 \text{ (при внецентренной нагрузке)}, \quad (5.6)$$

где p_m и R — соответственно среднее давление по формуле (5.7) и расчетное сопротивление грунта под подошвой фундамента по 5.4.1, МПа;

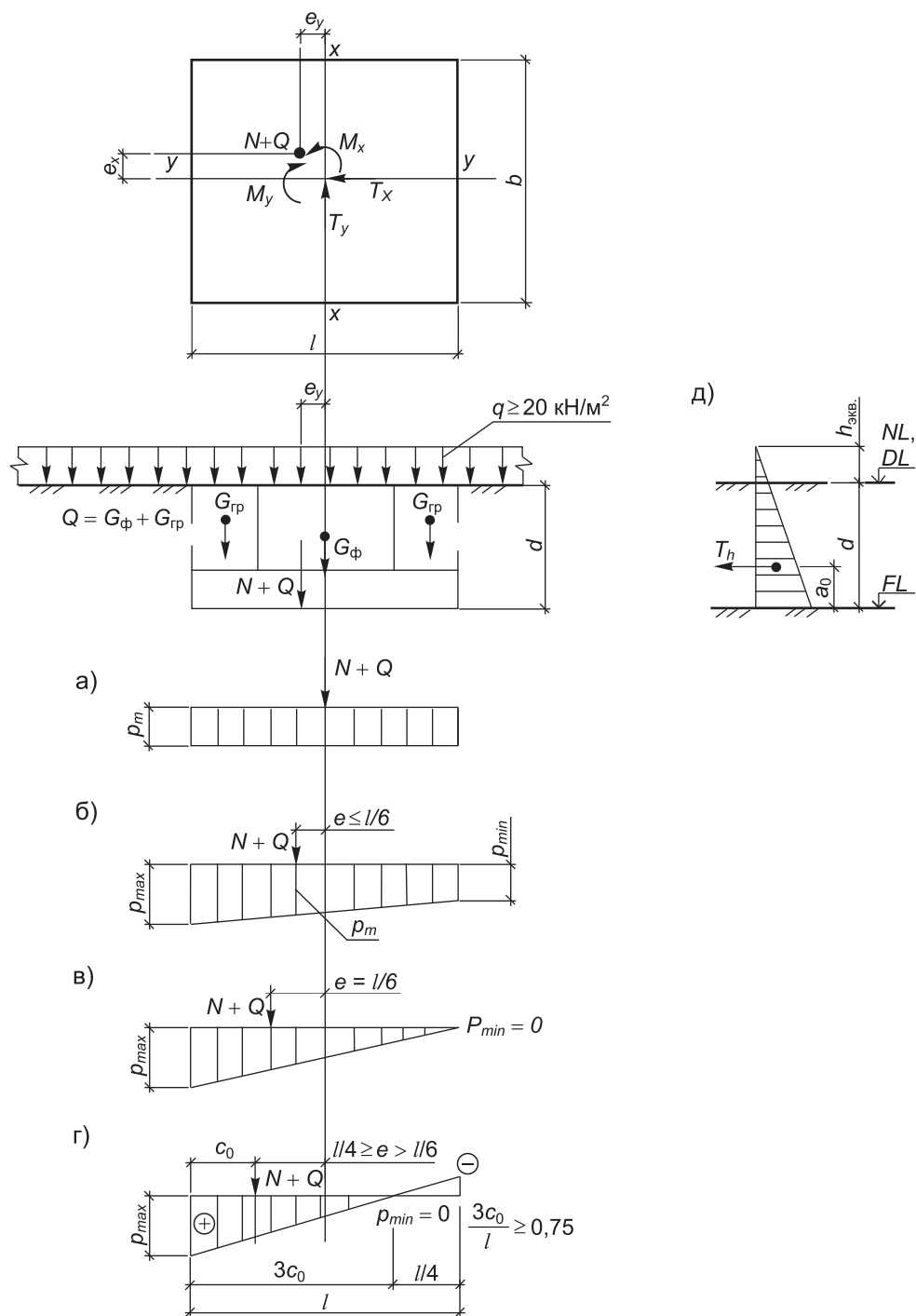
p_{\max} , p_{\min} и $p_{\max.C}$ — максимальные краевые давления вдоль каждой оси и в угловой точке «С» фундамента при действии на него изгибающих моментов взаимно перпендикулярных направлений (внецентренно приложенной вертикальной нагрузки), соответственно определяемые по рисунку 5.1 и по 5.3.7, МПа.

При назначении размеров фундамента следует исходить из того, что недонапряжение грунта под его подошвой, как правило, не должно превышать 10 %.

5.3.4 Среднее давление под подошвой фундамента определяется по формуле

$$p_m = \frac{N + Q}{A} + q\alpha, \quad (5.7)$$

где обозначения — по 5.3.7.



NL, DL, FL — см. 3.1;

Th — равнодействующая горизонтального давления грунта по формуле (6.22);

$h_{\text{экв}} = q/\gamma'_{\text{II}}$ — приведенная высота слоя грунта

Рисунок 5.1 — Схема действия сил на фундамент; эпюры контактных давлений на грунт в уровне подошвы фундамента при центральной и внецентренной нагрузках (а – г) и горизонтального давления грунта (д) на фундамент (обозначения — см. 5.3.7):
 а) прямоугольная эпюра при центрально приложенной нагрузке $N + Q$;
 б) трапецидальная эпюра при $N + Q$, приложенной с эксцентриситетом $e \leq l/6$ (в пределах ядра сечения подошвы);
 в) треугольная эпюра при $N + Q$ с $e = l/6$;
 г) двузначная эпюра при $N + Q$ с $l/4 \geq e > l/6$ (за пределами ядра сечения подошвы);
 д) эпюра активного горизонтального давления грунта, учитываемая при односторонней пригрузке фундамента

$$\frac{p_{\min}}{p_{\max}} > 0,25 \text{ (см. рисунок 5.1б)),} \quad (5.8)$$

В остальных случаях допускается принимать эпюру по рисунку 5.1в).

При этом, во всех случаях среднее давление под подошвой фундамента должно быть $p_m \leq R$ (см. рисунок 5.1б) – г)).

$$p_{\min}^{\max(\max.C)} = \frac{N+Q}{A} + q\alpha \pm \frac{M_x}{W_y} \pm \frac{M_y}{W_x}. \quad (5.9)$$
$$\rho_{\max} = \frac{2}{3} \cdot \frac{N + \gamma_{mt} dl b + q \alpha l b}{bc_0} \leq 1,2R. \quad (5.10)$$
$$C_0 = \frac{1}{2} - \frac{M}{N + Q + \gamma_{\text{пр}} d/b + q_{\alpha} b l}, \text{ при условии } \frac{3c_0}{l} \geq 0,75; \quad (5.11)$$

$$e = \frac{M}{N + \gamma_{ml} d_f l b + q \alpha l b}. \quad (5.12)$$

б) с учетом конструктивных и эксплуатационных требований назначаются глубина заложения d и предварительные размеры фундамента (b , l) по формулам (5.13) и (5.14). Для прямоугольных центрально нагруженных фундаментов при первой подстановке предварительную ширину подошвы фундамента допускается принимать минимальной, как правило, $b \approx 1,0$ м;

$$b = \sqrt{\frac{(N+Q)+q\alpha}{n(R_0 - \gamma_m d)}}, \quad (5.13)$$

$$n = b/l, \quad (5.14)$$

остальные обозначения — по 5.3.7.

$$e_0 = \frac{M}{N + \gamma_{mi} h / b + q \alpha l b} \leq \frac{1}{30} M, \quad (5.15)$$

в) для полученных размеров фундамента по перечислению б) определяется значение R по формуле (5.16) и проверяются условия (5.3) – (5.6). При этом недонапряжение грунта, как правило, не должно превышать 10 %. Если указанные требования не выполняются, следует изменить размеры b и d и повторить расчет по перечислению б). Обычно требуется не более двух-трех подстановок для получения размеров подошвы фундамента, удовлетворяющих условиям (5.3) – (5.6).

5.4 Определение расчетного сопротивления грунта основания

5.4.1 При назначении размеров фундаментов и расчете деформаций основания среднее давление под подошвой от нагрузок и воздействий на фундамент не должно превышать расчетного сопротивления грунта основания осевому сжатию R , МПа, которое устанавливается исходя из линейной зависимости между напряжениями и деформациями основания, жесткости, конструктивных особенностей объекта и наличия заглубленных помещений по формуле

$$R = \frac{\gamma_1 \gamma_2}{k} \cdot [M_\gamma k_z b \gamma_{\parallel} + M_q d_1 \gamma'_{\parallel} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{\parallel} + M_c c_{\parallel}], \quad (5.16)$$

при $b \geq 10$ м — $k_z = z_0/b + 0,2$ (здесь $z_0 = 8$ м; b — ширина подошвы фундамента, м);

γ_{II} — среднее арифметическое расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента на глубину сжимаемой толщи, но не менее $2b$ при $b \leq 1$ м и не менее $0,5b$ при $b > 1$ м, кН/м^3 :

$$\gamma_{II} = \frac{\sum_{i=1}^n \gamma_{II,i} h_i E_i}{\sum_{i=1}^n h_i E_i} \tag{5.17}$$

(при наличии подземных вод определяется с учетом их взвешивающего действия по формуле

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}, \tag{5.17a}$$

здесь γ_s и γ_w — соответственно удельный вес твердых частиц грунта и воды, кН/м^3 ;
 E_i — модуль деформации, кПа ;
 e — коэффициент пористости);
 γ'_{II} — среднее арифметическое расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих выше подошвы фундамента (для засыпок γ'_{II} назначается исходя из значений, задаваемых в проектной документации, и по 4.7.3.1), кН/м^3 ;
 c_{II} — расчетное удельное сцепление грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа ;
 d_1 — глубина заложения фундаментов бесподвальных сооружений от уровня планировки, м, или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала, м, определяемая по формуле

$$d_1 = h_s + \frac{h_{cf} \gamma_{cf}}{\gamma_{II}}, \tag{5.18}$$

здесь h_s — толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала, м;
 h_{cf} — толщина конструкции пола подвала, м;
 γ_{cf} — расчетный удельный вес конструкции пола подвала, кН/м^3 ;
 d_b — глубина подвала, от уровня планировки до верха пола, м (для сооружений с подвалом шириной $B \leq 20$ м и глубиной более 2 м допускается принимать $d_b = 2$ м, при ширине подвала $B > 20$ м или отсутствии подвала $d_b = 0$).

Таблица 5.2 — Значения коэффициентов γ_1 и γ_2

Грунты основания	Коэффициент γ_1	Коэффициент γ_2 для сооружений с жесткой и ограниченно-жесткой конструктивными схемами по 4.4.3 при отношении длины сооружения или его отсека к высоте L/H , равном	
		4 и более	1,5 и менее
Крупнообломочные с песчаным заполнителем и песчаные, кроме мелких и 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 и 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 $I_L > 0,5$	1,1	1,0	1,0

Окончание таблицы 5.2

Примечания

- 1 К сооружениям с жесткой и ограниченно-жесткой конструктивными схемами относятся сооружения по 4.4.3, конструкции которых специально приспособлены к восприятию усилий от деформаций оснований, в том числе за счет применения специальных мероприятий (диски, диафрагмы жесткости, железобетонные пояса и другие мероприятия по разделу 7).
- 2 Для зданий с гибкой конструктивной схемой значение коэффициента γ_2 принимается равным единице.
- 3 Для малопрочных песков и слабых глинистых грунтов γ_1 и γ_2 принимаются равными единице.

Таблица 5.3 — Коэффициенты M_γ , M_q , M_c

Угол внутреннего трения φ_{II} , град	Коэффициенты			Угол внутреннего трения φ_{II} , град	Коэффициенты		
	M_γ	M_q	M_c		M_γ	M_q	M_c
0°	0	1,00	3,14	23°	0,69	3,65	6,24
1°	0,01	1,06	3,23	24°	0,72	3,87	6,45
2°	0,03	1,12	3,32	25°	0,78	4,11	6,67
3°	0,04	1,18	3,41	26°	0,84	4,37	6,90
4°	0,06	1,25	3,51	27°	0,91	4,64	7,14
5°	0,08	1,32	3,61	28°	0,98	4,93	7,40
6°	0,10	1,39	3,71	29°	1,06	5,25	7,67
7°	0,12	1,47	3,82	30°	1,15	5,59	7,95
8°	0,14	1,55	3,93	31°	1,24	5,95	8,24
9°	0,16	1,64	4,05	32°	1,34	6,34	8,55
10°	0,18	1,73	4,17	33°	1,44	6,76	8,88
11°	0,21	1,83	4,29	34°	1,55	7,22	9,22
12°	0,23	1,94	4,42	35°	1,68	7,71	9,58
13°	0,26	2,05	4,55	36°	1,81	8,24	9,97
14°	0,29	2,17	4,69	37°	1,95	8,81	10,37
15°	0,32	2,30	4,84	38°	2,11	9,44	10,80
16°	0,36	2,43	4,99	39°	2,28	10,11	11,25
17°	0,39	2,57	5,15	40°	2,46	10,85	11,73
18°	0,43	2,73	5,31	41°	2,66	11,64	12,24
19°	0,47	2,89	5,48	42°	2,88	12,51	12,79
20°	0,51	3,06	5,66	43°	3,12	13,46	13,37
21°	0,56	3,24	5,84	44°	3,38	14,50	13,98
22°	0,61	3,44	6,04	45°	3,66	15,64	14,64

5.4.2 Формулу (5.16) допускается применять при любой форме фундаментов в плане. Если подошва фундамента имеет форму круга или правильного многоугольника площадью A , принимается $b = \sqrt{A}$.

Расчетные значения удельного веса грунтов и материала пола подвала (см. формулу (5.16)) допускается принимать равными их нормативным значениям.

Расчетное сопротивление грунта при соответствующем обосновании может быть увеличено, если в процессе исследований по 4.1.4.1 установлено, что конструкция фундамента улучшает условия его совместной работы с основанием.

5.4.2.1 Расчетное сопротивление основания, сложенного рыхлыми песками, при $\gamma_1 = 1$ и $\gamma_2 = 1$ должно уточняться по результатам испытаний штампом (не менее трех). Размеры и форма штампа должны быть близкими к форме и размерам проектируемого фундамента площадью $A \geq 0,5 \text{ м}^2$. Допускается применять стандартный штамп с круглой в плане подошвой. Расчетное сопротивление должно приниматься не более давления, которому соответствует предельно допустимая осадка фундамента, приведенная в ТКП 45-5.01-254 (приложение Б).

При значительной величине ожидаемых осадок и просадок основания, сложенного рыхлыми песками, или при возможности динамического воздействия на него следует предусматривать мероприятия по своевременному, до возведения здания или сооружения, уменьшению деформируемости основания (путем уплотнения, водопонижения, замачивания, закрепления, замены рыхлого песка на плотный грунт и пр.) или рассмотреть другие варианты фундаментов. Без применения указанных мероприятий устройство плитных фундаментов на рыхлых песках (и тем более при вибродинамических воздействиях) недопустимо. В необходимых случаях должны предусматриваться мероприятия по уменьшению чувствительности зданий и сооружений к неравномерным деформациям по разделу 7.

5.4.2.3 Расчетное сопротивление грунтов основания R в случае их уплотнения или устройства грунтовых подушек должно определяться исходя из заданных проектом расчетных значений физико-механических характеристик уплотняемых грунтов. Расчетное сопротивление грунтов основания эксплуатируемых сооружений должно приниматься в соответствии с данными об их физико-механических свойствах с учетом типа и состояния фундаментов и надфундаментных конструкций сооружения, продолжительности его эксплуатации, ожидаемых дополнительных осадок при увеличении нагрузок на фундаменты и их влияния на примыкающие сооружения (см. раздел 7).

5.4.3 При назначении предварительных размеров фундаментов и для оценочных расчетов на предпроектной стадии допускается использовать табличные значения условного расчетного сопротивления грунтов Республики Беларусь R_0 по таблицам 5.4 – 5.8 с учетом указаний 5.4.3.1. Значения R_0 допускается также использовать для назначения окончательных размеров фундаментов сооружений III и II (при обосновании) уровня ответственности на основаниях I и II категории сложности, сжимаемость которых не увеличивается в пределах двух значений ширины фундамента ниже его подошвы. Для грунтов с промежуточными значениями e , I_L , ρ_d , S_r значения R_0 определяются линейной интерполяцией.

Таблица 5.4 — Условное расчетное сопротивление R_0 крупнообломочных грунтов

Крупнообломочные грунты	Значение R_0 , кПа, при коэффициенте пористости e от 0,45 до 0,55
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 5.5 — Условное расчетное сопротивление R_0 песчаных грунтов

Пески	Значение R_0 , кПа, в зависимости от прочности песков	
	Прочные при коэффициенте пористости e от 0,45 до 0,54	Средней прочности при коэффициенте пористости e от 0,55 до 0,75
Крупные	600	500
Средние	500	400
Мелкие:		
маловлажные и влажные	400	300
водонасыщенные	300	250
Пылеватые:		
маловлажные	300	250
влажные	250	150
водонасыщенные	200	100
<i>Примечание</i> — В таблице значения R_0 даны для меньшего значения e . Для большего значения e приведенные в таблице значения R_0 для прочных грунтов следует умножать на 0,9, а для грунтов средней прочности — на 0,8; для промежуточных значений e значение R_0 допускается определять линейной интерполяцией.		

Таблица 5.6 — Условное расчетное сопротивление R_0 глинистых непросадочных грунтов (кроме моренных и лессовых)

Глинистые грунты	Коэффициент пористости e	Значение R_0 , кПа, при показателе текучести грунта I_L , равном		
		0	0,5	0,75
Супеси	0,5	400	300	250
	0,7	300	250	200
Суглинки	0,5	400	350	300
	0,7	350	300	200
	0,85	250	200	150
Глины	0,5	600	500	400
	0,6	500	400	300
	0,8	300	250	200
	1,0	250	200	150

Таблица 5.7 — Условное расчетное сопротивление R_0 моренных глинистых грунтов

Глинистые моренные грунты	Коэффициент пористости e	Значение R_0 , кПа, при показателе текучести грунта I_L , равном			
		0	0,25	0,5	0,75
Супеси	0,3	600	500	—	—
	0,35	500	400	300	—
	0,45	400	300	200	150
Суглинки	0,3	600	540	400	—
	0,35	500	450	300	—
	0,45	420	350	250	200

Таблица 5.8 — Условное расчетное сопротивление R_0 насыпных грунтов

Характеристика насыпи по ТКП 45-5.01-254	Значение R_0 , кПа, в зависимости от типа грунтов			
	Пески крупные, средние, мелкие, шлаки		Пески пылеватые, супеси, суглинки, глины	
	при степени влажности S_r			
	$S_r \leq 0,5$	$S_r > 0,8$	$S_r \leq 0,5$	$S_r > 0,8$
Стабилизированные насыпи, отвалы грунтов и отходов производства по СТБ 943, устраиваемые с уплотнением ($0,93 \leq k_{com} \leq 0,95$) без уплотнения ($0,90 \leq k_{com} \leq 0,92$)	250	200	180	150
	200	150	120	100
Нестабилизированные отвалы, свал- ки грунтов и отходов производства в возрасте более 1 года, устраиваемые: с уплотнением ($k_{com} \geq 0,93$) без уплотнения ($k_{com} \geq 0,90$)	150	120	120	100
	120	100	100	80

5.4.3.1 Условные табличные значения R_0 (см. таблицы 5.4 – 5.8) относятся к фундаментам, имеющим ширину $b_0 = 1$ м и глубину заложения $d_0 = 2$ м.

При $d_0 < 2$ м табличные значения R_0 , используемые для окончательных расчетов по 5.4.3, рекомендуется определять по формуле (5.19), а при $d_0 > 2$ м — по формуле (5.20).

$$R_{01} = R_0 \left(1 + k_1 \cdot \frac{b - b_0}{b_0} \right) \cdot \frac{d + d_0}{2d_0}, \tag{5.19}$$

$$R_{02} = R_0 \left(1 + k_1 \cdot \frac{b - b_0}{b_0} \right) + k_2 \gamma'_{II} (d - d_0), \tag{5.20}$$

где b и d — соответственно, ширина и глубина заложения проектируемого фундамента, м. В зданиях с подвалами шириной $B \leq 20$ м и высотой $h \geq 2$ м глубина заложения фундаментов $d = d_1 + 2$, при $B > 20$ м $d = d_1$ (здесь d_1 — по формуле (5.16));

- γ'_{II} — расчетный удельный вес грунта, расположенного выше подошвы фундамента, кН/м³;
 k_1 — коэффициент, принимаемый для оснований, сложенных:
крупнообломочными и песчаными грунтами, кроме пылеватых песков, — 0,125;
пылеватыми песками, супесями, суглинками и глинами, — 0,050;
 k_2 — коэффициент, принимаемый для оснований, сложенных:
крупнообломочными и песчаными грунтами, — 0,25;
супесями, суглинками, — 0,20;
глинами, — 0,15.

5.4.3.2 Примеры расчета значений R приведены в приложении Г (примеры Г.3 – Г.6).

5.5 Расчет оснований плитных фундаментов по деформациям

5.5.1 Целью расчета по деформациям оснований по 5.5.1.1 является ограничение абсолютных или относительных перемещений фундаментов и надфундаментных конструкций проектируемых и существующих сооружений такими пределами, при которых гарантируется их нормальная эксплуатация и долговечность (вследствие появления деформаций, изменения проектных уровней и положений конструкций, расстройств их соединений и т. п.), согласно требованиями 4.1.1 и 4.3.1.1.

5.5.1.1 Деформации основания, в зависимости от причин их возникновения, подразделяются на два вида:

первый — деформации (осадки, просадки, выпор, горизонтальные перемещения и другие по 5.5.2), вызванные загрузением основания силовыми внешними нагрузками и воздействиями от зданий, сооружений, прилегающей территории и грунта;

второй — деформации от несиловых природных и техногенных воздействий (оседания, просадки, подъемы по 5.5.2), вызванные изменением гидрогеологического режима, от подработки территории, виброгеодинамических, суффозионно-эрозийных, температурных явлений и др.

5.5.2 Расчет оснований по деформациям производится из условия совместной работы сооружения и основания, которая характеризуется следующими деформациями по 4.4.1:

осадка — вертикальное смещение основания фундамента в результате уплотнения под действием внешних нагрузок, воздействий и собственного веса грунта, не сопровождающееся коренным изменением его структуры;

просадка — недопустимое быстропротекающее смещение грунта основания фундамента, как правило, с коренным изменением его структуры и сложения под воздействием как внешних нагрузок и собственного веса грунта, так и дополнительных факторов, например таких, как замачивание, вибрация, промерзание-оттаивание основания и т. п.;

разуплотнение-набухание и усадка — смещение грунта основания в активной зоне фундамента, связанное с изменением объема некоторых грунтов под воздействием воды, химических веществ или температуры (набухание, морозное пучение, оттаивание грунта и др.);

оседание — вертикальное смещение земной поверхности (мульда сдвижения) в результате опускания грунта в горные (подземные) выработки, карстово-суффозионные полости или вследствие изменения гидрогеологических условий на территории застройки (понижения-повышения уровня подземных вод) и т. п.;

горизонтальное перемещение — горизонтальное смещение грунта основания, вызванное горизонтальными нагрузками, передаваемыми на него от фундаментов распорных систем, подпорных стен и др., или перемещениями грунта при его оседании, просадках от собственного веса, оползней, землетрясений, техногенных явлений и т. п.

5.5.2.1 Абсолютная конечная осадка основания отдельного фундамента s , см, определяется как среднее вертикальное перемещение отдельной точки или всего жесткого сооружения от нагрузки, передаваемой от него на основание, или от природных и техногенных явлений по 5.5.2. Значения s используются для вычисления средней осадки основания сооружения и для оценки неравномерности деформаций оснований фундаментов и связанных с ними конструкций.

5.5.2.2 Средняя осадка основания сооружения s_m определяется как среднее арифметическое значений абсолютных конечных, как правило, неравномерных осадок основания отдельных фундаментов или точек сооружения.

При подсчете средней осадки необходимы данные по абсолютным конечным осадкам не менее чем трех характерных (по размерам и действующим на них нагрузкам) фундаментов (точек). Чем больше площадь застройки и больше различие в размерах отдельных фундаментов, тем большее число фундаментов (точек) необходимо учитывать при подсчете средней осадки. В общем случае значение s_m определяется по формуле

$$s_m = \frac{\sum_{i=1}^n s_i A_i}{\sum_{i=1}^n A_i}, \quad (5.21)$$

где s_i — абсолютная конечная осадка i -го фундамента, м;
 A_i — площадь подошвы i -го фундамента, м².

Если осадки всех фундаментов сооружения одинаковы, т. е. происходит равномерная осадка основания сооружения, то в его конструкциях не возникает дополнительных усилий и деформаций. В этом случае средняя осадка ограничивается только технологическими или архитектурно-эстетическими требованиями.

5.5.2.3 Относительная неравномерность осадок двух фундаментов (точек) λ определяется по формуле (5.22) как разность абсолютных конечных осадок Δs , м, отнесенная к расстоянию между фундаментами (точками) L , м. Эта характеристика служит для оценки неравномерных (скачкообразных) осадок (рисунок 5.2). Для гибких сооружений величина λ характеризует перекосные деформации, а для жестких и ограниченно жестких по 4.4.3 — преимущественно сдвиговые деформации конструкций.

$$\lambda = \Delta s / L. \quad (5.22)$$

5.5.2.4 Крен фундамента (или сооружения в целом) i определяется разностью абсолютных конечных осадок его противоположных граней (частей), отнесенной к ширине или длине фундамента (сооружения) L , м (по формуле (5.23) и рисунку 5.3). При такой деформации, характерной для жестких фундаментов и сооружений, осадки основания в любом направлении изменяются по линейному закону.

$$i = \frac{s_2 - s_1}{L}. \quad (5.23)$$

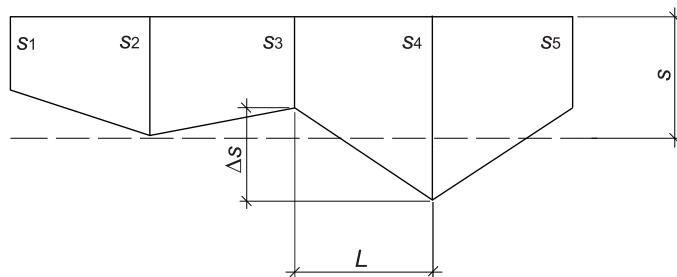


Рисунок 5.2 — Пример определения относительных неравномерных осадок соседних фундаментов ($\Delta s/L$) по эпюре абсолютных конечных осадок s_i

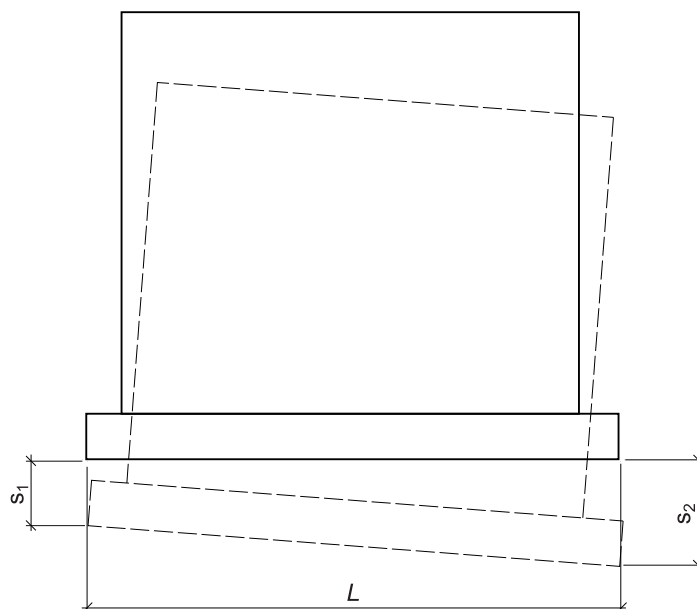


Рисунок 5.3 — Схема крена жесткого сооружения

5.5.2.5 Относительный прогиб или выгиб K определяется отношением стрелы прогиба или выгиба f , м, к длине однозначно изгибаемого участка сооружения L , м (по формуле (5.24) и рисунку 5.4). Эта характеристика используется при плавных искривлениях зданий и сооружений. Относительный прогиб (выгиб) вычисляется по абсолютным конечным осадкам s не менее чем трех отдельных фундаментов или такого же количества мест сплошного или ленточного фундамента.

$$K = \frac{f}{L} = \frac{2s_2 - s_1 - s_3}{2L}, \quad (5.24)$$

где s_1 и s_2 — абсолютные конечные осадки концов рассматриваемого участка однозначного искривления, м;

s_3 — наибольшая или наименьшая конечная осадка на том же участке, м;

L — расстояние между точками, имеющими осадки s_1 и s_3 , м;

f_1/L_1 — относительный прогиб на участке L_1 ;

f_2/L_2 — относительный выгиб на участке L_2 .

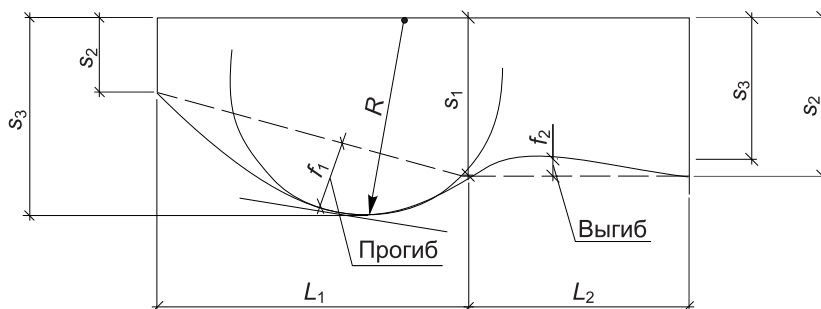


Рисунок 5.4 — Схема деформации основания при определении прогиба или выгиба сооружения

5.5.2.6 Кривизна изгибаемого участка сооружения ρ , определяемая по формуле (5.25), — величина обратная радиусу искривления R , м (см. рисунок 5.4). Характеризует напряженно-деформированное состояние ограниченно жестких протяженных сооружений. Как правило, приводится в типовых проектах при их привязке к конкретным условиям строительной площадки для последующей оценки предельных деформаций основания по условиям прочности и трещиностойкости конструкций.

$$\rho = 1/R. \quad (5.25)$$

5.5.2.7 Относительный угол закручивания сооружения χ , определяемый по формуле (5.26), характеризует пространственную работу конструкций сооружения и вычисляется суммированием относительных неравномерных осадок противоположных сторон сооружения, отнесенных к расстоянию между ними (рисунок 5.5). Усилия в конструкциях, возникающие при кручении сооружения, должны суммироваться с усилиями от других видов деформаций (например, прогиба).

$$\chi = \frac{\lambda_1 + \lambda_2}{I}, \quad (5.26)$$

где $\lambda_1 \approx \operatorname{tg} \beta_1 = -\frac{(s_1 - s_2)}{B}$,

$$\lambda_2 \approx \operatorname{tg} \beta_2 = \frac{s_3 - s_4}{B},$$

здесь обозначения — см. рисунок 5.5.

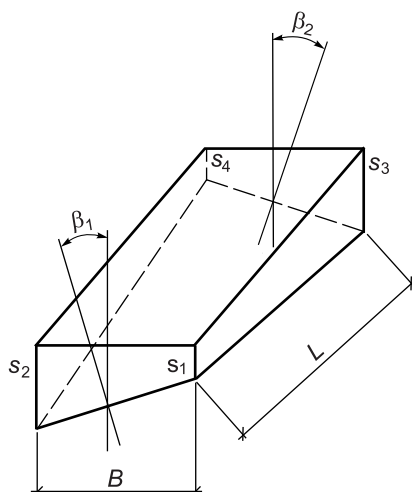


Рисунок 5.5 — Схема деформации основания при определении относительного угла закручивания сооружения χ

5.5.2.8 Горизонтальное перемещение фундамента и сооружения в целом следует учитывать при действии на основание горизонтальных нагрузок или грунта, смещающегося в результате природных и техногенных явлений (оседание, просадка, оползание), которые не должны превышать предельных значений по 5.5.3.

5.5.2.9 Вследствие неравномерных осадок основания возможна сложная деформация сооружения. В этом случае ее рекомендуется раскладывать на отдельные составляющие согласно рисунку 5.6.

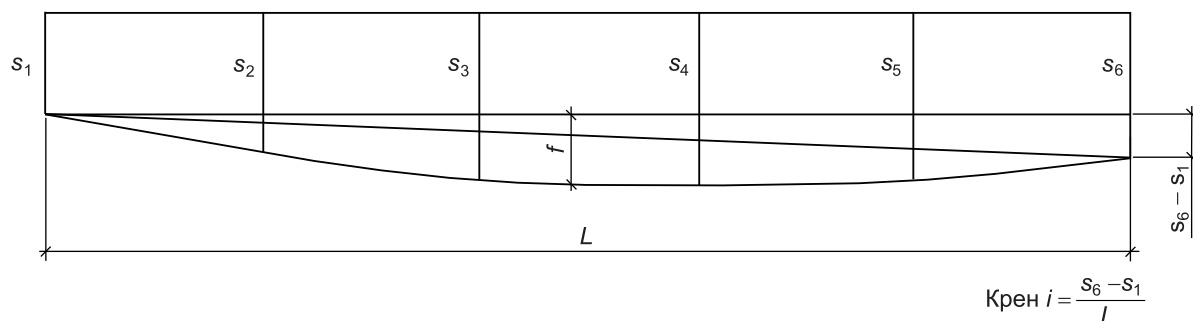


Рисунок 5.6 — Пример разложения сложной деформации основания на составляющие (крен i и относительный прогиб $K = \#L$)

5.5.3 Расчет оснований по деформациям производится исходя из условия

$$\varepsilon \leq \varepsilon_u, \quad (5.27)$$

где ε — совместная деформация основания и сооружения по 4.4.1 от действия внешних нагрузок и воздействий, определяемая по опытным данным или расчетом согласно 5.5.2, 5.6.1 – 5.8.2;

ε_u — предельная совместная деформация основания и сооружения, устанавливаемая в соответствии с 5.5.3.1 и 5.5.3.2.

5.5.3.1 Предельные значения совместной деформации основания назначаются исходя из технологических, архитектурных, экологических или санитарно-гигиенических требований соответствующих норм проектирования зданий и сооружений, правил технической эксплуатации оборудования или здания с учетом возможности, в необходимых случаях, рихтовки конструкций и оборудования в процессе их эксплуатации.

Предельные значения совместной деформации основания и сооружения по условиям прочности, устойчивости и трещиностойкости конструкций должны устанавливаться при проектировании на основе расчета сооружения во взаимодействии с основанием.

Значение ε_u по условиям прочности и трещиностойкости допускается не устанавливать для сооружений значительной жесткости и прочности (например, зданий башенного типа, домен и др.), а также для сооружений, в конструкциях которых не возникают усилия от неравномерных осадок основания (например, гибких и различного рода шарнирных систем по 4.4.3).

5.5.3.2 Для расчетов фундаментов сооружений III уровня ответственности, а при обосновании, и II уровня ответственности, если в задании на проектирование не установлены значения ε_u , их допускается принимать по данным, приведенным в ТКП 45-5.01-254 (приложение Б).

5.5.3.3 Расчет деформаций основания допускается не выполнять, если среднее давление под подошвой проектируемого фундамента не превышает расчетного сопротивления грунтов основания по формуле (5.3) и выполняется одно из следующих условий:

а) степень однородности основания по сжимаемости для грунтов, указанных в таблице 5.9, $\alpha_E = E_{\max}/E_{\min} \leq 3$, а средний модуль деформации в пределах площадки застройки $E_f \geq 10$ МПа (E_{\max} и E_{\min} — максимальное и минимальное значения модуля деформации грунта в пределах сжимаемой толщи основания, МПа);

б) грунтовые условия площадки строительства и тип проектируемого сооружения соответствуют указанным в таблице 5.9.

Таблица 5.9 — Варианты условий строительства, при которых расчет фундаментов по деформациям основания необязателен

Тип сооружения	Варианты грунтовых условий
<p>1 Производственные здания:</p> <p>одноэтажные с несущими конструкциями, мало-чувствительными к неравномерным осадкам (например, стальной или железобетонный каркас на отдельных фундаментах, при шарнирном опирании ферм, ригелей), и с мостовыми кранами грузоподъемностью до 500 кН включ.</p> <p>многоэтажные, до 6 этажей включ., с сеткой колонн не более 6×9 м</p> <p>2 Жилые и общественные здания прямоугольной формы в плане без перепадов по высоте с полным каркасом и бескаркасные с несущими стенами из кирпича, крупных блоков или панелей и горизонтальными дисками жесткости (в виде железобетонных настилов):</p> <p>а) протяженные многосекционные высотой до 9 этажей включ.</p> <p>б) несблокированные башенного типа высотой до 14 этажей включ.</p> <p>в) малоэтажные сельского и коттеджного типов</p>	<p>Однородные — из:</p> <p>1 — крупнообломочных грунтов, при содержании заполнителя менее 40 %</p> <p>2 — песков любой крупности, кроме пылеватых и малопрочных, при коэффициенте пористости $e \leq 0,65$</p> <p>3 — супесей, при $e \leq 0,65$; суглинков, при $e \leq 0,85$; глины, при $e \leq 0,95$, если диапазон изменения коэффициента пористости этих грунтов на площадке не превышает 0,2, а показатель текучести $I_L \leq 0,5$</p> <p>Неоднородные — из песков, кроме пылеватых, при $e \leq 0,7$; из песков в сочетании с глинистыми грунтами, при $e < 0,5$ и $I_L < 0,5$, независимо от их чередования по глубине основания</p>
<p>Примечания</p> <p>1 Таблицей допускается пользоваться: а) для сооружений, у которых площадь отдельных фундаментов под несущие конструкции отличается не более чем в 2 раза; б) для сооружений иного назначения, чем указано в таблице, при аналогичных конструкциях, нагрузках и условиях эксплуатации.</p> <p>2 Таблица не распространяется на производственные здания с нагрузками на полы св. 20 кПа.</p>	

5.6 Расчет осадок

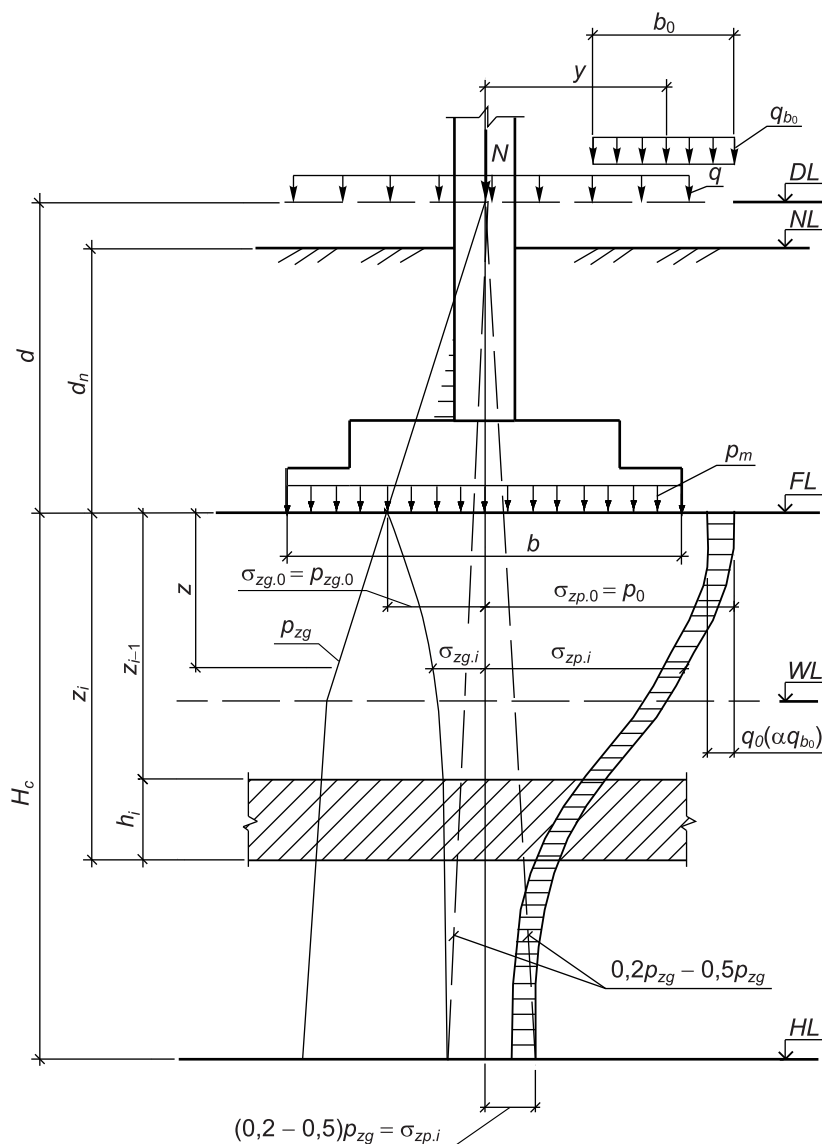
5.6.1 Рекомендуется применять следующие методы расчета конечных абсолютных осадок уплотнения основания фундаментов (далее — осадка), возможных в период строительства и эксплуатации сооружения:

- а) метод послойного суммирования с использованием расчетной схемы линейно-деформируемого полупространства, ограниченного условной глубиной сжимаемой толщи H_c (рисунок 5.7) по 5.6.2 – 5.6.4;
б) метод линейно-деформируемого слоя конечной толщины (рисунок 5.8) по 5.6.5;
в) метод эквивалентного слоя (рисунок 5.9) по 5.6.6.

5.6.1.1 Расчет конечных абсолютных осадок уплотнения основания фундамента методом послойного суммирования с использованием расчетной схемы линейно-деформируемого полупространства производится в предположении, что сжимаемый грунт ниже подошвы фундамента подчиняется закону линейно-деформируемой среды, т. е. его деформация (осадка) линейно зависит от давления (нагрузки). При этом допустимое давление на грунт назначается из следующих условий:

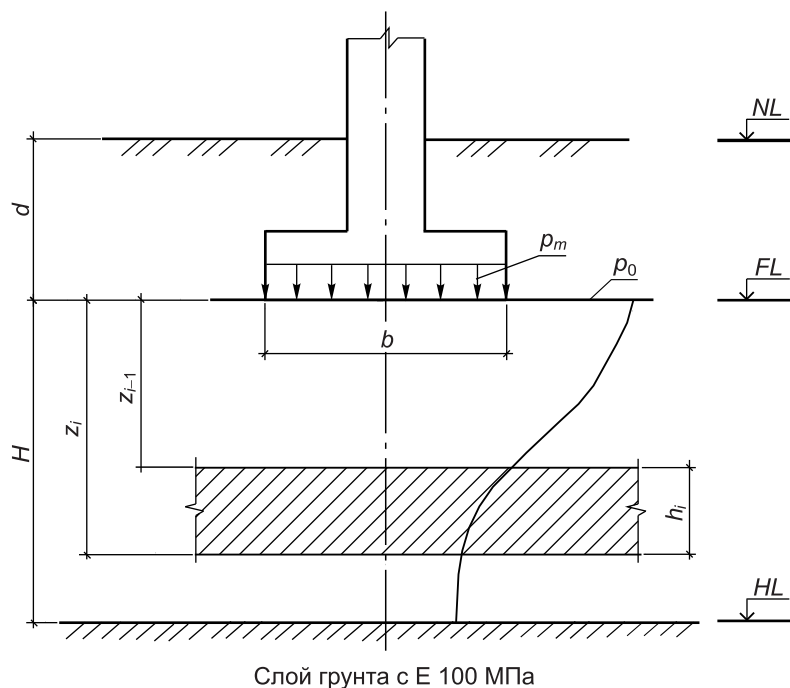
- а) область развития предельного равновесия (сдвигов) под подошвой фундамента по его краям не превышает 1/4 ширины (т. е. соблюдается условие $p_m \leq R$);
- б) осадка фундамента зависит только от вертикального давления по его оси.

Метод послойного суммирования, как правило, рекомендуется применять для определения конечной абсолютной осадки уплотнения основания фундаментов шириной $b \leq 10$ м, возводимых на основаниях с глубоким залеганием прочного слоя ($E_i \geq 100$ МПа) за пределами сжимаемой толщи грунта H_c .



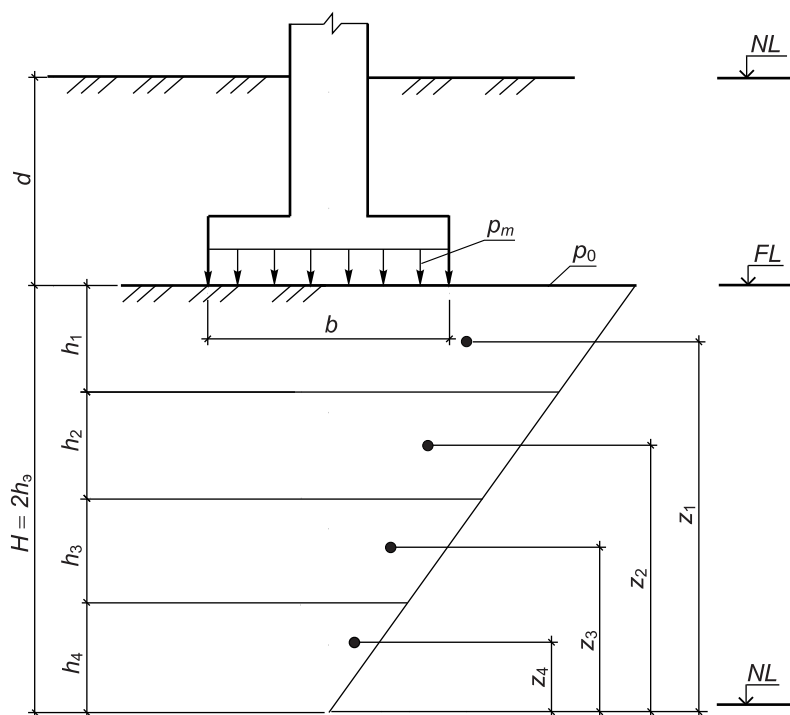
DL, NL, FL, WL — см. 3.1; HL — нижняя граница сжимаемой толщи; H_c — глубина сжимаемой толщи;
 q — сплошная и q_{b_0} — полосовая нагрузки от пола (складируемого материала, оборудования и транспорта);
 остальные обозначения приведены в формулах (5.3) и (5.31) – (5.34)

Рисунок 5.7 — Схема распределения вертикальных напряжений в линейно-деформируемом полупространстве от сплошной равномерно распределенной центрально приложенной нагрузки при определении конечных абсолютных осадок уплотнения основания фундамента методом послойного суммирования



Условные обозначения — см. рисунок 5.7

Рисунок 5.8 — Схема к расчету конечных абсолютных осадок уплотнения основания фундамента по методу линейно-деформируемого слоя конечной толщины.



Условные обозначения — см. рисунок 5.7

Рисунок 5.9 — Схема к расчету конечных абсолютных осадок уплотнения основания фундамента и их затухания во времени по методу эквивалентного слоя.

Метод линейно-деформируемого слоя конечной толщины рекомендуется использовать в следующих случаях:

$$H_1 \geq H_c \left(1 - \sqrt[3]{E_2/E_1}\right), \quad (5.28)$$

б) когда ширина или диаметр фундамента $b \geq 10$ м, а в основании залегают грунты, модуль деформации которых $E \geq 10$ МПа и их суммарная толщина не превышает $0,2H_c$.

— при ширине фундамента $b \leq 5$ м и условии, что в уровне подошвы фундамента среднее давление на основание p_m больше вертикального напряжения от собственного веса вышележащего грунта — $p_m > \sigma_{zd,0}$, по формуле

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} h_i}{E_i}; \quad (5.29)$$

— при $p_m \leq \sigma_{zg0}$, независимо от ширины фундамента, по формуле (5.30), с определением $\sigma'_{zp.i}$ по формуле (5.34):

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma'_{zp,i} h_i}{E_i}; \quad (5.30)$$

— в случаях разуплотнения грунта основания от разработки котлована (при $b \geq 3$ м и глубине заложения подошвы фундамента $d \geq 3,0$ м), если $p_m \geq \sigma_{\text{за},0}$, по формуле

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zg,i} h_i}{E_{p,i}}. \quad (5.31)$$

$\sigma_{zg,ih}$ $\sigma'_{zg,i}$ — среднее дополнительное вертикальное нормальное напряжение в i -м слое основания вдоль вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента, МПа (по формулам (5.33) и (5.34) соответственно), равное полусумме указанных напряжений на верхней (z_{i-1}) и нижней (z_i) границах рассматриваемого слоя:

$$\sigma_{zp.i} = \frac{\sigma_{zi} + \sigma_{zi-1}}{2}, \quad (5.32)$$

$$\sigma'_{zp,i} = \frac{\sigma'_{zi} + \sigma'_{zi-1}}{2}, \quad (5.32a)$$

- $\sigma_{zg,i}$ — среднее вертикальное нормальное напряжение в i -м слое основания вдоль вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента, от собственного веса грунта, находящегося выше отметки подошвы фундамента, МПа, (по формуле (5.35));
- h_i — толщина i -го слоя, на которые разбивается сжимаемая толща грунта, м; значение h_i принимается не более $0,4b$ (b — ширина фундамента), м;
- E_i — модуль деформации i -го слоя грунта, определяемый по результатам штамповых или компрессионных испытаний по ветви первичного нагружения, МПа;
- $E_{e,i}$ — модуль деформации i -го слоя грунта по ветви вторичного нагружения, МПа; для зданий I уровня ответственности значения $E_{e,i}$ следует назначать по результатам прямых испытаний грунтов, а для II и III уровня ответственности $E_{e,i}$ допускается принимать по таблицам, приведенным в приложении Б, с корректировочным коэффициентом K_E ($E_{e,i} = K_E E_i$),
- K_E — корректировочный коэффициент принимаемый:
 для супесей при коэффициенте пористости $0,5 \leq e \leq 1,0$ — $1,5 \leq K_E \leq 2,5$;
 для суглинков при показателе текучести $0,25 \leq I_L \leq 1,0$ — $1,5 \leq K_E \leq 3,0$;
 для песков средних и крупных при $0,45 \leq e \leq 0,75$ — $2 \leq K_E \leq 5$.
 Промежуточные значения K_E определяются линейной интерполяцией между крайними значениями коэффициента пористости e и показателя текучести I_L ;
- n — число слоев, на которые разбита сжимаемая толща основания.

Примеры расчета осадок оснований фундаментов по схеме линейно-деформируемого полупространства методом послойного суммирования приведены в приложении Г (примеры Г.7 – Г.10).

5.6.2.1 Дополнительные вертикальные нормальные напряжения в i -м слое основания на глубине z ниже подошвы фундамента вдоль вертикали, проходящей через ее центр, $\sigma_{zp,i}$ и $\sigma'_{zp,i}$ определяются по формулам:

$$\sigma_{zp,i} = \alpha p_0, \quad (5.33)$$

$$\sigma'_{zp,i} = \alpha p_m, \quad (5.34)$$

- где α — коэффициент затухания напряжений, принимаемый по таблице 5.10 в зависимости от формы подошвы фундамента, соотношения его сторон $\eta = l/b$ и относительной глубины $\xi = 2z/b$;
- $p_0 = p_m - p_{zg,0}$ — дополнительное вертикальное давление на основание в уровне подошвы фундамента, МПа;
- здесь p_m — среднее давление под подошвой фундамента от приложенной к нему нагрузки, определяемое по формуле (5.7), МПа;
- $p_{zg,0}$ — вертикальное природное давление в уровне подошвы фундамента от веса вышележащего грунта, МПа, (при планировке срезкой-подсыпкой принимают $p_{zg,0} = \gamma' d$, при отсутствии планировки — $p_{zg,0} = \gamma' d_n$);
- γ' — удельный вес грунта, расположенного выше уровня подошвы фундамента, МПа/м³;
- d и d_n — глубина заложения подошвы фундамента соответственно от уровня планировки и поверхности природного рельефа, м.

Таблица 5.10 — Коэффициент затухания напряжений α

Относительная глубина $\xi = 2z/b$	Коэффициент α для фундаментов							
	круглых	прямоугольных с соотношением сторон $\eta = l/b$, равным						ленточных ($\eta \geq 10$)
		1, 0	1,4	1,8	2,4	3,2	5,0	
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
<p>Примечания</p> <p>1 Обозначения: b — ширина или диаметр фундамента, l — длина фундамента.</p> <p>2 Для фундаментов, имеющих подошву в форме правильного многоугольника с площадью A, значения α принимаются как для круглых фундаментов радиусом $r = \sqrt{A/\pi}$.</p> <p>3 Для промежуточных значений ξ и η коэффициент α определяется линейной интерполяцией.</p>								

5.6.2.2 Дополнительное вертикальное нормальное напряжение $\sigma_{zg,i}$ в середине i -го слоя основания на глубине z ниже подошвы фундамента от собственного веса грунта, расположенного выше подошвы фундамента, $\sigma_{zg,0}$, равное полусумме напряжений на верхней и нижней границе рассматриваемого слоя (аналогично формуле (5.32)), определяется по формуле

$$\sigma_{zg,i} = \alpha p_{zg,0}, \tag{5.35}$$

где α и $p_{zg,0}$ — см. обозначения к формуле (5.33).

5.6.2.3 Дополнительные вертикальные нормальные напряжения на глубине z ниже подошвы прямоугольного фундамента вдоль вертикали, проходящей через его угловую точку, $\sigma_{zp.cj}$ МПа, определяются по формуле

$$\sigma_{zp.\bar{n}} = \alpha p_0 / 4, \quad (5.36)$$

где α и p_0 — см. обозначения к формуле (5.33).

5.6.3 Дополнительные вертикальные напряжения на глубине z вдоль вертикали, проходящей через произвольную точку A (в пределах или за пределами рассматриваемого фундамента с дополнительным давлением в уровне подошвы, равным p_0), $\sigma_{zp.a}$ определяются алгебраическим суммированием напряжений в угловых точках четырех фиктивных фундаментов $\sigma_{zp.cj}$ (рисунок 5.10), МПа, по формуле

$$\sigma_{zp.a} = \sum_{j=1}^4 \sigma_{zp.cj}. \quad (5.37)$$

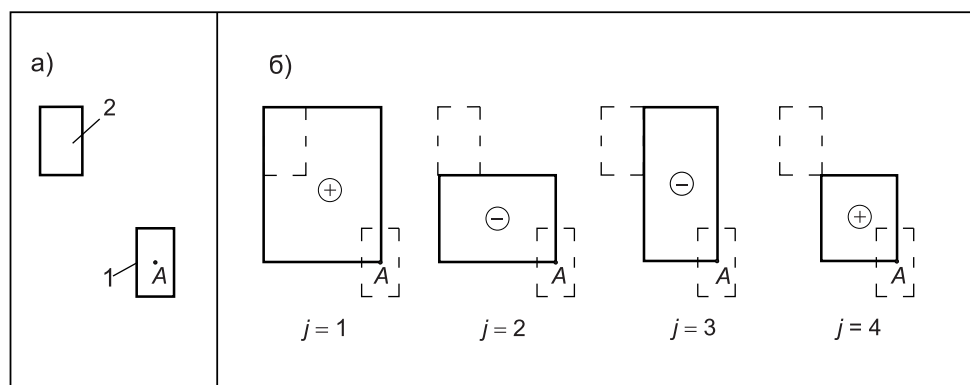


Рисунок 5.10 — Схема расположения фиктивных фундаментов для определения дополнительных вертикальных напряжений $\sigma_{zp.a}$ в основании рассчитываемого фундамента методом угловых точек с учетом влияния на его осадку соседнего фундамента:
 а) схема расположения рассчитываемого (1) и влияющего (2) фундаментов;
 б) схема расположения фиктивных фундаментов с указанием знака напряжения $\sigma_{zp.cj}$ под углом j -го фундамента в формуле (5.37)

5.6.3.1 Дополнительные вертикальные напряжения на глубине z вдоль вертикали, проходящей через центр рассчитываемого фундамента, с учетом влияния соседних фундаментов или нагрузки от прилегающей площади, $\sigma_{zp.nf}$ МПа, определяются по формуле (см. пример Г.10, приложение Г)

$$\sigma_{zp.nf} = \sigma_{zp} + \sum_{i=1}^k \sigma_{zp.ai}, \quad (5.38)$$

где k — количество влияющих фундаментов;

остальные обозначения — по 5.6.2 и 5.6.3.

5.6.3.2 При сплошной равномерно распределенной нагрузке на поверхности земли интенсивностью q (например, от веса планировочной насыпи, складированного материала, транспорта) значение $\sigma_{zp.nf}$ МПа, для любой глубины определяется по формуле (5.39), а в случае односторонней полосовой нагрузки q (см. рисунок 5.7) — по формуле (5.40):

$$\sigma_{zp.nf} = \sigma_{zp} + q, \quad (5.39)$$

$$\sigma_{zp.nf} = \sigma_{zp} + \alpha_{b_0} q, \quad (5.40)$$

где α_{b_0} — коэффициент; $\alpha_{b_0} = 0,11$ при $z/b_0 = 6$; $\alpha_{b_0} = 0,5$ при $z/b_0 = 0,15$; в остальных случаях определяется линейной интерполяцией значений 0,11 и 0,5. Для нагрузки q_{b_0} , вплотную примыкающей к рассчитываемому фундаменту, значение α_{b_0} во всех случаях допускается принимать равным 0,5.

Таблица 5.11 — Коэффициент k_c

Относительная толщина слоя $\xi' = 2H/b$	Коэффициент k_c
$0 < \xi' \leq 0,5$	1,5
$0,5 < \xi' \leq 1$	1,4
$1 < \xi' \leq 2$	1,3
$2 < \xi' \leq 3$	1,2
$3 < \xi' \leq 5$	1,1
$\xi' > 5$	1,0

Таблица 5.12 — Коэффициент k_m

Среднее значение модуля деформации грунта основания, E , МПа	Коэффициент k_m при ширине фундамента b , м		
	$b < 10$	$10 \leq b \leq 15$	$b > 15$
$E < 10$	1	1	1
$E \geq 10$	1	1,35	1,5

Таблица 5.13 — Коэффициент k

Относительная глубина $\xi = 2z/b$	Коэффициент k для фундаментов							
	круглых	прямоугольных с соотношением сторон $\eta = l/b$, равным						ленточных ($\eta \geq 10$)
		1	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,4	0,090	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,104
0,8	0,179	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,208
1,2	0,266	0,299	0,300	0,300	0,300	0,300	0,300	0,311
1,6	0,348	0,380	0,394	0,397	0,397	0,397	0,397	0,412
2,0	0,411	0,446	0,472	0,482	0,486	0,486	0,486	0,511
2,4	0,461	0,499	0,538	0,556	0,565	0,567	0,567	0,605
2,8	0,501	0,542	0,592	0,618	0,635	0,640	0,640	0,687
3,2	0,532	0,577	0,637	0,671	0,696	0,707	0,709	0,763
3,6	0,558	0,606	0,676	0,717	0,750	0,768	0,772	0,831
4,0	0,579	0,630	0,708	0,756	0,796	0,820	0,830	0,892
4,4	0,596	0,650	0,735	0,789	0,837	0,867	0,883	0,949
4,8	0,611	0,668	0,759	0,819	0,873	0,908	0,932	1,001
5,2	0,624	0,683	0,780	0,844	0,904	0,948	0,977	1,050
5,6	0,635	0,697	0,798	0,867	0,933	0,981	1,018	1,095
6,0	0,645	0,708	0,814	0,887	0,958	1,011	1,056	1,138
6,4	0,653	0,719	0,828	0,904	0,980	1,041	1,090	1,178
6,8	0,661	0,728	0,841	0,920	1,000	1,065	1,122	1,215
7,2	0,668	0,736	0,852	0,935	1,019	1,088	1,152	1,251
7,6	0,674	0,744	0,863	0,948	1,036	1,109	1,180	1,285
8,0	0,679	0,751	0,872	0,960	1,051	1,128	1,205	1,316
8,4	0,684	0,757	0,881	0,970	1,065	1,146	1,229	1,347
8,8	0,689	0,762	0,888	0,980	1,078	1,162	1,251	1,376
9,2	0,693	0,768	0,896	0,989	1,089	1,178	1,272	1,404
9,6	0,697	0,772	0,902	0,998	1,100	1,192	1,291	1,431

Окончание таблицы 5.13

Относительная глубина $\xi = 2z/b$	Коэффициент k для фундаментов							
	круглых	прямоугольных с соотношением сторон $\eta = l/b$, равным						ленточных ($\eta \geq 10$)
		1	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
10,0	0,700	0,777	0,908	1,005	1,110	1,205	1,309	1,456
11,0	0,705	0,786	0,922	1,022	1,132	1,233	1,349	1,506
12,0	0,720	0,794	0,933	1,037	1,151	1,257	1,384	1,550
Примечание — При промежуточных значениях ξ и η коэффициент k определяется линейной интерполяцией.								

5.6.5.1 Толщина линейно-деформируемого слоя H (см. рисунок 5.8) принимается согласно 5.6.1.2 до кровли грунта, имеющего модуль деформации $E \geq 100$ МПа, а при ширине (диаметре) фундамента $b \geq 10$ м или среднем значении модуля деформации в сжимаемой толще $E \geq 10$ МПа для оснований, сложенных однородными грунтами, вычисляется по формуле

$$H = (H_0 + \psi b)k_n, \quad (5.43)$$

где H_0 и ψ принимают соответственно равными, м:

для оснований из глинистых грунтов — 9 и 0,15;

то же, из песчаных

b — ширина подошвы фундамента, м;

k_p — коэффициент; $k_p = 0,8$, если среднее давление под подошвой фундамента $p = 0,1$ МПа;

$k_p = 1,2$ — при $p = 0,5$ МПа; при промежуточных значениях k_p определяется линейной интерполяцией.

Для многослойных оснований, сложенных глинистыми и песчаными грунтами, значение H определяется по формуле

$$H = H_s + \frac{h_{cl}}{3}, \quad (5.44)$$

где H_s — высота слоя, м, вычисленная по формуле (5.43) в предположении, что основание сложено только песчаными грунтами;

h_{cl} — суммарная высота слоев глинистых грунтов, м, в пределах сжимаемой толщи; $h_{cl} = H$, вычисленному по формуле (5.43) в предположении, что основание сложено только глинистыми грунтами.

Значение H , вычисленное по формулам (5.43) и (5.44), должно быть увеличено на толщину слоя грунта с модулем деформации $E < 10$ МПа, залегающего ниже границы H , если его высота не превышает $0,2H$. При большей толщине этого слоя, а также если вышележащие слои грунта имеют модуль деформации $E < 10$ МПа, расчет осадок основания следует выполнять по схеме линейно-деформируемого полупространства методом послойного суммирования по 5.6.2.

5.6.6 Конечные осадки уплотнения (максимальная конечная — для гибких и средняя — для жестких фундаментов) при использовании метода эквивалентного слоя определяются с использованием теории фильтрационной консолидации в предположении, что основание является линейно-деформируемым телом, по формуле

$$s = h_3 m_v p_0, \quad (5.45)$$

где m_v — коэффициент относительной сжимаемости грунта однородного основания по результатам лабораторных испытаний, для многослойных оснований — по 5.6.6.2;

p_0 — дополнительное давление в уровне подошвы фундамента, МПа;

h_a — мощность эквивалентного слоя, м, определяется по формуле

$$h_3 = A_0 b, \quad (5.46)$$

здесь A_{ω} — коэффициент эквивалентного слоя (таблица 5.14), равный произведению показателя жесткости формы подошвы фундамента ω и коэффициента относительной поперечной деформации A , определяемого по формуле (5.47) и зависящего от коэффициента бокового расширения грунта ν_0 :

$$A = \frac{(1 - \nu_0)^2}{1 - 2\nu_0}; \quad (5.47)$$

b — ширина (диаметр) фундамента, м.

Таблица 5.14 — Значения коэффициента эквивалентного слоя A_{ω} для жестких прямоугольных фундаментов

Соотношение сторон $\eta = l/b$	Коэффициент A_{ω} при значении ν_0 , равном					
	0,1	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4
	Вид грунта					
	гравий и галька	пески		суглинки пластичные		глины текучие
	глины и суглинки твердые		супеси пластичные		глины пластичные	
1	0,89	0,94	0,99	1,08	1,24	1,58
1,5	1,09	1,15	1,21	1,32	1,52	1,94
2	1,23	1,30	1,37	1,49	1,72	2,20
3	1,46	1,54	1,62	1,76	2,01	2,59
4	1,63	1,72	1,81	1,97	2,26	2,90
5	1,74	1,84	1,94	2,11	2,42	3,10
≥ 10	2,15	2,26	2,38	2,60	2,98	3,82

5.6.6.1 Размер сжимаемой толщи H , м, определяется по методу эквивалентного слоя исходя из треугольной эпюры распределения давления в основании фундамента (см. рисунок 5.9) по формуле

$$H = 2h_3, \quad (5.48)$$

где h_3 — по формуле (5.46).

5.6.6.2 Мощность эквивалентного слоя многослойного основания определяется как для однородного основания с заменой в формуле (5.45) значения m_v на средний коэффициент относительной сжимаемости m_{om} , который в пределах эквивалентного слоя определяется по формуле

$$m_{om} = \frac{\sum_{i=1}^n h_i m_{vi} z_i \cdot E_i}{2h_y^2 \cdot \sum_{i=1}^n E_i}, \quad (5.49)$$

где h_i , E_i — мощность и модуль деформации отдельных слоев основания в пределах сжимаемой толщи H , м, МПа (см. рисунок 5.9);

m_{vi} — коэффициент относительной сжимаемости отдельных слоев основания в пределах сжимаемой толщи по результатам лабораторных испытаний грунта или табличным данным (для сооружений III уровня ответственности);

z_i — расстояние от нижней границы сжимаемой толщи до середины рассматриваемого слоя i , м, (см. рисунок 5.9);

h_3 — по формуле (5.46).

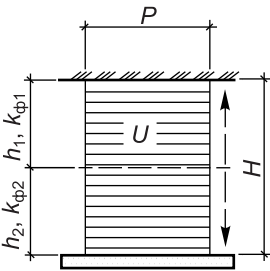
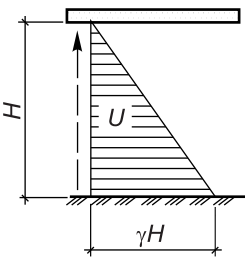
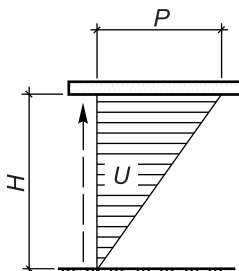
5.7 Оценка затухания осадок оснований плитных фундаментов во времени

5.7.1 Оценка развития осадки уплотнения во времени (за время t) методом эквивалентного слоя производится на основе фильтрационной теории консолидации (уплотнения), по формуле

$s_t = U \cdot s,$ (5.50)

где s — конечная осадка уплотнения, определяемая по формулам (5.42), (5.45);
 U — степень уплотнения грунта (доля полной осадки за время t), назначаемая по таблице 5.15.

Таблица 5.15 — Значение коэффициента k_t

$U = s_t/s$	Коэффициент k_t при расчетах по схемам эпюр уплотняющих напряжений		
	Схема 1	Схема 2	Схема 3
			
0,05	0,005	0,006	0,002
0,10	0,02	0,12	0,005
0,15	0,04	0,18	0,01
0,20	0,08	0,25	0,02
0,25	0,12	0,31	0,04
0,30	0,17	0,39	0,06
0,35	0,24	0,47	0,09
0,40	0,31	0,55	0,13
0,45	0,39	0,63	0,18
0,50	0,49	0,73	0,24
0,55	0,59	0,84	0,32
0,60	0,71	0,95	0,42
0,65	0,84	1,10	0,54
0,70	1,00	1,24	0,69
0,75	1,18	1,42	0,88
0,80	1,40	1,64	1,08
0,85	1,69	1,93	1,36
0,90	2,09	2,35	1,77
0,95	2,80	3,17	2,54
0,98	3,63	3,87	3,49
1	∞	∞	∞

5.7.2 Расчет затухания осадки во времени рекомендуется производить в табличной форме в следующей последовательности:

- задаются различными значениями U , определяя по ним с помощью таблицы 5.15 соответствующее значение расчетного коэффициента k_t ;
- определяют время $t = T_v k_t$, за которое происходит осадка s_t ,

где $T_v = \frac{4h^2}{\pi^2 c_v}$ — безразмерный фактор времени, (5.51)

здесь h — путь фильтрации воды с учетом указаний 5.7.2.1, м;

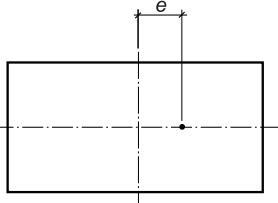
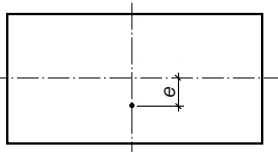
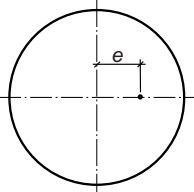
$c_v = \frac{k_\phi}{m_v \gamma_w}$ — коэффициент консолидации грунта при вертикальной фильтрации, $m^2/г.$,
определяемый по методу Тейлора;

Для слоистых оснований значение $k_{\text{ф}}$ определяется по формуле

$k_{\phi i}$ — коэффициент фильтрации i -го слоя.

44

Тип грунта	Коэффициент поперечной деформации ν
Крупнообломочные грунты ($0,45 \leq e \leq 0,55$)	0,27
Пески и супеси ($0,45 \leq e \leq 0,75$)	0,30–0,35
Суглинки ($0,50 \leq e \leq 0,85$)	0,35–0,37
Глины ($0,5 \leq e \leq 1,0$) при показателе текучести I_L :	
$I_L \leq 0$	0,20–0,30
$0 < I_L \leq 0,25$	0,30–0,38
$0,25 < I_L \leq 1,00$	0,38–0,45
<i>Примечание</i> — Меньшие значения ν принимаются при большей плотности грунта.	

Форма фундамента и направление действия момента	$\eta = l/b$	Коэффициент k_e при $\xi' = 2H/b$, равном							
		0,5	1	1,5	2	3	4	5	∞
Прямоугольный с момен- том вдоль большей стороны 	1	0,28	0,41	0,46	0,48	0,50	0,50	0,50	0,50
	1,2	0,29	0,44	0,51	0,54	0,57	0,57	0,57	0,57
	1,5	0,31	0,48	0,57	0,62	0,66	0,68	0,68	0,68
	2	0,32	0,52	0,64	0,72	0,78	0,81	0,82	0,82
	3	0,33	0,55	0,73	0,83	0,95	1,01	1,04	1,17
	5	0,34	0,60	0,80	0,94	1,12	1,24	1,31	1,42
	10	0,35	0,63	0,85	1,04	1,31	1,45	1,56	2,00
Прямоугольный с момен- том вдоль меньшей стороны 	1	0,28	0,41	0,46	0,48	0,50	0,50	0,50	0,50
	1,2	0,24	0,35	0,39	0,41	0,42	0,43	0,43	0,43
	1,5	0,19	0,28	0,32	0,34	0,35	0,36	0,36	0,36
	2	0,15	0,22	0,25	0,27	0,28	0,28	0,28	0,28
	3	0,10	0,15	0,17	0,18	0,19	0,20	0,20	0,20
	5	0,06	0,09	0,10	0,11	0,12	0,12	0,12	0,12
	10	0,03	0,05	0,05	0,06	0,06	0,06	0,06	0,07
Круглый 	—	0,43	0,63	0,71	0,74	0,75	0,75	0,75	0,75

Примечание — При использовании расчетной схемы основания в виде линейно-деформируемого полу-пространства коэффициент k_e принимается по графе, соответствующей $\xi' = \infty$.

$$E_m = \frac{\sum_{i=1}^n A_i}{\sum_{i=1}^n \frac{A_i}{E_i}}, \quad (5.54)$$

$$v_m = \frac{\sum_{i=1}^n v_i h_i}{H_c}, \quad (5.55)$$

где A_i — площадь эпюры вертикальных напряжений от единичного давления под подошвой фундамента в пределах i -го слоя грунта (для расчетной схемы по 5.6.1.1 допускается принимать $A_i = \sigma_{zp,i} h_i$, для расчетной схемы по 5.6.1.2 — $A_i = k_i - k_{i-1}$);

E_i, v_i, h_i — соответственно модуль деформации, МПа, коэффициент поперечной деформации, толщина i -го слоя грунта, м (в случае неоднократного нагружения основания фундамента значение E_i следует определять по ветви вторичного нагружения грунта, см. обозначение $E_{e,i}$ к формуле (5.31));

H_c — расчетная толщина сжимаемого слоя, определяемая по 5.6.4, м;

n — число слоев с отличающимися значениями E и v в пределах сжимаемой толщи H_c .

5.9 Расчет оснований по несущей способности

5.9.1 Расчет оснований по несущей способности (по первой группе предельных состояний), как правило, выполняется аналитически по формуле (5.56) для проверки обеспечения прочности и устойчивости оснований, включая недопущение сдвига отдельного фундамента (или всего сооружения в целом) по 5.9.11 (плоский сдвиг в уровне подошвы фундамента), 5.9.12 (глубинный сдвиг с частью массива основания) и потери его устойчивости против опрокидывания по 5.9.12.2 (далее — опрокидывание), как в период строительства, так и в процессе эксплуатации сооружения.

5.9.1.1 Расчет основания по несущей способности сводится к определению доминирующих предельных сдвигающей вертикальной или опрокидывающей нагрузок, при которых происходит сдвиг плитных фундаментов, выпор грунта основания или опрокидывание, приводящие к интенсивным прогрессирующим горизонтальным (по подошве, в т. ч. с захватом части массива грунта) или вертикальным перемещениям.

5.9.2 Расчет по несущей способности обязателен для сооружений:

а) на основания которых передаются виброгеодинамические воздействия (коэффициент динамичности $k_d \geq 0,05$ по таблице 7.4) или горизонтальные и выдергивающие нагрузки, вызывающие дополнительные смещения и осадку фундаментов (распорные конструкции, подпорные стены);

б) расположенных на откосах или на близком расстоянии от них, рядом с открытыми подземными сооружениями, выемками, коммуникациями и т. п.

в) на основаниях, сложенных скальными и слабыми малопрочными грунтами (биогенные, обводненные, тиксотропные и глинистые с $I_L \geq 0,5$ и др.);

г) жестких по 4.4.3, подпорных стен, стен подвалов и др., а также когда это связано с назначением сооружения или условиями строительства и эксплуатации.

5.9.3 Расчет оснований по несущей способности в случаях, указанных в 5.9.2, перечисления а) и б), допускается не производить, если конструктивными мероприятиями обеспечена невозможность смещения или опрокидывания проектируемого фундамента (наличие жесткого пола в подвале и междуэтажных перекрытий, фундаментов в виде перекрестных лент, жесткой конструктивной схемы здания с поясами жесткости и др., анкеровка сооружения, жесткое закрепление откоса и т. п.).

5.9.4 Расчет оснований по несущей способности (прочности, устойчивости) производится из условия

$$F \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n} \cdot \Phi_u, \quad (5.56)$$

где F — внешняя расчетная нагрузка на основание в наиболее невыгодной комбинации, кН, определяемая согласно требованиям 4.5.1 – 4.5.7;

Φ_u — наименьшая несущая способность основания из условия его предельного равновесия или прочности скального грунта по направлению нагрузки F , кН (рисунок 5.11а);

γ_c — коэффициент условий работы, принимаемый:

для песков, кроме пылеватых, — $\gamma_c = 1,0$;

для песков пылеватых, а также глинистых грунтов

в стабилизированном состоянии — $\gamma_c = 0,9$;

для глинистых грунтов в нестабилизированном

состоянии — $\gamma_c = 0,85$;

невыветрелых и слабывыветрелых	— $\gamma_c = 1,0$;
выветрелых	— $\gamma_c = 0,9$;
сильновыветрелых	— $\gamma_c = 0,8$;

Основания ленточных фундаментов проверяются на устойчивость только в направлении их короткой стороны (ширины), а столбчатых любой формы — в направлении действия момента или горизонтальной составляющей нагрузки.

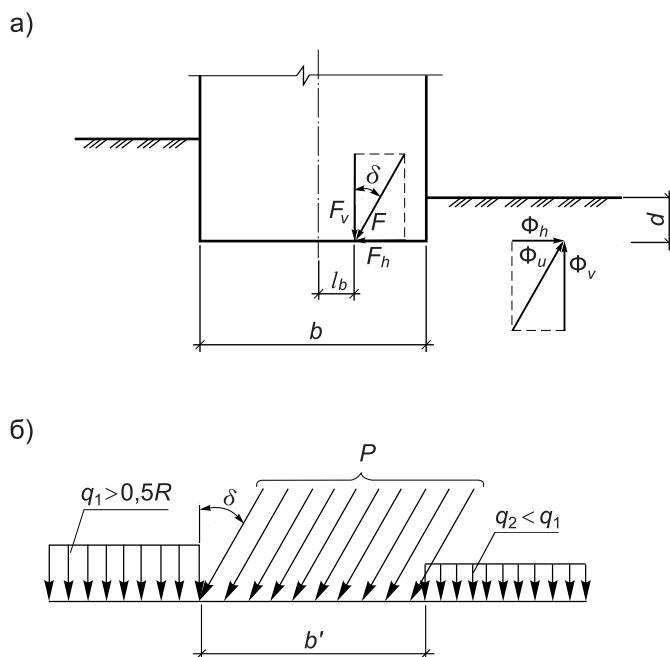


Рисунок 5.11 — Схема к расчету основания по несущей способности:
 а) расчетная схема основания фундамента;
 б) схема нагрузок на основание

$$\Phi_v = R_c b'l', \quad (5.57)$$
$$b' = b - 2e_x; \quad l' = l - 2e_y, \quad (5.58)$$

5.9.6 Сила предельного сопротивления основания, сложенного нескальными грунтами в стабилизированном состоянии, должна определяться исходя из условия, что соотношение между нормальными (σ , МПа) и касательными (τ , МПа) напряжениями по всем поверхностям скольжения, отвечающими предельному состоянию основания, соответствует зависимости

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi_1 + c_1, \quad (5.59)$$

где φ_1 и c_1 — соответственно расчетные угол внутреннего трения, град, и удельное сцепление грунта, МПа.

5.9.7 Сила предельного сопротивления основания, сложенного медленно уплотняющимися водонасыщенными глинистыми, органоминеральными и органическими грунтами (при степени влажности $S_r \geq 0,85$ и коэффициенте консолидации $c_v \leq 10^{-7} \text{ см}^2/\text{г.}$), должна определяться с учетом возможного нестабилизированного состояния грунтов основания за счет избыточного давления в поровой воде u , МПа, и того что соотношение между нормальными σ , МПа, и касательными τ , МПа, напряжениями принимаются по зависимости

$$\tau = (\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi_1 + c_1, \quad (5.60)$$

где значения φ_1 и c_1 , см. формулу (5.59), соответствуют стабилизированному состоянию грунтов основания и определяются по результатам консолидированного среза (ГОСТ 12248, ГОСТ 20276).

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

При соответствующем обосновании (короткие сроки возведения сооружения или нагружение 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 (ГОСТ 12248, ГОСТ 20276).

5.9.9 Вертикальную составляющую силы предельного сопротивления основания Φ_v , кН, сложенного нескальными грунтами в стабилизированном состоянии, допускается определять по формуле (5.61), если:

- соблюдается условие (5.63);
- фундамент имеет плоскую подошву, а нижезалегающие грунты однородны до глубины не менее ширины фундамента;
- интенсивность большей из нагрузок с одной из сторон фундамента (см. рисунок 5.11) не превышает $0,5R$ (где R — расчетное сопротивление грунта основания, определяемое в соответствии с формулой (5.16), кН/м²).

$$\Phi_v = b'l' (N_\gamma \xi_\gamma b' \gamma_1 + N_q \xi_q \gamma_1' d + N_c \xi_c c_1), \quad (5.61)$$

где b' и l' — приведенные ширина и длина фундамента, м, по формуле (5.58), причем величина b' соответствует стороне фундамента, в направлении которой предполагается потеря устойчивости основания;

N_γ, N_q, N_c — безразмерные коэффициенты несущей способности, определяемые по таблице 5.18 в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения грунта φ_1 и угла наклона к вертикали δ равнодействующей внешней нагрузки F на основание в уровне подошвы фундамента по 5.9.10;

γ_1, γ_1' — расчетный удельный вес грунтов, кН/м³, находящихся в пределах возможной призмы выпирания соответственно ниже и выше подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяются с учетом взвешивающего действия воды по формуле (5.17а));

c_1 — расчетное удельное сцепление грунта, кПа;

d — глубина заложения фундамента (в случае неодинаковой вертикальной нагрузки с разных сторон фундамента значение d принимается соответствующим наименьшей нагрузке, например со стороны подвала), м;

ξ_γ, ξ_q, ξ_c — коэффициенты формы фундамента, определяемые по формулам:

$$\xi_\gamma = 1 - \frac{0,25}{\eta}; \quad \xi_q = 1 + \frac{1,5}{\eta}; \quad \xi_c = 1 + \frac{0,3}{\eta}, \quad (5.62)$$

здесь $\eta = l/b$ — коэффициент соотношения сторон фундамента, если $\eta = l/b < 1$, в формулах (5.62) следует принимать $\eta = 1$.

l и b — соответственно длина и ширина подошвы фундамента, принимаемые в случае внецентренного приложения равнодействующей нагрузки равными приведенным значениям b' и l' , определяемым по формулам (5.58).

5.9.9.1 Расчет по формуле (5.61) допускается производить, если выполняется условие

$$\operatorname{tg} \delta < \sin \varphi_1, \quad (5.63)$$

где обозначения — по 5.9.6 и 5.9.10.

Если условие (5.63) не выполняется, проверку несущей способности нескального основания фундамента следует производить исходя из следующих возможных вариантов потери устойчивости (в зависимости от соотношения вертикальной и горизонтальной составляющих равнодействующей нагрузки по формуле (5.64), а также от величины эксцентриситета):

- плоский сдвиг по подошве фундамента — по 5.9.11;
- глубинный сдвиг — по 5.9.12;
- смешанный сдвиг (плоский сдвиг по части подошвы и глубинный сдвиг по поверхности, охватывающей оставшуюся часть подошвы).

Таблица 5.18 — Безразмерные коэффициенты несущей способности N_γ , N_q , N_c

Угол внутреннего трения грунта φ_1 , град.	Обозна- чение коэффи- циентов	Коэффициенты N_γ , N_q и N_c при углах наклона к вертикали равнодействующей внешней нагрузки δ , равных									
		0°	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°
0°	N_γ	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	N_q	1,00									
	N_c	5,14									
5°	N_γ	0,20	0,05*	$\delta'=4,9^\circ$	—	—	—	—	—	—	—
	N_q	1,57	1,26*								
	N_c	6,49	2,93*								
10°	N_γ	0,60	0,42	0,12*	$\delta'=9,8^\circ$	—	—	—	—	—	—
	N_q	2,47	2,16	1,60*							
	N_c	8,34	6,57	3,38*							
15°	N_γ	1,35	1,02	0,61	0,21*	$\delta'=14,5^\circ$	—	—	—	—	—
	N_q	3,94	3,45	2,84	2,06*						
	N_c	10,98	9,13	6,88	3,94*						
20°	N_γ	2,88	2,18	1,47	0,82	0,36*	$\delta'=18,9^\circ$	—	—	—	—
	N_q	6,40	5,56	4,64	3,64	2,69*					
	N_c	14,84	12,53	10,02	7,26	4,65*					
25°	N_γ	5,87	4,50	3,18	2,00	1,05	0,58*	$\delta'=22,9^\circ$	—	—	—
	N_q	10,66	9,17	7,65	6,13	4,58	3,60*				
	N_c	20,72	17,53	14,26	10,99	7,68	5,58*				
30°	N_γ	12,39	9,43	6,72	4,44	2,63	1,29	0,95*	$\delta'=26,5^\circ$	—	—
	N_q	18,40	15,63	12,94	10,37	7,96	5,67	4,95*			
	N_c	30,14	25,34	20,68	16,23	12,05	8,09	6,85*			
35°	N_γ	27,50	20,58	14,63	9,79	6,08	3,38	1,60*	$\delta'=29,8^\circ$	—	—
	N_q	33,30	27,86	22,77	18,12	13,94	10,24	7,04*			
	N_c	46,12	38,36	31,09	24,45	118,48	13,19	8,63*			
40°	N_γ	66,01	48,30	33,84	22,56	14,18	8,26	4,30	2,79*	$\delta'=32,7^\circ$	—
	N_q	64,19	52,71	42,37	33,26	25,39	18,70	13,11	10,46*		
	N_c	75,31	61,63	49,31	38,45	29,07	21,10	14,43	11,27*		
45°	N_γ	177,61	126,09	86,20	56,50	32,26	20,73	11,26	5,45	5,22*	$\delta'=35,2^\circ$
	N_q	134,87	108,24	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*	

* Значения коэффициентов несущей способности соответствуют предельному значению угла наклона к вертикали равнодействующей внешней нагрузки δ' (указано в ячейке справа), определенному исходя из условия (5.63).

Примечание — При промежуточных значениях φ_1 и δ коэффициенты N_γ , N_q и N_c допускается определять линейной интерполяцией.

5.9.9.2 При неодинаковой пригрузке с разных сторон фундамента в составе горизонтальных нагрузок следует учитывать активное давление грунта.

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

Устойчивость фундаментов на действие сил морозного пучения грунтов необходимо проверять, если основание сложено пучинистыми грунтами.

5.9.10 Угол наклона к вертикали δ равнодействующей внешней нагрузки на основание определяется из условия

$$\operatorname{tg} \delta = F_H / F_V, \quad (5.64)$$

где F_H и F_V — соответственно горизонтальная и вертикальная составляющие внешней нагрузки F на основание в уровне подошвы фундамента (см. рисунок 5.11).

5.9.11 Расчет устойчивости фундамента на плоский сдвиг по его подошве при действии горизонтальной нагрузки для нестабилизированного грунта или при невыполнении условия (5.63) производится из условия

$$\sum F_{s,h} \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n} \sum F_{s,p}, \quad (5.65)$$

где $\sum F_{s,h}$ и $\sum F_{s,p}$ — суммы горизонтальных проекций на плоскость скольжения соответственно расчетных сдвигающих и удерживающих сил, определяемые с учетом активного и пассивного давления грунта на боковые грани фундамента по формулам:

$$\sum F_{s,h} = F_h + E_h,$$

$$\sum F_{s,p} = (F_v - u)f + Ac_1 + E_p,$$

здесь F_h — горизонтальная составляющая нагрузки на фундамент, кН (см. рисунок 5.11);
 E_p и E_h — соответственно пассивное и активное давление грунта на боковые грани фундамента, кН;

F_v — вертикальная составляющая нагрузки на основание в уровне подошвы фундамента, кН;

u — гидростатическое противодействие при уровне подземных вод выше подошвы фундамента, кН;

A — площадь подошвы фундамента, м²;

c — расчетное удельное сцепление грунта, кПа;

f — коэффициент трения подошвы фундамента по грунту. Для фундаментов с повышенной шероховатостью подошвы $f = \operatorname{tg} \varphi$ (φ — угол внутреннего трения грунта), при гладкой подошве бетонных фундаментов значение f допускается при расчетах на сдвиг принимать равным для:

песка маловлажного	— 0,50;
песка водонасыщенного	— 0,45;
супеси	— 0,50 ($I_L < 0,25$), 0,30 ($I_L \geq 0,25$);
суглинка	— 0,40 ($I_L < 0,25$), 0,20 ($I_L \geq 0,25$);
глины	— 0,30 ($I_L < 0,25$), 0,15 ($I_L \geq 0,25$);
скальных оснований	— 0,60.

γ_c и γ_n — коэффициенты, см. формулу (5.56).

5.9.12 Расчет оснований по несущей способности в случае, если его нельзя выполнить аналитически, допускается производить графоаналитическими методами с использованием круглоцилиндрических или ломаных поверхностей скольжения, если:

а) основание неоднородно по глубине (кроме случая двухслойного основания), не выполняются требования по 5.3.3;

б) пригрузка основания с разных сторон фундамента неодинакова, причем интенсивность большей из нагрузок превышает $0,5R$ (R — расчетное сопротивление грунта основания, определяемое по формуле (5.16));

в) сооружение расположено на откосе или вблизи него;

г) состояние грунтов основания нестабилизированное, за исключением случаев по 5.9.7.

5.9.12.1 Расчет фундамента на устойчивость против глубокого сдвига графоаналитическим методом производится для принятой поверхности скольжения в следующем порядке (пример Г.13, приложение Г). Задаются центры вращения для принятой поверхности скольжения и определяется коэффициент запаса устойчивости на сдвиг из условия

$$\eta = \frac{\sum M_{s,p}}{\sum M_{s,h}} = \frac{\gamma_c}{\gamma_n} \cdot \frac{rb \left[\sum_{i=1}^n (p_i + \gamma_{li} h_i) \operatorname{tg} \varphi_{li} \cos \alpha_i + \sum_{i=1}^n \frac{c_{li}}{\cos \alpha_i} \right]}{\sum_{i=1}^n E_m l_m + F_v a + rb \sum_{i=1}^n \gamma_{li} h_i \sin \alpha_i} \geq 1,2, \quad (5.66)$$

где $\sum M_{s,h}$, $\sum M_{s,p}$ — соответственно суммы моментов сдвигающих и удерживающих сил на 1 м длины фундамента относительно центра вращения, МН·м;

γ_c и γ_n — коэффициенты по формуле (5.56);

r — радиус поверхности скольжения, м;

b — ширина элементарных вертикальных полос, на которые делится сдвигаемый массив, м;

p_i — средняя (в пределах ширины полосы) ордината эпюры давлений на грунт от сооружения без учета противодействия воды, определяемая по формуле для внецентренного сжатия, МПа;

h_i — средняя высота i -й полосы грунта, м;

γ_{li} — расчетный удельный вес грунта в пределах i -й полосы, принимаемый с учетом взвешивающего действия воды, МН/м³;

φ_{li} — расчетный угол внутреннего трения грунта по площадке скольжения в пределах рассматриваемой полосы, град;

α_i — угол между вертикалью и нормалью к i -й площадке скольжения, град;

c_{li} — расчетное удельное сцепление грунта по площадке скольжения в пределах i -й полосы, МПа;

E_m — равнодействующая активного давления m -го слоя грунта на боковую грань фундамента, МН;

l_m — расстояние от линии действия силы E_m до горизонтали, проходящей через центр поверхности скольжения, м;

F_v — равнодействующая вертикальных нагрузок на уровне подошвы фундамента, МН;

a — расстояние от центра поверхности скольжения до линии действия силы F_v , м.

При наличии связи фундамента с конструкциями сооружения (например, неподвижной опоры в виде перекрытия, анкера и др.) за центр вращения поверхности скольжения допускается принимать точку опирания фундамента. Если значения η меньше, чем по условию (5.66), следует увеличить размеры фундамента или выполнить другие мероприятия по обеспечению его устойчивости.

5.9.12.2 Устойчивость фундамента против опрокидывания рассчитывается по формуле

$$M_{\text{ext}} \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n} M_{\text{int}}, \quad (5.66a)$$

где M_{ext} и M_{int} — соответственно моменты опрокидывающих и удерживающих сил относительно оси возможного поворота конструкции, проходящей по крайним точкам опирания подошвы фундамента, МН·м;

γ_c и γ_n — коэффициенты, см. условие (5.56).

Расчет фундамента (сооружения) на устойчивость против опрокидывания не производится, если выполняются требования 5.3.3, 5.9.3 (равнодействующая нагрузки не выходит за пределы ядра сечения подошвы фундамента по 5.3.1).

5.10 Проверка прочности подстилающего слоя

5.10.1 Если в пределах сжимаемой толщи основания на глубине z от подошвы фундамента (рисунок 5.12) имеется слой грунта меньшей прочности, чем прочность грунта вышележащих слоев, размеры фундамента должны назначаться с соблюдением условия

$$\sigma_{zp,i} + \sigma_{zg,i} \leq R_z, \quad (5.67)$$

где $\sigma_{zp,i}$ и $p_{zg,i}$ — соответственно дополнительное вертикальное напряжение в грунте от внешней нагрузки и давление от собственного веса грунта по оси фундамента на глубине z ниже его подошвы, МПа;

R_z — расчетное сопротивление подстилающего грунта пониженной прочности на глубине z , МПа, вычисленное по формуле (5.16) для условного фундамента ABCD шириной b_z (см. рисунок 5.12), м:

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a \quad (\text{для прямоугольного фундамента}),$$

$$b_z = A_z/l \quad (\text{для ленточного фундамента}), \quad (5.68)$$

здесь $A_z = \frac{N+Q}{\sigma_{zp,i}}; a = \frac{l-b}{2};$

$N+Q$ — вертикальная нагрузка на основание в уровне подошвы фундамента с учетом веса фундамента (см. рисунок 5.1 и обозначения к формуле (5.10)), МН;

$\sigma_{zp,i}$ — давление на кровлю подстилающего слоя, МПа;

l и b — соответственно длина и ширина фундамента, м.

5.10.2 Пример расчета прочности подстилающего слоя приведен в приложении Г (см. пример Г.8).

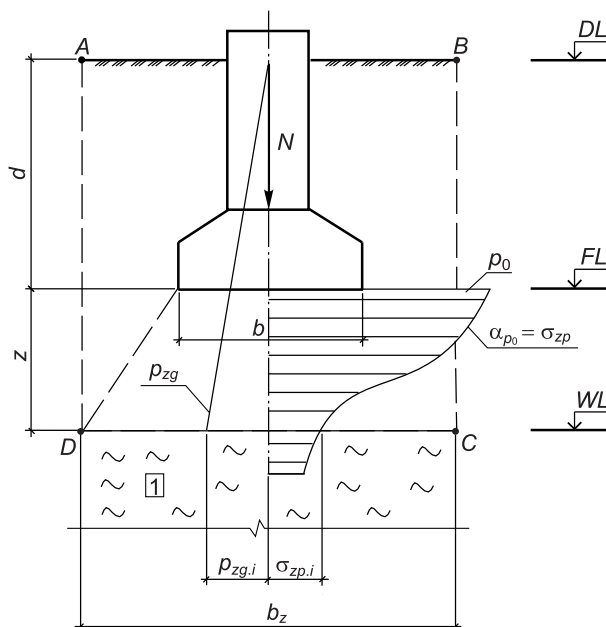


Рисунок 5.12 — Расчетная схема для проверки прочности слабого подстилающего слоя грунта [1]

5.11 Принципы расчета плитных фундаментов на упругом основании

5.11.1 Для расчета плитных фундаментов на упругом основании рекомендуется применять следующие расчетные модели:

- метод местных упругих деформаций;
- метод линейно-деформируемого полупространства;
- метод упругого слоя на несжимаемом основании или с переменным модулем деформации грунта по его глубине.

Метод а), как правило, следует применять для слабых, малопрочных оснований, б) и в) — для мало- и среднесжимаемых оснований при расчетах гибких конструкций: балок, лент (в т. ч. перекрестных) и массивных плит.

5.11.2 Фундаменты на упругом основании следует рассчитывать с учетом их гибкости. Балки и ленты, при соотношении их длины и ширины $l/b < 7$ и показателе гибкости $t > 1$, считаются абсолютно жесткими в поперечном направлении, а при $7 \leq l/b \leq 20$ и $t \leq 1$ — в продольном направлении. Показатель гибкости балок (лент), учитывающий жесткость балки и основания, определяется по формуле (5.69), для плит в форме круга — по формуле (5.70), многоугольника, при $l/b < 7$, — по формуле (5.71):

$$t = \frac{\pi E_0 b l^3}{4 E_1 I} \cdot \frac{1 - \nu_1^2}{1 - \nu_0^2}, \quad (5.69)$$

$$t = \frac{3 E_0 R^2}{E_1 h^2} \cdot \frac{1 - \nu_1^2}{1 - \nu_0^2}, \quad (5.70)$$

$$t = \frac{3 \pi l^2 b E_0}{2 E_1 h^3} \cdot \frac{1 - \nu_1^2}{1 - \nu_0^2}, \quad (5.71)$$

где E_0 и ν_0 — соответственно модуль деформации, МПа, и коэффициент Пуассона грунта;
 E_1 , ν_1 — модуль упругости, МПа, и коэффициент Пуассона материала фундамента;
 I — момент инерции поперечного сечения фундамента, м⁴;
 l и h — длина и высота фундамента, м;
 R — радиус плиты, м.

5.11.3 Расчет фундаментов на упругом основании производится в зависимости от модели основания по 5.11.1 и условий его работы численными методами по соответствующим программам, с использованием ПЭВМ, или расчетно-практическими методами по соответствующим таблицам [2].

Расчет плитных фундаментов, нагруженных различными нагрузками (рисунок 5.13), с использованием таблиц, производится по показателю гибкости α :

$$\alpha = \frac{1}{1 - \nu^2} \cdot \frac{\pi E L^3 b}{B}, \quad (5.72)$$

где ν — коэффициент поперечных деформаций грунта;
 E — модуль деформации грунта, МПа;
 L и b — длина и ширина балки, м;
 B — жесткость балки, МПа·м⁴.

При нагружении балки несколькими силами суммарные усилия находят сложением их одноименных ординат. Расчет плитного фундамента на упругом основании приведен в примере Г.7 приложения Г.

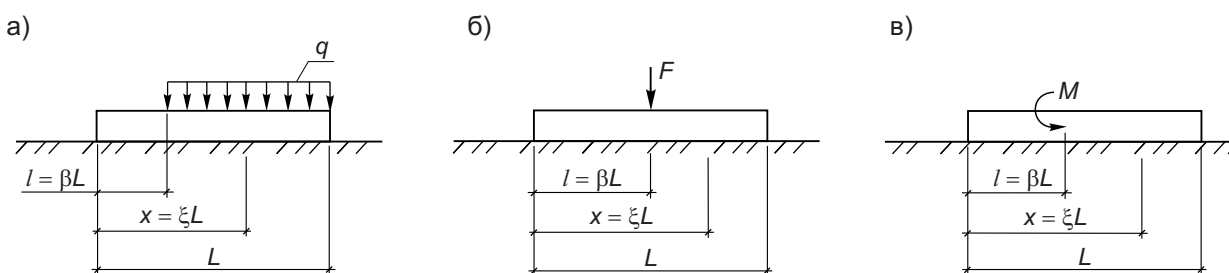


Рисунок 5.13 — Схемы нагружения балок различными нагрузками:

- а) равномерно распределенной;
- б) сосредоточенной;
- в) изгибающим моментом

6 Проектирование конструкций плитных фундаментов

6.1 Общие положения (расчетные условия)

6.1.1 Проектирование конструкций плитных фундаментов должно осуществляться с учетом указаний разделов 4 и 5, а также включать в себя:

- а) расчет тела фундамента по 6.1.2 – 6.3.5;
- б) конструирование фундамента по 6.4.1 – 6.4.12.

— по раскрытию трещин (вторая группа предельных состояний) — согласно 6.1.8 — для железобетонных фундаментов.

6.1.3 Расчет бетонных и железобетонных плитных фундаментов по несущей способности должен производиться согласно требованиям СНБ 5.03.01 из условий:

$$V_{Sd} \leq V_{Bd,c} \quad (6.3)$$

M_{Rd} — допускаемая прочность рассматриваемого сечения фундамента при изгибе, кН·м, определяемая по СНБ 5.03.01 (7.1);

V_{Sd} — расчетная поперечная сила в рассматриваемом сечении фундамента от внешних нагрузок (без учета веса фундамента и грунта на его обрезах), в том числе результирующая сила, действующая по длине критического периметра пирамиды продавливания, кН (кН/м), (рисунки 6.1 – 6.3);

$V_{Rd,ct}$ — допускаемая расчетная поперечная сила, воспринимаемая фундаментом в рассматриваемом сечении без поперечной арматуры, кН (кН/м), определяемая по СНБ 5.03.01 (7.2);

$V_{Rd,c}$ — допускаемая расчетная поперечная сила, воспринимаемая расчетным (критическим) сечением плиты без поперечного армирования по расчетному периметру пирамиды продавливания (см. рисунки 6.1 – 6.3), кН (кН/м), определяемая по формуле

$$V_{Rd,c} = \left[0,15k \cdot (100\rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,10\sigma_{cp} \right] \cdot d, \text{ но не менее } (0,5f_{ctd} - 0,10\sigma_{cp}) \cdot d, \quad (6.4)$$

здесь $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$ и принимается не более 2;

d — средняя рабочая высота сечения, м,

$$d = 0,5(d_x + d_y),$$

d_x, d_y — рабочая высота плиты в направлениях осей x и y соответственно, определяемая в критическом сечении, м;

ρ_1 — расчетный коэффициент армирования,

$$\rho_1 = \sqrt{\rho'_{1x} \cdot \rho'_{1y}} \text{ и принимается не более } 0,02,$$

$\rho'_{1x}, \rho'_{1y} = \frac{A_{s1}}{bd}$ — коэффициенты продольного армирования в направлениях осей x и y соответственно, рассчитанные для ширины плиты, равной ширине колонны плюс $3d$;

f_{ck} — нормативное сопротивление бетона осевому сжатию по СНБ 5.03.01 (таблица 6.1), МПа;

f_{ctd} — расчетное сопротивление бетона растяжению по СНБ 5.03.01 (6.1.2.11), МПа;

σ_{cp} — напряжение в бетоне от осевого усилия, МПа,

$$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cx} + \sigma_{cy}}{2},$$

σ_{cx}, σ_{cy} — нормальные напряжения в бетоне для расчетного сечения по направлениям осей x и y (знак «минус» принимается при сжатии), МПа.

6.1.4 Проверку прочности на продавливание (местный срез) плитного фундамента необходимо производить исходя из того, что толщина его элементов является достаточной для восприятия бетоном перерезывающей силы, вызванной продавливающей нагрузкой вдоль расчетного критического периметра согласно расчетным моделям, приведенным на рисунках 6.1 – 6.2 для столбчатого и рисунке 6.3 — для ленточного фундаментов. Расчет поперечного армирования фундаментов не производят, если выполняется условие (6.2).

За пределами критического периметра расчет плиты на срез выполняется согласно СНБ 5.03.01 (7.2).

6.1.4.1 Расчет на продавливание выполняется для следующих типов площадей приложения нагрузки к фундаменту:

— круговых, с диаметром не более $3,5d$ (где d — рабочая высота сечения плитной части фундамента);

— прямоугольных, с периметром не более $11d$ и отношением длины к ширине не более 2;

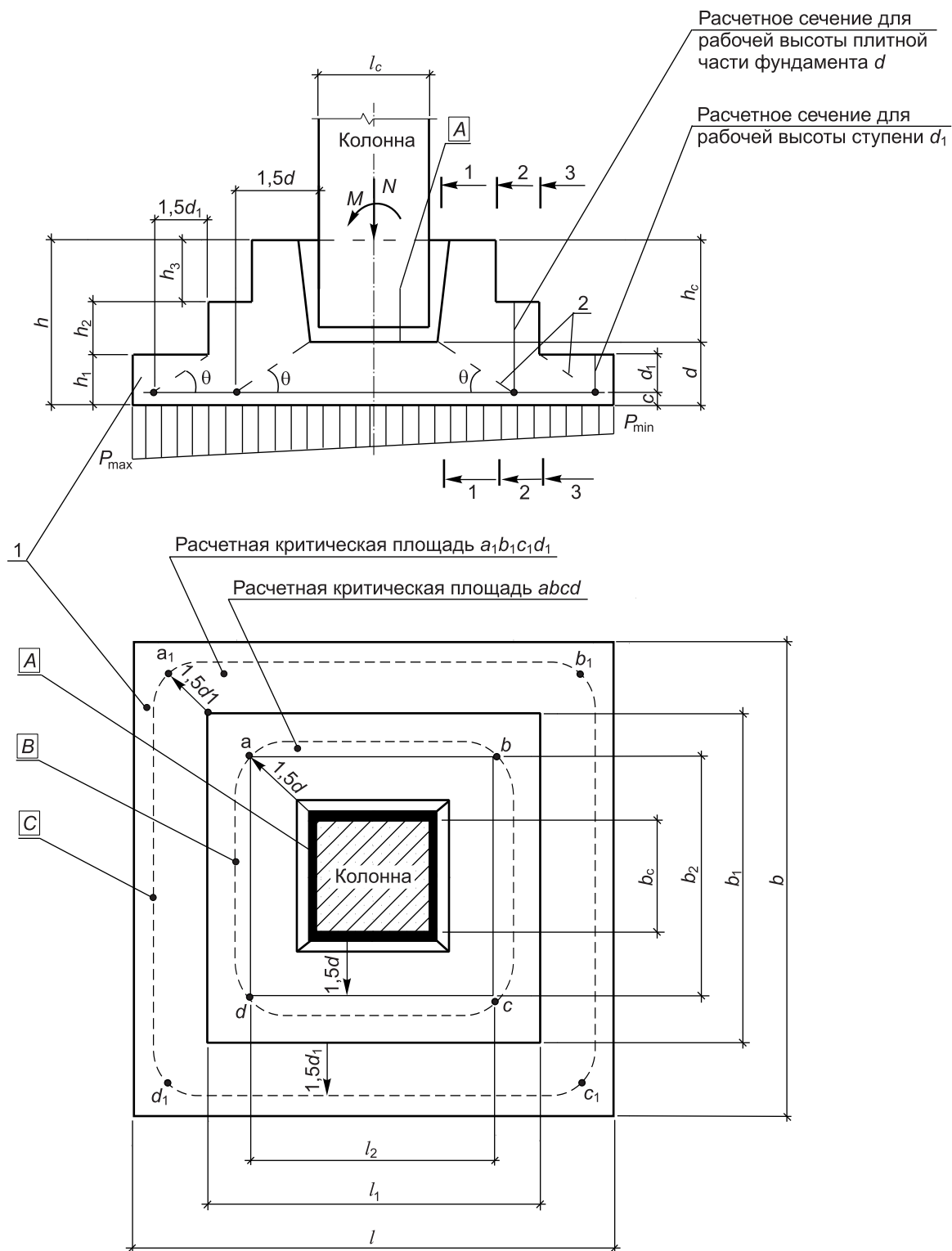
— другой формы при ограничении размеров по аналогии со стандартными формами, описанными выше.

В остальных случаях производится расчет на срез согласно СНБ 5.03.01 (7.2).

6.1.4.2 Критический периметр для круговых и прямоугольных в плане площадей приложения местной нагрузки, расположенных на удалении от свободных краев плиты, определяется как периметр, отстоящий на расстоянии $1,5d$ от внешней грани площади приложения нагрузки A (см. рисунки 6.1 – 6.3).



56



[A] - [C], поз. 1, 2 — см. рисунок 6.1

Рисунок 6.2 — Расчетная модель столбчатого плитного фундамента (вариант стаканного сопряжения с колонной в плитной части) для определения его прочности на продавливание и расчета на изгиб

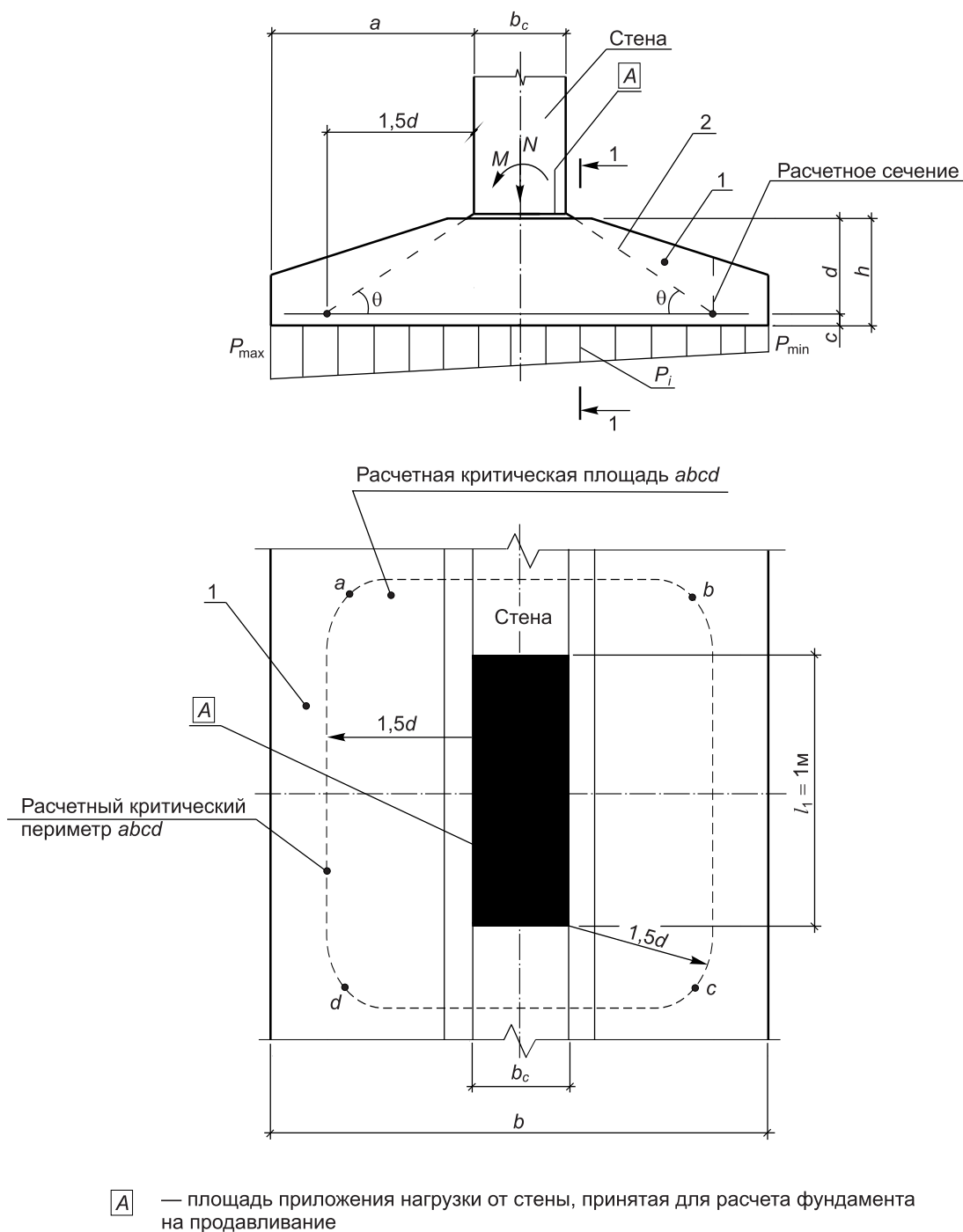


Рисунок 6.3 — Расчетная модель ленточного фундамента для определения его прочности на продавливание и расчета на изгиб

6.1.5 При расчете на продавливание погонную поперечную силу V_{Sd} , вызванную нагрузкой от колонн и стен, следует определять по формуле

$$V_{Sd.i} = \frac{\bar{\beta} \cdot V_{Sd}}{u}, \quad (6.5)$$

где V_{Sd} — результирующая поперечная сила, действующая по длине критического периметра, образованного от низа колонны, верха фундамента или ступени согласно 6.1.4.2 (см. рисунки 6.1 – 6.3), за вычетом нагрузки от давления грунта по площади, находящейся внутри критического периметра, кН;

$\bar{\beta}$ — коэффициент, учитывающий влияние внецентренного приложения нагрузки, принимаемый согласно СНБ 5.03.01 (7.4.3.8) (в случае отсутствия эксцентриситета $\bar{\beta} = 1,0$).

6.1.6.1 Возможность установки поперечного армирования для обеспечения прочности плиты на продавливание (местный срез) следует проверять из условия

где v_{Sd} и $v_{Rd,c}$ определяются согласно требованиям 6.1.3 и 6.1.5.

59

6.2.1 Расчет конструкции фундамента включает: проверку на продавливание по 6.1.3 – 6.1.6 прочность по изгибающему моменту; определение площади сечений арматуры и ширины раскрытия трещин плитной части; расчет конструкции (размеры, сечения арматуры) и прочности поперечного сечения подколонника по 6.2.2.

6.2.1.1 Расчет столбчатого фундамента на продавливание производится при монолитном сопряжении колонны или высокого подколонника с плитной частью — от верха фундамента (см. рисунок 6.1), а при наличии стакана в теле фундамента или в подколоннике на расстоянии от низа сборной колонны до верха плитной части фундамента, $h_c \leq \frac{l_2 - l_c}{2}$ — от низа колонны (обозначения — см. рисунки 6.1 и 6.2).

6.2.1.2 Расчет плитной части столбчатого фундамента по прочности производится из условия (6.1). Площадь сечения рабочей арматуры плитной части фундамента следует назначать для расчетных сечений 1-1, 2-2, 3-3 (см. рисунки 6.1 – 6.3) из расчета консольных выступов (ступеней) на изгиб от действия реактивного отпора грунта по его подошве (на изгибающий момент M_{Sd}) согласно СНБ 5.03.01 (7.1). Допускается также для этих целей использовать упрощенную методику, приведенную в приложении Д.

6.2.1.3 Поперечные силы V_{Sd} и изгибающие моменты M_{Sd} , M_{ir} в сечениях 1-1, 2-2, 3-3 определяются по формулам:

$$V_{Sd.2} = p_{\max(m)} b \cdot \frac{l-l_1}{2}, \quad (6.12)$$

$$M_{Sd,1} = 0,125 p_{\max(m)} (l - l_c)^2 \cdot b, \quad (6.13)$$

$$M_{Sd,2.3} = 0,125 p_{\max(m)} (l - l_1)^2 \cdot b, \quad (6.14)$$

$$M_{ir} = 0,5(q + \gamma_m d) \cdot bc^2, \quad (6.15)$$

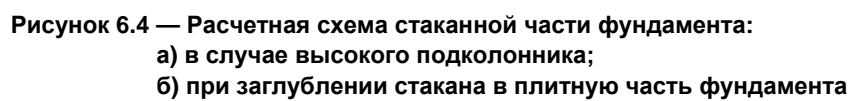
b, l, l_c, l_1 — размеры фундамента, м, см. рисунки 6.1 – 6.3;

q, γ_{mt}, d — см. обозначения к формуле (5.10);

с — расстояние от края фундамента до рассматриваемого сечения, м.

Процент армирования в расчетных сечениях плитной части фундаментов должен быть не ниже минимального для изгибаемых элементов по СНБ 5.03.01 (8.1 и раздел 11).

6.2.2 Расчет армирования железобетонного подколлонника столбчатого фундамента следует производить по СНБ 5.03.01 на внецентренное сжатие коробчатого сечения стаканной части в уровне заделанного торца колонны (сечение 1-1) и на внецентренное сжатие прямоугольного сечения подколлонника 2-2 (рисунок 6.4).



Железобетонные подколонники необходимо армировать продольной и поперечной арматурой по рисунку 6.4.

В железобетонных внецентренно сжатых подколонниках площадь сечения арматуры с каждой стороны (A_s и A_{sw}) должна быть не менее 0,15 % от площади поперечного сечения подколонника.

Поперечную арматуру необходимо назначать с учетом условия (6.1) и согласно СНБ 5.03.01 (7.1).

В случае действия нормальной силы в пределах ядра сечения ($e \leq \frac{l_c}{6}$) поперечное армирование подколонника назначается конструктивно по СНБ 5.03.01 (раздел 11).

6.2.2.1 Площадь поперечной арматуры подколонника (см. рисунок 6.4) в сечениях III-III или III'-III' следует определять по расчету на моменты M_k и M_{k1} от действующих сил относительно оси, проходящей через точку k или k_1 поворота колонны в плоскостях $x-x$ (вдоль стороны l_c) и $y-y$ (вдоль стороны b_c) по формулам:

$$\begin{aligned} \text{при } e > \frac{l_c}{2} \quad M_k &= 0,8 \left(M + Qh_Q - N \frac{l_c}{2} \right), \\ e > \frac{b_c}{2} \quad M_k &= 0,8 \left(M + Qh_Q - N \frac{b_c}{2} \right), \end{aligned} \quad (6.16a)$$

$$\text{при } \frac{l_c}{2} > e > \frac{l_c}{6}, \frac{b_c}{2} > e > \frac{b_c}{6} \quad M_{k1} = M + Qh_Q - 0,7Ne, \quad (6.16b)$$

где N , M , Q — нормальная сила, кН, изгибающий момент по оси x или y , кН·м, и горизонтальная сила по оси x или y , кН, на уровне обреза фундамента;

e , l_c , h_Q — см. рисунок 6.4, м.

При одинаковых диаметрах и классах стали площадь сечения поперечной рабочей арматуры A_{sw} каждой сварной сетки определяется:

$$\text{при } e > \frac{l_c}{2} \quad A_{sw} = \frac{M_k}{f_{ywd} \sum_{i=1}^n z_i}, \quad (6.17a)$$

$$\text{при } \frac{l_c}{2} > e > \frac{l_c}{6} \quad A_{sw} = \frac{M_{k1}}{f_{ywd} \sum_{i=1}^n z_i}, \quad (6.17b)$$

где e , l_c , z_i — см. рисунок 6.4, м;

f_{ywd} — расчетное сопротивление поперечной арматуры, МПа.

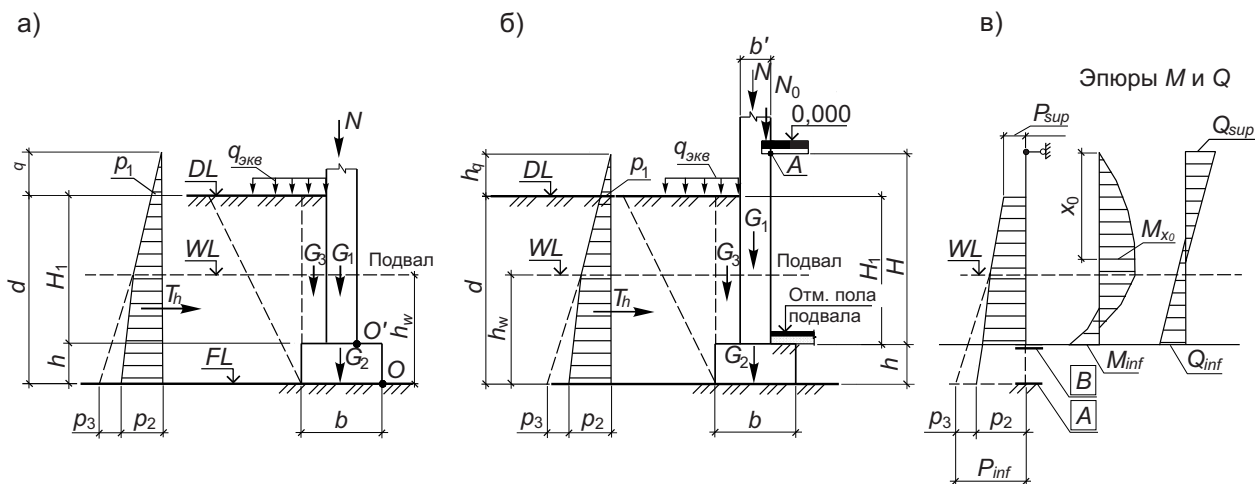
6.2.2.2 Стенки стакана допускается не армировать, если их толщина поверху более 200 мм и более 0,75 высоты верхней ступени или глубины стакана, которая должна быть меньше, чем высота подколонника.

Проверка прочности дна стакана подколонника производится расчетом на местное смятие от торца колонны по СНБ 5.03.01 (7.4).

6.2.2.3 Пример расчета стаканной части подколонника фундамента приведен в приложении Г (см. Г.11).

6.3 Расчет ленточных плитных фундаментов и стен заглубленных помещений

6.3.1 Ленточные фундаменты по таблице 4.1 и стены заглубленных помещений (цокольных этажей, подвалов, далее — стены) по 6.3.4 рассчитываются на совместное действие внешних воздействий: от сооружения по 4.5.1 – 4.5.7, от нагрузки с прилегающей территории, горизонтального давления грунта засыпки пазух по 6.3.3 и, в особых случаях, ударных и температурных нагрузок согласно расчетным схемам на рисунках 6.3 и 6.5 и указаниям 6.1.1 – 6.1.7 (расчет на продавливание и раскрытие трещин), 6.3.2 (расчет прочности по изгибающему моменту), 6.3.5 (расчет стен заглубленных помещений).



- A** — место опирания стены из монолитного бетона (железобетона) по расчетной схеме балочной плиты;
B — то же, для стен из сборных конструкций по 6.3.4

T_h — равнодействующая горизонтального давления грунта;
 DL, WL, FL — см. 3.1;
 остальные обозначения приведены в формулах (6.24) – (6.33)

Рисунок 6.5 — Схемы стен заглубленных помещений (подвалов) и усилия в них на различных стадиях загрузки:
а) схема стены заглубленного помещения и нагрузок на нее на стадии незавершенного строительства;
б) то же, на стадии постоянной эксплуатации;
в) расчетная схема стены из сборных элементов и эпюры усилий в ней

6.3.2 Расчет площади рабочей арматуры ленточных плитных фундаментов следует производить по сечению 1-1, проходящему по краю фундаментной стены (см. рисунок 6.3), а при ступенчатой форме фундаментов — и по граням ступеней от реактивного давления грунта по его подошве согласно требованиям СНБ 5.03.01 (7.1). Допускается использовать также упрощенную методику расчета площади сечений арматуры, приведенную в приложении Д.

6.3.2.1 Расчетные усилия в сечении 1-1 на 1 м длины фундамента при внешней центральной нагрузке от сооружения и давления грунта (изгибающий момент M_{Sd} , МН·м, поперечная сила V_{Sd} , МН) определяются по формулам:

$$M_{Sd} = \frac{p_m a^2}{2}, \quad (6.18)$$

$$V_{Sd} = p_m a, \quad (6.19)$$

где p_m — среднее давление под подошвой фундамента, передаваемое на грунт от расчетных нагрузок, по формуле (5.7), МПа;

a — вылет консоли фундамента (см. рисунок 6.3), м.

Расчетные усилия в сечении 1-1 на 1 м длины фундамента при внецентренной нагрузке (см. рисунок 6.3) вычисляются по формулам:

$$M_{sd} = \frac{a^2 (2p_{\max} + p_i)}{6}, \quad (6.20)$$

$$V_{sd} = \frac{a(p_{\max} + p_i)}{2}, \quad (6.21)$$

где p_{\max} и p_i — давления от расчетных нагрузок, передаваемые на грунт соответственно у максимально нагруженного края фундамента и в расчетном сечении, МПа;

a — см. формулу (6.18).

6.3.3 Если засыпка пазух грунтом производится до устройства перекрытия над заглубленным помещением, проектирование стен следует осуществлять для двух стадий строительства по 6.1.2.2. При этом проверка устойчивости стены против сдвига и опрокидывания производится относительно внутренней грани подошвы фундамента вокруг точки поворота фундамента «О» для монолитных и точки «О'» — для сборных конструкций согласно 5.9.1 (см. рисунок 6.5а). Расчет стены подвала на устойчивость против глубинного сдвига рекомендуется выполнять по 5.9.12, принимая за центр поверхности скольжения нижнюю точку А опирания стены на перекрытие (см. рисунок 6.5б).

6.3.3.1 При больших нагрузках с прилегающей к заглубленному помещению территории следует рассматривать целесообразность устройства распорных балок или фундаментов внутреннего каркаса из перекрестных лент или в виде сплошной плиты для восприятия сдвигающих сил, действующих по подошве фундаментов наружных стен.

6.3.4 По конструктивному решению стены подвалов подразделяются на:

- массивные, жестко связанные с фундаментом, работающие, в основном, на сжатие, как правило, из монолитного бетона, железобетона, крупных сборных бетонных блоков, кирпичной кладки и др.;
- гибкие, имеющие нежесткое сопряжение с фундаментом, работающие на сжатие и изгиб в вертикальной или горизонтальной плоскости, выполненные, как правило, из мелких сборных блоков, железобетонных панелей и др.

Массивные стены с опиранием на перекрытие применяются в заглубленных помещениях промышленных и гражданских многоэтажных зданий при небольшой их глубине (до 3 м) и небольшой нагрузке (до 10 кН/м²) с прилегающей территории.

Стены из монолитного железобетона, как правило, следует применять при наличии грунтовых вод и в случаях, когда необходимость в них диктуется условиями работ.

Стены из сборных железобетонных панелей, опертые на перекрытие и работающие на изгиб в вертикальной плоскости, применяются для подвалов глубиной более 3 м и при значительных нагрузках с прилегающей территории.

Стены из сборных навесных железобетонных панелей, опирающиеся на колонны и работающие на изгиб в горизонтальной плоскости, применяются для неглубоких (до 4 м) подвалов и при отсутствии значительных односторонних полезных нагрузок с прилегающей территории, а также для самостоятельных заглубленных помещений.

6.3.5 Стены заглубленного помещения, опертые на перекрытие подвала, для стадии завершеного строительства рассчитываются как балочные плиты, шарнирно опертые в уровне перекрытия и условно защемленные в уровне фундамента, с учетом возможного перераспределения усилий от поворота (крена) фундамента или смещения стен при загрузке территории, прилегающей к подвалу:

- по несущей способности на устойчивость согласно 5.9.1, на прочность скального основания (для скальных грунтов), на прочность конструкций стены и узлов их сопряжений;
- по деформациям основания и стен, по трещиностойкости фундамента и стен (при необходимости).

6.3.5.1 Полезная нагрузка с прилегающей к заглубленному помещению территории принимается в соответствии с техническим заданием на проектирование и, по возможности, заменяется эквивалентной равномерно распределенной нагрузкой $q_{\text{экв}}$ (см. рисунок 6.5). При отсутствии данных об интенсивности полезной нагрузки она может быть принята равной 10 кПа для гражданских и 20 кПа для производственных сооружений.

6.3.5.2 При расчетах стен равнодействующая бокового давления грунта T_h (см. рисунок 6.5) в пределах стены из сборных элементов высотой H_1 определяется по формуле

$$T_h = 0,5H_1(p_1 + p_2) \cdot \text{tg}^2(45 - \varphi'_i / 2), \quad (6.22)$$

где $p_1 = \gamma'_i h_q$ — давление на основание в уровне поверхности грунта от полезной нагрузки с прилегающей территории, МПа, которую допускается заменять на эквивалентную нагрузку $q_{\text{экв}}$ в виде дополнительного слоя грунта толщиной h_q (см. рисунок 6.5):

$$h_q = \frac{q_{\text{экв}}}{\gamma'_i}; \quad (6.23)$$

$p_2 = \gamma'_i H_1$ — давление грунта в уровне обреза фундамента, МПа;

γ'_i, φ'_i — расчетные удельный вес, кН/м³, и угол внутреннего трения, град, грунта выше подошвы фундамента согласно 4.7.3;

H_1 — см. рисунок 6.5, м.

Изгибающие моменты M , МН·м, поперечные силы Q , МН, в стенах заглубленных помещений и расстояние x_0 , м, от верхней опоры до места приложения максимального пролетного момента (см. рисунок 6.5) определяются по формулам:

65

- H — расстояние от низа перекрытия до верха фундамента, м;
 H_1 — толщина слоя грунта, вводимая в расчет при определении бокового давления грунта (см. рисунок 6.5), м;
 n — отношение H_1/H ;
 m_1 — коэффициент, учитывающий поворот фундамента, определяется по формуле (6.36);
 m_2 — коэффициент, учитывающий податливость верхней опоры, определяется по формулам (6.37) – (6.39);
 k_1 и k_2 — коэффициенты, учитывающие изменение жесткости стеновых панелей (для стен с переменной толщиной по высоте), принимаются по таблице 6.1 в зависимости от отношения толщины стены в верхней части δ_{sup} к толщине ее в нижней части δ_{inf} на уровне сопряжения с фундаментом.

Таблица 6.1 — Значения коэффициентов жесткости

$\delta_{\text{sup}} / \delta_{\text{inf}}$	k_1	k_2
1	0,0583	0,0667
0,7	0,0683	0,0747
0,6	0,0753	0,0787
0,5	0,0813	0,0837
0,4	0,0883	0,0907
0,3	0,0993	0,0977

6.3.5.4 Коэффициент m_1 , учитывающий поворот ленточного фундамента, принимается равным 0,8 при наличии конструкций, препятствующих повороту фундамента (перекрестных лент или сплошной фундаментной плиты); в остальных случаях m_1 определяется по формуле

$$m_1 = \frac{1}{1 + E_{mw} \delta_{\text{inf}}^3 / [Eb^2 (H + h_f)]}, \quad (6.36)$$

- где E_{mw} — модуль упругости материала стены, МПа;
 E — модуль деформации грунта основания, МПа;
 b — ширина подошвы фундамента, м;
 δ_{inf} — толщина стены в сечении по обрезу фундамента, м;
 h_f — высота фундамента, м.

Если значение m_1 по формуле (6.36) окажется больше 0,8, то принимается $m_1 = 0,8$.

Коэффициент m_2 в случае, когда перекрытие подвала расположено ниже уровня планировки, принимается:

— при невозможности горизонтального смещения верхней опоры стены (опирание перекрытия на массивные фундаменты, поперечные стены и т. п.)

$$m_2 = m_1 + 0,2; \quad (6.37)$$

— при возможности упругого смещения верхней опоры стены

$$m_2 = 1,2(m_1 + 0,2). \quad (6.38)$$

Если перекрытие подвала расположено выше уровня планировки

$$m_2 = 1,4(m_1 + 0,2). \quad (6.39)$$

6.4 Конструктивные требования при проектировании плитных фундаментов

6.4.1 Конструирование плитных фундаментов (далее — фундаменты) должно производиться в соответствии с требованиями ТКП 45-5.01-254 (раздел 7), СНБ 5.03.01 (разделы 11 и 12) и 6.4.2 – 6.4.11 настоящего технического кодекса.

6.4.2 В качестве основных конструктивных материалов для плитных фундаментов следует применять бетон и железобетон, а стены заглубленных помещений (подвалов), как правило, проектировать сборными из крупных бетонных блоков и железобетонных панелей. Допускается также для фундаментов стен заглубленных сооружений III уровня, а при соответствующем обосновании, и для II уровня

6.4.6 Для заделки зазора между сборной колонной и стенкой стакана должен применяться бетон на мелком заполнителе, как правило, соответствующий классу бетона стакана фундамента и не ниже класса $C^{16}/_{20}$ (XC2).

6.4.7 Армирование фундаментов следует назначать по расчету согласно 6.2.1, 6.2.2, 6.3.2 и указаниям СНБ 5.03.01 (раздел 11) сварными или вязаными сетками.

Расстояние между осями стержней сеток рекомендуется принимать равным 200 мм.

Размеры (диаметр) рабочей арматуры следует назначать по СНБ 5.03.01 (таблица 11.5), но не менее:

- а) для монолитных фундаментов при длине стержня до 3 м — 10 мм, более 3 м — 12 мм;
- б) для сборных фундаментов — 4 мм.

Минимальная площадь сечения арматуры назначается по СНБ 5.03.01 (таблица 11.1).

Для изготовления сеток в качестве рабочей арматуры рекомендуется применять стержни периодического профиля из стали класса S500 (A500) и, при соответствующем обосновании, арматуру класса S400 (A400).

Арматурные сетки должны быть сварены или связаны вязальной проволокой диаметром 1,4–1,6 мм во всех точках пересечения стержней.

Площадь сечения нерабочих (конструктивных) стержней и поперечной арматуры следует принимать по СНБ 5.03.01 (11.2.5) (как правило, арматура из стали классов S240 (A240), S400 (A400), S500 (BpI, B500)), но не менее 10 % от площади сечения рабочей арматуры. Шаг поперечной арматуры назначается по СНБ 5.03.01 (7.2), но не более 300 мм.

Для монтажных (подъемных) петель сборных железобетонных фундаментов следует применять горячекатаную арматурную сталь класса S240 марки СтЗсп.

6.4.8 Толщину защитного слоя бетона подошвы фундаментов, работающих в неагрессивных средах, следует устанавливать:

- для монолитных фундаментов — 80 мм (при наличии бетонной подготовки — 45 мм);
- для сборных фундаментов — не менее 45 мм;
- во всех случаях — не менее диаметра рабочей арматуры и максимального диаметра заполнителя бетона.

Защитный слой бетона фундаментов, работающих в агрессивных средах, следует назначать с учетом указаний СНБ 5.03.01 (11.2), ТКП 45-5.09-33 и ТКП 45-5.09-33.

6.4.9 Соединение монолитных фундаментов с монолитными колоннами осуществляется посредством стыковки арматуры колонны с выпусками арматуры из фундамента. Выпуски арматуры должны соответствовать расчетному сечению и количеству стержней арматуры колонны. Длина заделки арматуры в фундамент и выпусков из фундамента должна назначаться согласно СНБ 5.03.01 (11.2.29 – 11.2.41).

6.4.10 Проектирование фундаментов под стальные колонны производится по тем же правилам, что и фундаментов под железобетонные колонны. Отметка верха подколонника и его размеры устанавливаются в зависимости от размеров башмака колонн и принятого в проекте способа опирания на фундамент.

В случае непосредственного опирания башмаков стальных колонн на фундамент его верх бетонируется до проектной отметки опорной базы стоек. Поверхность верхней части фундамента выравнивается по уровню.

6.4.11 Сопряжение стальной колонны с фундаментом, как правило, осуществляется при помощи анкерных болтов, которые должны устанавливаться в проектное положение в виде анкерного блока, жестко закрепленного кондуктором от смещения, и бетонироваться одновременно с фундаментом.

Диаметр анкерных болтов и глубина заделки определяются расчетом.

6.4.12 Конструирование сплошных плитных фундаментов под все сооружение или его часть следует выполнять в соответствии с требованиями раздела 11 СНБ 5.03.01 и настоящего технического кодекса.

Как правило, для армирования следует применять унифицированные арматурные изделия. Отдельные стержни рекомендуется применять только в качестве дополнительного армирования при невозможности или нерациональности применения сварных сеток.

Армирование фундаментных плит следует производить в двух зонах: нижней (подошвы) и верхней. Каждая зона должна иметь рабочую арматуру в двух направлениях не более чем в четырех уровнях с шагом не менее 200 мм, который допускается, в обоснованных случаях, уменьшать до 100 мм.

— при диаметре рабочих стержней, мм, до 16	— 1000;
— " " " от 18 до 25	— 2000;
— " " св. 25	— 3000.

6.5.1 Проектирование гидроизоляции и дренажа фундаментов сооружений, стен и полов заглубленных помещений (далее — помещений) должно осуществляться на основе данных технического задания о их влажностном режиме (сухие, сырые, мокрые), а также данных о возможной агрессивности подземных вод и отходов технологических процессов (на промышленных площадках) с указанием агрессивности: общекислотная, щелочная, сульфатная, магниевая, углекислотная — согласно требованиям ТКП 45-5.01-255.

- назначения сооружения (долговечность, режим эксплуатации), его размеров и конфигурации;
- трещиностойкости изолируемых конструкций;
- химических свойств и характера воздействия на сооружение подземных и техногенных вод;
- инженерно-геологических и гидрогеологических условий строительной площадки;
- требуемой долговечности и экологических свойств гидроизоляции и т. д.

6.5.3 При проектировании гидроизоляции заглубленных помещений следует учитывать возможные изменения физико-механических, теплофизических и фильтрационных свойств грунтов, характеристик подземных и техногенных вод.

Характеристики фильтрационного потока, как правило, следует определять, рассматривая плоскую задачу. Для уникальных сооружений и в сложных инженерно-геологических условиях строительной площадки следует рассматривать пространственную задачу.

Пульсационные и другие виды гидродинамических нагрузок определяют на основании специальных исследований.

В стенах заглубленных помещений горизонтальную гидроизоляцию от капиллярной сырости следует устраивать в уровне пола подвала и выше уровня отмостки (тротуара).

6.5.5 Для защиты фундаментов и помещений от подземных вод и капиллярной влаги в случаях, указанных в ТКП 45-5.01-254 (6.30), кроме гидроизоляции конструкций фундаментов, полов, стен и т. д. согласно ТКП 45-5.01-255 (таблица 5.5), необходимо предусматривать дренаж с разработкой проекта водоотвода по ТКП 45-5.01-254 (6.32 и 6.33) и согласно ТКП 45-5.01-255 (раздел 7).

6.5.6 В проектах дренажных систем следует разрабатывать мероприятия по регенерации дренажных устройств и их ремонту, устройство наблюдательных скважин и пьезометров.

В сложных гидрогеологических условиях, когда по результатам изысканий не представляется возможным произвести обоснованные расчеты, проектирование дренажа следует выполнять на основе опытно-производственных работ согласно 4.1.4.1, по результатам которых осуществляется моделирование фильтрационных процессов и вносятся коррективы в проект.

7 Проектирование плитных фундаментов на сложных основаниях и в особых условиях строительства

7.1 Общие положения

7.1.1 Требования настоящего раздела распространяются на проектирование оснований плитных фундаментов II и III категории сложности в соответствии с приложением А, из специфических (слабых и малопрочных по СТБ 943), как правило, обводненных грунтов: структурно неустойчивых (биогенные, органо-минеральные, глинистые с модулем деформации $E \leq 5$ МПа и степенью влажности $S_r \geq 0,8$, элювиальные, пучинистые при промерзании), искусственных (насыпные, намывные), а также оснований, подверженных виброгеодинамическим воздействиям техногенного и природного характера.

7.1.2 Специфические грунты Республики Беларусь (см. 7.1.1) характеризуются:

— невыдержанным залеганием слоев с вертикальной зональностью и ярко выраженными нижней, переходной и верхней зонами, значительно различающимися по физико-механическим свойствам грунтов;

— многослойностью с выклиниванием прослоев, в пониженных местах которых залегают слабые биогенные грунты (торф, ил, сапропель, мергель и др.), скапливаются подземные воды, как правило, сильноагрессивные к подземным конструкциям сооружений;

— незначительной прочностью и сильной сжимаемостью, изменчивостью состава, состояния и свойств по площади, глубине и во времени;

— легкой размокаемостью, разжижаемостью — при обводнении и динамических воздействиях, пучинистостью — при промерзании, со значительным ухудшением их строительных свойств;

— неоднородностью моренных грунтов, в толщах которых встречаются ледниковые и более древние отложения различной формы и размеров (песок, валуны, галька, гравий, глинистые и заторфованные грунты, мел, мергель, алевролит и др.), затрудняющие строительные работы по устройству фундаментов.

С учетом вышеуказанных особенностей сложных оснований из специфических грунтов их следует проектировать согласно требованиям 7.2.1, а в проектах плитных фундаментов — предусматривать мероприятия по 7.4.1 – 7.4.3.

7.2 Особенности проектирования плитных фундаментов на основаниях, сложенных специфическими грунтами

7.2.1 Проектирование плитных фундаментов на основаниях, сложенных специфическими грунтами по 7.1.1 или включающих эти грунты, а также для территорий с наличием или возможным проявлением опасных геологических (природных), инженерно-геологических (техногенных) и гидрометеорологических процессов на застраиваемой и смежных с ней площадках (участке, трассе) следует производить согласно требованиям разделов 4 – 6, с учетом специфики по 7.2.1.1 – 7.2.1.27 и требований СНБ 2.03.01, ТКП 45-5.01-254 (раздел 8), СНиП 2.01.09, ТКП 45-2.03-224, СНиП II-7, ТКП 45-5.01-107, ТКП 45-5.01-76, П5, П9 к СНБ 5.01.01, ТКП 45-5.01-237, ТКП 45-5.01-255, ТКП 45-5.01-264.

7.2.1.1 Слабые глинистые ($E \leq 5$ МПа, $S_r \geq 0,8$), биогенные грунты (заторфованный, торфяной, сапропели), илы (далее — слабые)

Основания фундаментов, сложенные слабыми водонасыщенными грунтами или включающие эти грунты, должны проектироваться с учетом их большой сжимаемости, медленного развития осадок во времени и возможности в связи с этим возникновения нестабилизированного их состояния, выраженного в существенной изменчивости и анизотропии прочностных, деформационных и фильтрационных характеристик грунтов, изменяющихся в процессе консолидации основания, а также значительной тиксотропии и сильной агрессивности биогенных грунтов и илов к материалам подземных конструкций.

7.2.1.2 Деформационные, прочностные и фильтрационные характеристики обводненных слабых глинистых, биогенных грунтов и илов должны определяться в диапазоне давлений, соответствующих напряженному состоянию основания проектируемого сооружения при малых ступенях нагрузки, в пределах 0,0025–0,0200 МПа, и относительном приращении деформации 0,01 мм за последние 24 ч наблюдений на образцах высотой 30–50 см, испытываемых в вертикальном и горизонтальном направлении.

7.2.1.3 Опираение фундаментов непосредственно на поверхность сильнозоторфованных грунтов, торфов, слабоминеральных сапропелей и илов не допускается.

7.2.1.4 Расчет оснований из грунтов по 7.2.1.1 должен производиться согласно требованиям разделов 4 – 6 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.

Расчетное сопротивление R по формуле (5.20) для грунтов по 7.2.1.1 определяется с учетом коэффициента условий работы основания γ_1 согласно таблице 7.1.

Таблица 7.1 — Значения коэффициента условий работы γ_1

Грунты	Коэффициент γ_1
Пески мелкие водонасыщенные при степени заторфованности: $0,03 < I_{om} \leq 0,25$	0,85
$0,25 < I_{om} \leq 0,40$	0,80
Пески пылеватые водонасыщенные при степени заторфованности: $0,03 < I_{om} \leq 0,25$	0,75
$0,25 < I_{om} \leq 0,40$	0,70
Глинистые грунты водонасыщенные при степени заторфованности $0,05 < I_{om} \leq 0,25$ и показателе текучести: $I_L \leq 0,5$	1,05
$I_L > 0,5$	1,00
Глинистые грунты водонасыщенные при степени заторфованности $0,25 < I_{om} \leq 0,40$ и показателе текучести: $I_L \leq 0,5$	0,90
$I_L > 0,5$	0,80

7.2.1.5 Стабилизированную конечную осадку слоя сильносжимаемого водонасыщенного грунта s , см, пригруженного фильтрующим слоем намытого или насыпного песка, допускается определять по формуле

$$s = \frac{3ph}{3E + 4p}, \tag{7.1}$$

где p — давление от песчаного грунта (насыпи) на поверхность слабого водонасыщенного биогенного грунта или ила, МПа;

h — толщина сильносжимаемого слоя, м;

E — модуль общей деформации сильносжимаемого грунта при полной влагоемкости, МПа.

Конечную осадку s_b , см, за время t недренированного слоя сильносжимаемого грунта, пригруженного фильтрующей насыпью, в заданный момент времени допускается определять по формуле

$$s_t = U s, \tag{7.2}$$

где s — стабилизированная конечная осадка слоя водонасыщенного грунта, определяемая по формуле (7.1), см;

U — степень консолидации грунта, определяемая по графику (рисунок 7.1), на котором фактор времени T_v находится по формуле (5.51) в предположении, что загрузка фильтрующим слоем происходит мгновенно.

Если непосредственно под подошвой фундамента залегает слой грунта с модулем деформации $E < 5$ МПа толщиной более ширины фундамента, осадка основания должна определяться с учетом полного давления под подошвой фундамента.

Осадку грунтов основания за счет разложения органических включений можно не учитывать, если уровень подземных вод не будет понижаться в период эксплуатации зданий и сооружений.



При наличии результатов изысканий и опыта строительства в аналогичных инженерно-геологических условиях относительное суффозионное сжатие допускается определять лабораторными методами.

Расчетное значение ε_{sf} допускается принимать равным нормативному значению с коэффициентом надежности по грунту в формуле (4.1) $\gamma_g = 1$.

При невозможности длительного замачивания грунтов и выщелачивания солей расчетное сопротивление основания следует определять по формуле (5.16) с использованием прочностных характеристик, полученных для засоленных грунтов в водонасыщенном состоянии.

Основания, сложенные набухающими грунтами, должны проектироваться с учетом способности таких грунтов при повышении влажности увеличиваться в объеме — набухать. В случае понижения влажности у набухающих грунтов происходит обратный процесс — усадка.

7.2.1.13 Набухающие грунты характеризуются давлением набухания p_{sw} , влажностью набухания w_{sw} , относительным набуханием при заданном давлении ε_{sw} и относительной усадкой при высыхании ε_{sh} .

7.2.1.14 Проектирование оснований, сложенных набухающими грунтами, осуществляется по разделам 4 – 6 и 7.2.1 с учетом:

- 7.2.1.15** Подъем основания в результате набухания грунта определяется в предположении, что осадки основания от внешней нагрузки стабилизировались. При этом осадка основания от внешней нагрузки и возможная осадка от изменения влажности набухающего грунта должны суммироваться.

7.2.1.16 Нормативные значения относительного набухания ε_{sw} и относительной усадки ε_{sh} определяются по результатам лабораторных испытаний с учетом указанных в 7.2.1.14 причин набухания или усадки.

7.2.1.17 Насыпные грунты (насыпи)

В насыпях, состоящих, преимущественно, из шлаков и глинистых грунтов, необходимо учитывать возможность их набухания, усадки, эрозии при замачивании водой или химическими отходами производств.

7.2.1.24 Расчет деформаций оснований на подрабатываемых и закарстованных территориях допускается не производить в случаях, указанных в таблице 5.9, а также если конструкции сооружений проектируются с учетом неравномерного оседания земной поверхности.

7.2.1.25 Для сооружений, возводимых на подрабатываемых территориях, в зависимости от условий строительства (свойств грунтов, жесткости сооружения и др.) рекомендуется применять фундаменты следующих конструктивных схем:

— податливые (фундаменты с горизонтальными швами скольжения между отдельными элементами или с вертикальными элементами, позволяющими фундаментам наклоняться при горизонтальных перемещениях грунта);

7.2.1.26 Для насыпей из грунтов, снижающих строительные свойства при замачивании, рекомендуется применять свайные или массивные (сплошные под всем сооружением или его частью) плитные фундаменты, а для насыпей, сложенных слабыми биогенными и просадочными грунтами в верхней зоне, следует предусматривать их прорезку глубокими фундаментами.

Проектирование, строительство и эксплуатация плитных фундаментов для сооружений, возводимых на пучинистых грунтах, необходимо выполнять с учетом мелиоративных, строительно-конструктивных и термозащитных мероприятий, назначаемых согласно требованиям П9 к СНБ 5.01.01.

7.2.2 Суффозионная осадка s_{sf} основания, сложенного засоленными грунтами, определяется по формуле

где $\varepsilon_{sf,i}$ — относительное суффозионное сжатие i -го слоя грунта при давлении p , МПа, равном суммарному вертикальному напряжению σ_{zp} , МПа, на рассматриваемой глубине от внешней нагрузки и собственного веса грунта σ_{zg} , МПа, определяемое согласно требованиям 7.2.2.1:

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

а) при испытаниях статической нагрузкой с длительным замачиванием основания — по формуле

где $s_{sf,p}$ — суффозионная осадка штампа при давлении $p = \sigma_{zp} + \sigma_{zp}$, М;

d_p — размер зоны суффозионной осадки основания под штампом, м;

б) при компрессионно-фильтрационных испытаниях — по формуле

7.2.3 Подъем основания при набухании грунта h_{sw} , м, определяется по формуле

75

где $\varepsilon_{sw,i}$ — относительное набухание грунта i -го слоя, определяемое в соответствии с 7.2.3.1;
 h_i — толщина i -го слоя грунта, м;
 $k_{sw,i}$ — коэффициент, определяемый в соответствии с 7.2.3.2;
 n — число слоев, на которое разбита зона набухания грунта.

7.2.3.1 Относительное набухание грунта ε_{sw} определяется по формулам:

а) при инфильтрации влаги

$$\varepsilon_{sw} = \frac{h_{sat} - h_n}{h_n}, \quad (7.7)$$

где h_n — высота образца природной влажности и плотности, м, обжатого без возможности бокового расширения давлением p , МПа, равным суммарному вертикальному напряжению $\sigma_{z,tot}$, МПа, на рассматриваемой глубине, определяемому в соответствии с 7.2.3.3;

h_{sat} — высота того же образца после замачивания до полного водонасыщения, обжатого в тех же условиях, м;

б) при экранировании поверхности и изменении водно-теплового режима

$$\varepsilon_{sw} = k \cdot \frac{w_{eq} - w_0}{1 + e_0}, \quad (7.8)$$

где k — коэффициент, определяемый опытным путем (при отсутствии опытных данных допускается для сооружений II и III уровня ответственности принимать $k = 2$);

w_{eq} — конечная (установившаяся) влажность грунта, в долях единицы;

w_0 и e_0 — соответственно начальные значения влажности, в долях единицы, и коэффициента пористости грунта.

7.2.3.2 Коэффициент k_{sw} , входящий в формулу (7.6), в зависимости от суммарного вертикального напряжения $\sigma_{z,tot}$ на рассматриваемой глубине, принимается равным 0,8 при $\sigma_{z,tot} = 50$ кПа и 0,6 — при $\sigma_{z,tot} = 300$ кПа, а при промежуточных значениях $\sigma_{z,tot}$ определяется линейной интерполяцией значений k_{sw} от 0,8 до 0,6.

7.2.3.3 Суммарное вертикальное напряжение $\sigma_{z,tot}$ на глубине z от подошвы фундамента (рисунок 7.2) определяется по формуле

$$\sigma_{z,tot} = \sigma_{zp} + \sigma_{zg} + \sigma_{z,ad}, \quad (7.9)$$

где σ_{zp} , σ_{zg} — вертикальные напряжения соответственно от нагрузки фундамента и от собственного веса грунта, МПа;

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

$$\sigma_{z,ad} = k_g \gamma \cdot (d + z), \quad (7.10)$$

здесь k_g , γ — соответственно коэффициент, принимаемый по таблице 7.3, и удельный вес грунта, кН/м³;

d , z — см. рисунок 7.2, м.

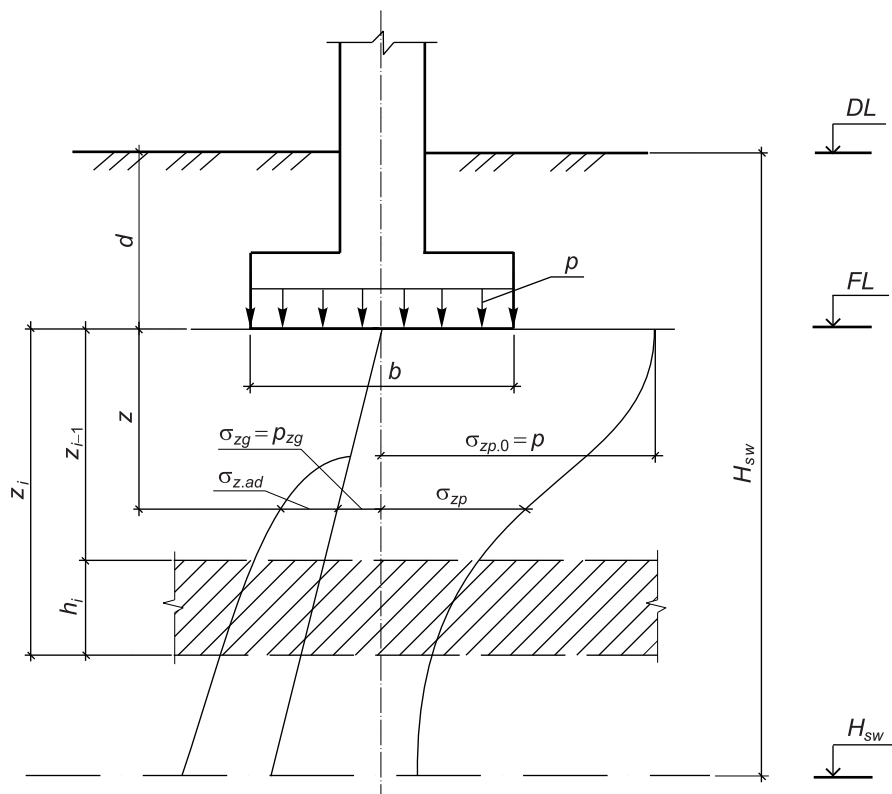


Рисунок 7.2 — Схема к расчету подъема основания при набухании грунта

Таблица 7.3 — Коэффициент k_g

Отношение глубины к ширине замачиваемого участка $(d+z)/B_w$	Коэффициент k_g при отношении длины к ширине замачиваемого участка L_w/B_w , равном				
	1	2	3	4	5
0,5	0	0	0	0	0
1	0,58	0,50	0,43	0,36	0,29
2	0,81	0,70	0,61	0,50	0,40
3	0,94	0,82	0,71	0,59	0,47
4	1,02	0,89	0,77	0,64	0,53
5	1,07	0,94	0,82	0,69	0,77

7.2.3.4 Нижняя граница зоны набухания H_{sw} (см. рисунок 7.2) назначается:

а) при инфильтрации влаги — на глубине, где суммарное вертикальное напряжение $\sigma_{z,tot}$ по 7.2.3.3 равно давлению набухания p_{sw} ;

б) при экранировании поверхности и изменении водно-теплового режима — по опытным данным (при их отсутствии для сооружений II и III уровня ответственности допускается принимать $H_{sw} = 5$ м).

7.2.3.5 Осадка основания в результате высыхания набухшего грунта s_{sh} , см, определяется по формуле

$$s_{sh} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sh,i} h_i k_{sh}, \tag{7.11}$$

где $\varepsilon_{sh,i}$ — относительная линейная усадка грунта i -го слоя, определяемая в соответствии с 7.2.3.6;

h_i — толщина i -го слоя грунта, м;

k_{sh} — коэффициент, принимаемый равным 1,3;

n — число слоев, на которое разбита зона усадки грунта, определяемая в соответствии с 7.2.3.7.

7.2.3.6 Относительная линейная усадка грунта при его высыхании определяется по формуле

$$\varepsilon_{sh} = \frac{h_n - h_d}{h_n}, \quad (7.12)$$

где h_n — высота образца грунта с наибольшей влажностью при обжати его суммарным вертикальным напряжением без возможности бокового расширения, м;

h_d — высота образца в тех же условиях после уменьшения влажности в результате высыхания, м.

7.2.3.7 Нижняя граница зоны усадки H_{sh} определяется опытным путем, а при отсутствии таких данных для сооружений III и II уровня ответственности допускается принимать $H_{sh} = 5$ м.

При высыхании грунта в результате теплового воздействия технологических установок нижняя граница зоны усадки H_{sh} определяется опытным путем или соответствующим расчетом.

7.3 Особенности проектирования плитных фундаментов при виброгеодинамических воздействиях техногенного и природного характера

7.3.1 Требования настоящего подраздела распространяются на проектирование плитных фундаментов, подверженных виброгеодинамическим воздействиям от строительных механизмов, оборудования (в т. ч. забивки свай, шпунта, уплотнения грунта) и подвижного транспорта (далее — ИДВ), а также от геодинамических воздействий техногенного и природного характера (далее — ГВ).

Источниками геодинамических воздействий (ГВ), как правило, являются:

— техногенные — взрывы, катастрофы, территориальные просадки и подвижки земли в подрабатываемые полости, возникшие в результате человеческой деятельности и др.;

— природные — территориальные оползни, провалы и подвижки земли в карстовые полости, от сейсмических сотрясений, катастроф и др.

7.3.2 Проектирование фундаментов сооружений, подверженных потенциальным геодинамическим воздействиям (ГЭ) или находящихся в зоне влияния источников виброгеодинамических воздействий от строительных механизмов, оборудования и транспорта (ИДВ), эквивалентных сейсмичности свыше 6 баллов по таблице 7.4, производится согласно 7.3.6 – 7.4.3 на основе следующих исходных материалов:

— генплан участка строительства с нанесенным расположением подземных коммуникаций;

— отчет об инженерно-геологических изысканиях и результатах виброгеодинамического (сейсмического) микрорайонирования на участке строительства (при необходимости) по 7.3.6;

— отчеты о состоянии существующих сооружений и подземных коммуникаций в пределах зоны действия ИДВ по таблице 7.5, характеристиках виброгеодинамических источников (результаты обследования с фиксацией мест расположения ИДВ и уровня передаваемых от них виброгеодинамических воздействий на грунт, конструкции сооружений, коммуникации и др.);

— технико-экономическое сравнение возможных вариантов проектных решений по 4.9.1 – 4.9.7.

По результатам обследования следует составить акт с указанием конструкций, требующих во время работы ИДВ усиления и ограждения в местах возможного падения штукатурки, подвесных потолков, лепных карнизов и т. д.

7.3.3 Инженерно-геологические изыскания на площадке строительства при наличии ИДВ и в районах потенциальных геодинамических явлений по 7.3.1 должны производиться согласно указаниям СНБ 1.02.01, ТКП 45-5.01-254, с учетом требований 4.6.1 – 4.6.11, 7.2.1, и распространяться на участки существующих сооружений и подземных трубопроводов, находящихся в пределах расстояний до ИДВ, указанных в таблице 7.5.

При наличии сложных грунтовых условий или при проектировании ответственных объектов в объем инженерно-геологических исследований следует включать опытные работы с откопкой шурфов для определения типа и состояния фундаментов существующих сооружений, находящихся в зоне ИДВ по таблице 7.5, а также физико-механических свойств и виброгеодинамических характеристик грунта несущего слоя, обжатого существующим сооружением за период его эксплуатации по 4.1.4.1, 7.5.9 и 7.5.10.

Таблица 7.4 — Уровни опасности вибродинамических колебаний грунта при обеспеченности динамической интенсивности $p = 95 \%$

Характер колебаний грунта	Тип грунта	Конструкция сооружения	Коэффициент вибрации k_d , m^2/c^3 , при f от 2 до 50 Гц	Уровень опасности колебаний грунта/эквивалентная сейсмичность по СНиП II-7	Оценка степени опасности колебаний грунта для сооружения
Установившиеся или периодические от одного или нескольких одновременно действующих источников виброгеодинамических воздействий (ГВ и ИДВ)	Песчаные, глинистые и биогенные (в т. ч. рыхлые обводненные, слабые, малопрочные по СТБ 943) I–III категории сложности	Ограниченно жесткой системы по 4.4.3 (жилые, гражданские, производственные сооружения высотой до 9 этажей I–III степени повреждения по 7.3.17.1)	До 0,05 включ.	1/4	Нижний предел чувствительности вибраций, не вызывающих дополнительных осадок фундаментов и повреждений в надземных конструкциях
			Св. 0,05 до 0,25 включ.	2/5	Слабые затухающие осадки до 3 миллиметров в год, не представляющие опасности
			Св. 0,25 до 0,70 включ.	3/6	Слабые затухающие осадки от 3 до 5 миллиметров в год, вызывающие устраняемые повреждения II степени по 7.3.17.1
			Св. 0,7 до 2,0 включ.	4/7	Незатухающие осадки свыше 5 миллиметров в год, вызывающие критические повреждения III степени по 7.3.17.1 (верхний предел прочности для отдельных видов конструкций и грунтов, как правило биогенных, слабых и малопрочных, предаварийная ситуация)
			Св. 2 до 5 включ.	5 / ≥ 7	Предел устойчивости среднепрочных оснований фундаментов, превышение которого, при постоянном воздействии колебаний, приводит к разрушению строений и угрожает жизни человека (катастрофическая ситуация)

Окончание таблицы 7.4

Примечания									
1 k_d — коэффициент вибрации, $\text{м}^2/\text{с}^3$, определяемый по формуле									
$k_d = \frac{a_{\max}^2}{f},$									
где a_{\max} — максимальное из измеренных значений ускорения колебаний грунта, $\text{м}/\text{с}^2$;									
f — частота колебаний грунта соответствующая максимальному значению ускорения колебаний a_{\max} , Гц.									
2 Нижний предел интервала значений k_d относится к сооружениям с III степенью повреждений по 7.3.17.1, а верхний — к сооружениям с I степенью повреждений (значения k_d для сооружений со II степенью повреждений определяются линейной интерполяцией значений для I и III степени);									
3 Значения k_d для сооружений жесткой и гибкой систем по 4.4.3 следует умножать на коэффициент 1,3; для панельных зданий — на 0,8; для оснований II категории сложности в соответствии с приложением А — на 0,75; для сооружений на основаниях III категории сложности с повреждениями I степени на — на 0,6 и с повреждениями II и III степени — на 0,3.									

Таблица 7.5 — Рекомендуемый радиус зоны обследования существующих сооружений, расположенных вблизи ИДВ В метрах

Существующие сооружения, расположенные рядом со строительной площадкой	Радиус зоны обследования								
	при забивке свай и штампов	при вибропогружении			при уплотнении грунта			при наличии подвижного транспорта и машин с динамическими нагрузками	
		свай-оболочек	свай	шпунта	трамбовкой, т				вибра-тором
					3–4	5–7	св. 7 до 10		
Производственные и гражданские здания с полным каркасом	25	60	35	20	30	40	70	60	55
Здания и сооружения, в конструкциях которых не возникают усилия от неравномерных осадок	25	50	30	20	30	35	60	50	45
Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами	30	100	70	25	50	90	120	100	90
Высокие жесткие сооружения и дымовые трубы	25	80	50	20	30	60	100	80	70
Сети и коммуникации	25	50	30	20	30	35	60	50	45

7.3.4 Для фундаментов существующих сооружений, отстоящих от ИДВ на расстояниях менее допустимых $r_{u,d}$, должны определяться характеристики и показатели физико-механических свойств грунтов для каждого слоя в пределах глубины, равной сжимаемой толще, рассчитываемой по теории линейно-деформируемого полупространства.

Параметры колебаний грунта должны измеряться не менее чем для двух опытных точек основания фундаментов в местах наиболее нагруженных участков сооружения и в местах с наиболее неблагоприятными грунтовыми условиями.

7.3.5 Авторский надзор при проведении работ по устройству фундаментов или их усилению вблизи существующих сооружений и подземных трубопроводов должен включать контроль уровня допустимых колебаний от ИДВ и выполнения мероприятий по усилению конструкций (при необходимости).

7.3.6 Проектирование плитных фундаментов с учетом виброгеодинамических воздействий на основаниях I и II категории сложности в соответствии с приложением А производится для районов Республики Беларусь с потенциальной подвижкой земли при коэффициенте вибрации $k_d \geq 2 \text{ м}^2/\text{с}^3$ (сейсмичность — 7 баллов) по таблице 7.4 при соответствующем технико-экономическом обосновании.

7.3.7 Уровень геодинамических воздействий следует устанавливать применительно к конкретному району и объекту строительства на основе анализа инженерно-геологических условий строительной площадки и данных дополнительного микрорайонирования, выполненного специализированной организацией.

7.3.8 Расчет оснований по несущей способности с учетом виброгеодинамических воздействий производится на особое сочетание нагрузок, определяемых согласно СНиП II-7, СНиП 2.01.07, указаний 7.2.1 и исходя из условия (5.56), в котором:

γ_c — геодинамический коэффициент условий работы, принимаемый равным 1,0; 0,8; 0,6 соответственно для грунтов I, II и III категории по СНиП II-7 (таблица 1);

γ_n — коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый равным 1,5; 1,2; 1,1; 1,0 соответственно для сооружений I, II, III уровня ответственности и временных построек.

7.3.9 Предварительные размеры фундаментов допускается назначать без учета виброгеодинамических воздействий исходя из расчета оснований фундаментов по деформациям на основное сочетание нагрузок согласно требованиям раздела 5.

7.3.10 Горизонтальную составляющую нагрузки F_{sh} с учетом виброгеодинамических воздействий при расчете фундамента на сдвиг по его подошве с площадью A допускается определять из условия

$$F_{sh} \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n} \cdot [F_v \cdot \operatorname{tg}(\varphi_1 - \Delta\varphi) + c_1 A], \quad (7.13)$$

где γ_c, γ_n — по 7.3.8;

F_v — вертикальная внешняя составляющая расчетной нагрузки на основание для внецентренно нагруженного фундамента в наиболее невыгодной комбинации, определяемая по 4.5.1 – 4.5.7, кН;

φ_1 и c_1 — расчетные угол внутреннего трения, град, и удельное сцепление, МПа;

$\Delta\varphi$ — поправка для значения φ_1 , принимаемая в зависимости от расчетной эквивалентной сейсмичности по таблице 7.4 для 6 (при наличии слабых грунтов) и 7 баллов — $\Delta\varphi = 2^\circ$, для 8 баллов — $\Delta\varphi = 4^\circ$.

7.3.11 При расчете оснований и фундаментов на особое сочетание нагрузок с учетом виброгеодинамических воздействий допускается частичный отрыв подошвы фундамента от грунта при выполнении следующих условий:

— эксцентриситет e_h расчетной нагрузки не превышает 1/3 стороны фундамента в плоскости момента;

— сила предельного сопротивления основания определяется для условного фундамента, размер b , м, подошвы которого в направлении действия момента равен размеру сжатой зоны b_c , м:

$$b_c = 1,5 (b - 2e_h); \quad (7.14)$$

— максимальное краевое давление под подошвой фундамента, вычисленное с учетом его неполного опирания на грунт, не превышает максимальной ординаты эпюры предельного сопротивления основания.

7.3.11.1 Глубина заложения фундаментов, возводимых на основаниях I и II категории по СНиП II-7 (таблица 1), принимается, как правило, такой же, как и для фундаментов, не подверженных виброгеодинамическим воздействиям, согласно разделу 5.

На площадках, сложенных основаниями, в составе которых имеются специфические грунты по 7.1, рекомендуется выполнять мероприятия по 7.4.

7.3.11.2 При невозможности заглубления фундаментов здания или его части на одном уровне в нескальных грунтах перепад высот между ними назначается из условия (6.40), в котором расчетное значение угла внутреннего трения грунта должно быть уменьшено при эквивалентной сейсмичности по таблице 7.4: для 6 баллов — на 1° ; 7 баллов — на 2° ; 8 баллов — на 4° .

— с использованием рациональных конструктивных схем и объемно-планировочных решений, обеспечивающих равномерное распределение массы и жесткости сооружения по его объему, с применением облегченных равнопрочных конструкций и стыков;

7.3.12.1 Переход от подвальной части здания к бесподвальной должен предусматриваться уступами согласно 6.4.3. Ленточные фундаменты смежных частей отсеков должны иметь одинаковое заглубление на расстоянии не менее 1 м от деформационного шва. Фундаменты и стены подвалов из крупных сборных бетонных блоков допускается применять только для сооружений III, а при обосновании — и II уровня ответственности на основаниях I и II категории сложности в соответствии с данными приложения А. Перевязка кладки должна составлять не менее 1/3 высоты блока и предусматривать армирование швов или монолитные железобетонные пояса в уровне верха фундаментов и перекрытия подвала. Колонны каркасных зданий следует возводить на сплошных монолитных железобетонных фундаментных плитах, перекрестных лентах или столбчатых фундаментах, объединенных железобетонными вставками-распорками.

Оценку степени опасности колебаний грунта для сооружений допускается не производить, если они расположены за пределами зоны влияния ИДВ по таблице 7.5 или ускорения колебаний грунта не превышают значений коэффициента вибрации k_d для уровня опасности колебаний 3 по таблице 7.4.

7.3.14 Проверка вибродинамически нагруженных фундаментов от ИДВ по деформациям производится из условий:

$$u \leq u_{|J_3} \quad (7.16)$$

u_H — предельное (допустимое) горизонтальное смещение фундамента по 5.5.3, см.

б) уровень колебаний конструкций существующих сооружений не должен превышать предельных значений, допустимых для приборов, машин и технологического оборудования, размещенных в данных сооружениях, а также значений, установленных санитарными нормами по ГОСТ 12.1.012 (для людей).

7.3.17 Расчет допустимых расстояний от ИДВ до существующих зданий и сооружений, обеспечивающих их надежную эксплуатацию по 7.3.15, производится из условий:

$$V \leq V'', \quad (7.19)$$

- где r — фактическое расстояние от рассматриваемой конструкции до ИДВ, м;
 $r_{u,d}$ — безопасное расстояние для фундаментов существующих сооружений от ИДВ, определяемое опытным путем, испытанием вибродинамически нагруженных штампов по методике ТКП 45-5.01-264 (рисунок 7.3) или по расчету, м;
 a и v — ускорение, м/с^2 , и скорость, м/с , вертикальных колебаний фундамента на расстоянии r от ИДВ, определяемые по формулам:

$$v = 2\pi A f, \quad (7.20)$$

$$a = 4\pi^2 A f^2 \quad (7.21)$$

здесь A — максимальная амплитуда смещения фундамента, находящегося на расстоянии r от ИДВ, м;

f — частота колебаний грунта, Гц, соответствующая максимальному значению A на расстоянии r от ИДВ;

a_u — предельное (допустимое) ускорение вертикальных смещений фундамента от ИДВ, соответствующее уровню опасности колебаний грунта 3 по таблице 7.4. Для сооружений I уровня ответственности значения a_u устанавливаются по результатам натурных испытаний вибродинамически нагруженного штампа по методике ТКП 45-5.01-264 и рисунку 7.3, а для II и III уровня ответственности и при наличии предварительных расчетов значения a_u допускается назначать по таблице 7.6 в зависимости от категории основания в соответствии с данными приложения А и состояния сооружения по 7.3.17.1;

v_u — предельная (допустимая) скорость колебаний фундамента от ИДВ, соответствующая уровню опасности колебаний грунта 3 по таблице 7.4. Для сооружений I уровня ответственности значения v_u устанавливаются по результатам натурных испытаний вибродинамически нагруженных штампов по методике ТКП 45-5.01-264 и рисунку 7.3, а для сооружений II и III уровня ответственности v_u допускается назначать по таблице 7.7 в зависимости от категории основания в соответствии с данными приложения А и состояния сооружения по 7.3.17.1.

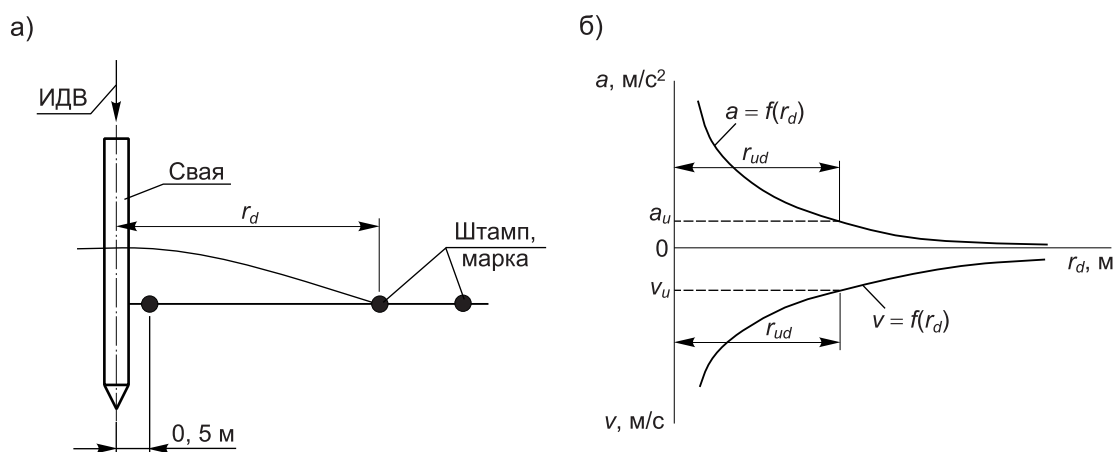


Рисунок 7.3 — Принцип определения безопасного расстояния от ИДВ до существующих сооружений:

а) схема определения допустимого расстояния с помощью штампа или грунтовых марок;

б) экспериментальные графики зависимостей $a = f(r_d)$, $v = f(r_d)$

Таблица 7.6 — Предельное ускорение вертикальных смещений фундаментов a_u при частоте колебаний грунта $f = 2$ Гц

Конструктивные особенности сооружений по 4.4.3	Степень повреждения сооружения по 7.3.17.1	Значение предельного ускорения a_u , м/с ² , в зависимости от категории сложности основания в соответствии с приложением А		
		I	II	III
Производственные и гражданские здания с полным стальным каркасом без заполнения. Здания и сооружения, в которых не возникают дополнительные усилия от неравномерных осадок. Высокие жесткие сооружения и дымовые трубы	I	2,0	1,5	1,0
	II	1,5	1,0	0,7
	III	1,0	0,8	0,5
Производственные и гражданские здания с полным железобетонным каркасом без заполнения и со стальным каркасом с заполнением. Бескаркасные здания с несущими стенами из кирпичной кладки и крупных блоков с армированием или поясами жесткости	I	1,5	1,2	0,9
	II	1,2	0,9	0,5
	III	0,8	0,6	0,2
Производственные и гражданские здания с полным железобетонным каркасом с заполнением. Бескаркасные здания с несущими стенами из крупных блоков и кирпичной кладки без армирования и поясов жесткости	I	1,2	1,0	0,8
	II	1,0	0,8	0,3
	III	0,7	0,5	0,15
Бескаркасные крупнопанельные здания	I	1,0	0,8	0,6
	II	0,7	0,6	0,3
	III	0,5	0,4	0,15
<i>Примечание</i> — Предельные значения a_u при частотах колебаний грунтов f в пределах от 2 до 50 Гц допускается определять по формуле $a_u = \sqrt{k_d f}$, где k_d — коэффициент вибрации по таблице 7.4 с учетом примечания 3 для уровня опасности колебаний 3.				

Таблица 7.7 — Предельная скорость вертикальных смещений фундамента v_u при частоте колебаний $f = 2$ Гц

Конструктивные особенности сооружений по 4.4.3	Степень повреждения сооружения по 7.3.17.1	Скорость v_u , см/с, в зависимости от категории сложности основания в соответствии с приложением А		
		I	II	III
Производственные и гражданские здания с полным стальным каркасом без заполнения. Здания и сооружения, в которых не возникают дополнительные усилия от неравномерных осадок. Высокие жесткие сооружения и дымовые трубы	I	6,0	4,5	2,0
	II	4,5	3,0	1,4
	III	3,0	2,2	1,0
Производственные и гражданские здания с полным железобетонным каркасом без заполнения и со стальным каркасом с заполнением. Бескаркасные здания с несущими стенами из кирпичной кладки и крупных блоков с армированием или поясами жесткости	I	5,0	3,0	1,2
	II	3,5	2,2	0,8
	III	2,5	1,5	0,6

Окончание таблицы 7.7

Конструктивные особенности сооружений по 4.4.3	Степень повреждения сооружения по 7.3.17.1	Скорость v_u , см/с, в зависимости от категории сложности основания в соответствии с приложением А		
		I	II	III
Производственные и гражданские здания с полным железобетонным каркасом с заполнением. Бескаркасные здания с несущими стенами из крупных блоков и кирпичной кладки без армирования и поясов жесткости	I	4,0	2,5	1,0
	II	3,0	1,5	0,7
	III	2,0	1,2	0,5
Бескаркасные крупнопанельные здания	I	3,0	2,2	0,7
	II	2,0	1,5	0,5
	III	1,5	1,0	0,4

7.3.17.1 Дефектные состояния конструкций сооружения, учитываемые в расчетах значений безопасного расстояния от ИДВ $r_{u,d}$, рекомендуется определять тремя степенями повреждений:

- степень I — повреждений конструкций и осадок фундаментов нет, состояние хорошее;
- степень II — незначительные частичные отказы по таблице 7.8 (трещины в стенах, перегородках, в углах проемов и перемычках с шириной раскрытия $w_k \leq 1$ мм, относительная осадка $i = \Delta s/L \leq 0,005$, средняя осадка $s < s_u$, приведенная в ТКП 45-5.01-254 (приложение Б)), состояние удовлетворительное;
- степень III — $w_k > 1$ мм, $i > 0,005$, $s \geq s_u$, состояние критическое.

7.3.18 Если вибродинамические воздействия на строящиеся или реконструируемые сооружения превышают допустимые (см. условия (7.17)–(7.19)), рекомендуется предусматривать следующие мероприятия по снижению колебаний от ИДВ до безопасного уровня:

- а) замена слоя слабого грунта основания подушками из уплотненного песка, гравия, щебня или их смесей;
- б) искусственное улучшение основания (таблицы 7.9 и 7.10);
- в) армирование основания жесткими вертикальными и горизонтальными элементами (с учетом рекомендаций 7.3.21);
- г) устройство шпунтового (свайного) ограждения по периметру фундамента;
- д) технические и технологические приемы снижения уровня вибродинамических колебаний, а именно: уменьшение количества одновременно работающих ИДВ и регулирование вибродинамических характеристик применяемого оборудования (например, динамическое торможение колебаний, особенно при включении и отключении установок, уменьшение высоты падения трамбовки или ударной части молота и др.).

Таблица 7.8 — Оценка дефектного состояния оснований и фундаментов эксплуатируемых сооружений

Степень опасности дефектов сооружений			Тип дефекта		Устранимость отказа на всех стадиях строительства	
Недопустимый отказ — аварийная ситуация	Критический отказ, устраняемый методами ремонта с большим экономическим ущербом. Предаварийная ситуация	Частичный отказ, устраняемый методами ремонта с незначительным экономическим ущербом. Не соответствие требованиям Норм по качеству	Явный, определяемый стандартными методами	Скрытый, требующий дополнительных детальных (инструментальных) исследований	Восстанавливаемый (подлежащий полному и экономически целесообразному восстановлению)	Невосстанавливаемый (приводящий к невозможности функционирования или экономической нецелесообразности восстановления объекта и его частей)

Таблица 7.9 — Номенклатура и область применения методов искусственного улучшения оснований (ИУО)

Методы (I – III) и способы ИУО	Область и условия применения ИУО (в т. ч. см. таблицу 7.10)	Характеристика
Метод I. Механическое уплотнение (способы I.1 – I.3)		
Способ I.1a – в (поверхностный)		
I.1a Трамбованием: легкими трамбовками массой до 5 т и тяжелыми трамбовками массой более 5 т	Планомерно возводимые насыпи, засыпки и отвалы, просадочные, рыхлые грунты ($\rho_d < 1,6 \text{ т/м}^3$; $k_{\text{com}} < 0,93$; $S_r < 0,7$; $I_{\text{om}} < 0,03$). Осуществляется по проекту на предварительно подготовленной территории (спланированной, очищенной от мусора и т. п.)	Масса легких трамбовок — 2–4 т, тяжелых — 5–15 т и более; диаметр — 1,2–5 м; высота сбрасывания — 5–10 м; глубина уплотнения — 2,5–3,5 м, при комбинированном способе (в два слоя) — до 5–7 м. Трамбовка: плоская, грушеобразная, конусная и др. Расстояние от существующих зданий — по расчету согласно 7.3.17, но не менее 10 м
I.1б Укаткой: катками, колесной и гусеничной техникой, трамбующими машинами (ТМ)	То же, что для способа I.1a, как правило, на незастроенных территориях — для послойного уплотнения подушек, планировочных насыпей, подготовок под полы и т. п. при оптимальной влажности	Глубина уплотнения песков — 0,3–0,7 м, ТМ — 1,2 м; глинистых грунтов — 0,4–0,6 м, ТМ — 1 м; число проходок — 6–12, для ТМ — 2–3 ($0,92 \leq k_{\text{com}} \leq 0,98$). Расстояние от существующих зданий — по расчету согласно 7.3.17, но не менее 10 м
I.1в Виброуплотнением с использованием виброкатков (ВК) и вибротрамбовок (ВТ)	Аналогично способу I.1б и, как правило, в стесненных условиях	Глубина уплотнения: песков ВК 0,3–1 м (для глин не рекомендуется); ВТ — 0,2–0,8 м (песков); 0,2–0,6 м (глинистых грунтов); для тяжелых вибротрамбовок (ТВТ) — 2–6,5 м в любых грунтах. Число проходок — 2–4 для ВК, 10–30 — для ВТ и 8–16 — для ТВТ. Расстояние от существующих зданий — по расчету согласно 7.3.17, но не менее 10 м
Способ I.2a – в (глубинный)		
I.2a Грунтовыми тампонами, в т. ч. уширенными взрывом	Основания из сильносжимаемых, малопрочных, слабых просадочных, макропористых, заторфованных, водонасыщенных грунтов. Тампоны совмещают функции уплотнения и дренирования грунта	Материал тампонов: местный песок, глина, известь; глубина упрочнения — до 20 м; диаметр d скважин — до 600 мм, шаг — $2,5d$ – $5d$; изготовление: бурение, раскатывание, вибропогружение сердечника; заполнение скважины вышеуказанным материалом оптимальной влажности с послойным уплотнением; уширение в виде песчано-гравийной пяты (в случае необходимости). Допускается уширение скважин взрывами с сопутным уплотнением окружающего грунта

Методы (I – III) и способы ИУО	Область и условия применения ИУО (в т. ч. см. таблицу 7.10)	Характеристика
I.2б Сваями в пробитых скважинах (вытрамбованных, выштампованных, раскатанных)	Для минеральных грунтов ($\rho_d < 1,6 \text{ т/м}^3$; $k_{\text{com}} < 0,93$; $I_p \leq 0,03$; $S_r \leq 0,7$; $I_{\text{от}} \leq 0,03$) в зданиях с нагрузкой до 3,5 МН или 0,6 МН/м. Сваи совмещают функции несущего элемента фундамента сооружения и уплотнения рыхлого грунта	Изготовление скважин штампами конусной, трапецеидальной или пирамидальной формы с квадратным, многоугольным, круглым и т. п. поперечным сечением, с плоской или заостренной подошвой, длиной до 6 м, массой — 1,5–10 т, высота сбрасывания — 4–8 м, пята, уширенная щебнем (гравием), — $d \leq 1,5 \text{ м}$. Расстояние от зданий — по расчету согласно 7.3.17, но не менее 10 м
I.2в Вибро- или гидровиброуплотнением	Водонасыщенные рыхлые пески (крупные, средние, мелкие) и насыпные грунты мощностью более 1,5 м	Глубина уплотнения вибробулавой до 10 м, вибропогружателем — от 5 до 20 м, в т. ч. с использованием подмыва
Способ I.3		
I.3 Предварительным обжатием внешней пригрузкой и вертикальным дренированием	Сильносжимаемые слабые водонасыщенные, текучие, текучепластичные глины, суглинки ($I_L \geq 0,7$), ил, торф и т. п.	Консолидация, обжатие основания отсыпкой насыпи с предварительным устройством песчаных, бумажных, пластмассовых дрен; глубина, объем грунта и время обжатия — по проекту
Метод II. Физико-химическое закрепление грунта (способы II.1, II.2)		
Способ II.1 (физический)		
II.1 Обжатием грунта на глубину до 35 м понижением уровня подземных вод	Сильносжимаемые слабые водонасыщенные, текучие, текучепластичные глины, суглинки ($I_L \geq 0,7$), ил, торф и т. п.	Переукладка частиц грунта за счет обжатия собственным весом грунта основания (под действием гидродинамического давления), в результате снятия взвешивающего действия воды. Величина депрессионной нагрузки регулируется скоростью откачки воды. Откачка воды — через иглофильтры (колодцы), в глинистых грунтах (слабофильтрующих) — с применением электроосмоса
Способ II.2а – г (химический)		
II.2а – в Смолизацией, битумизацией	Не рекомендуется по экологическим требованиям	
II.2г Цементацией (глинизацией)	Заполнение (тампонаж) пустот, выработок, трещин, крупных пор в крупнообломочных и малопрочных грунтах при реконструкции и усилении оснований и фундаментов; противofiltrационные завесы при скорости подземной воды не более 0,25 см/с, ширине трещин — не менее 0,15 мм; $k > 80 \text{ м/сут}$	Нагнетание цементной (глинистой) эмульсии (раствора) через инъекторы или скважины под давлением 3–20 атм. Глинистый раствор (бентонитовая глина с монтмориллонитом) плотностью 1,2–1,3 г/см ³ ; раствор — цемент М400, вода, В/Ц от 0,4 до 10 по данным, приведенным в П18 к СНБ 5.01.01

Окончание таблицы 7.9

Методы (I – III) и способы ИУО	Область и условия применения ИУО (в т. ч. см. таблицу 7.10)	Характеристика
Метод III. Инженерное усиление (способы III.1 – III.3)		
Способ III.1		
III.1 Замещением грунта «подушками» и пригрузкой оснований насыпями по способу I.3 метода I	В сильносжимаемых биогенных, слабых водонасыщенных, глинистых и просадочных грунтах при отсутствии суффозии, если мощность отсыпок больше глубины промерзания; при реконструкции и усилении земляных сооружений для обеспечения их устойчивости от выпора и деформации сильносжимаемых подстилающих грунтов основания	Полная или частичная замена неудовлетворительных грунтов в плане и по глубине искусственной отсыпкой грунта (подушками) из минеральных грунтов (песок, гравий, щебень) и отходов производства (шлак, формовочная зола и т. п.). Консолидация слабых оснований насыпями по способу I.3 метода I
Способ III.2		
III.2 Шпунтовыми, свайными ограждениями и стенами	В стесненных условиях строительства для защиты существующих сооружений от выпора из под них грунта при разработке близкорасположенных выемок или от выпора сильносжимаемых прослоек в основании фундаментов; для возведения глубоких котлованов	Устраиваются по проекту из различных сборных, конструкций шпунта, свай и стен по П14 к СНБ 5.01.01 и ТКП 45-5.01-237 с заглублением подошвы конструкций в прочные грунты на глубину согласно расчету, в т. ч. по технологиям «стена в грунте», «струйной» и с использованием анкеров
Способ III.3		
III.3 Армированием грунта и перемешиванием его с цементом	Вертикальные и крутые откосы (склоны) глубиной более 2 м, засыпки пазух подпорных стен и фундаментов; глубокие выемки, искусственные насыпи ($k_{com} < 0,93$), в т. ч. на сильносжимаемых грунтах; реконструкция оснований и фундаментов	Послойная укладка в основание синтетических, металлических, деревянных и других материалов, отвечающих критерию долговечности и прочности, в виде горизонтальных пленок, сеток, стержней; дисперсных элементов, добавок цемента в отсыпaeмый с уплотнением грунт; устройство геомассивов или погружение в основание вертикальных нагелей и свай по ТКП 45-5.01-268 (как правило, инъекционных) под любыми углами на глубину до 100 м, воспринимающих растягивающие напряжения

Таблица 7.10 — Рекомендуемая область применения способов искусственного улучшения оснований (ИУО) по таблице 7.9

Метод ИУО по таблице 7.9	Область применения метода в зависимости от типа грунта			
	Гравий	Песок	Глинистый, в т.ч. пыль	
	Размер фракций, мм			
	Св. 2 до 10 включ.	Св. 0,05 до 2 включ.	Св. 0,005 до 0,05 включ.	До 0,005 включ.
Механическое уплотнение по методу I (способ I.1а, б)	Рыхлые, слабые $S_r < 0,7$			
Виброуплотнение, в т.ч. взрывом, по методу I (способ I.1в)	Рыхлые			
Глубинное уплотнение по методу I (способ I.2)	Слабые, малопрочные			
Уплотнение обжатием, пригрузкой по методам I (способ I.3), II (способ II.1) и III (способ III.1)	Сильносжимаемые водонасыщенные минеральные и биогенные грунты			
Химическое закрепление* по методу II (способ II.2)	См. таблицу 7.9 и примечание			
Закрепление вяжущим по методу III (способ III.3)	Малопрочные			
Армирование грунта (горизонтальное и вертикальное по методам I (способ I.2) и III (способ III.3))	Слабые, малопрочные			
*Метод экологически опасен и к применению не рекомендуется, кроме способа II.2г.				

7.3.19 Эффективными методами по снижению вибродинамических колебаний являются:

- уплотнение части или всего слоя слабого грунта трамбованием;
- устройство предпостроечной пригрузки насыпью водонасыщенного ила и заторфованных грунтов;
- устройство пустотных или изолирующих экранов и траншей;
- применение материалов с изменяемыми упругими и демпфирующими характеристиками;
- использование свай рациональной конструктивной формы (с полостями и др.);
- глубинное водопонижение для слабых водонасыщенных грунтов и т. п.

7.3.20 При выборе мероприятия по укреплению основания следует иметь в виду, что устройство свайного фундамента приводит к увеличению собственных частот при вертикальных колебаниях грунта и практически не сказывается на упругой жесткости основания в горизонтальном направлении.

7.3.21 Для уменьшения горизонтальных низкочастотных динамических нагрузок и увеличения жесткости фундамента в горизонтальном направлении рекомендуется применять групповое расположение фундаментов с использованием массивных присоединенных плит, вставок-распорок, уширенных отстоков и полов повышенной жесткости.

7.4 Мероприятия по повышению надежности сооружений при неравномерных деформациях сложных оснований

7.4.1 При проектировании плитных фундаментов на сложных основаниях рекомендуется предусматривать следующие мероприятия для снижения их чувствительности к неравномерным осадкам и повышения безопасности и надежности сооружений согласно 4.1.1 и 4.3.1.1:

— улучшение строительных свойств грунтов согласно таблицам 7.9 и 7.10, в частности за счет: предварительного замачивания просадочных грунтов; глубинного виброуплотнения; устройства песчаных тампонов в пробитых скважинах, различных видов их закрепления, армирования; устройства временного пригруза; полной или частичной замены слабых, малопрочных грунтов основания на отсыпанные или намытые подушки из песка, щебня, гравия или их смесей и др.;

К конструктивным мероприятиям относятся:

- рациональная компоновка сооружения в плане и по высоте;
- увеличение жесткости здания разрезкой его на отдельные блоки осадочными швами;
- применение нежестких, связевых схем зданий;
- устройство жестких монолитных (сборно-монолитных) фундаментов;

— увеличение глубины анкеровки арматуры и заделки опорных частей сборных несущих конструкций в стены и др.;

- армирование кирпичных стен и столбов, пилястр и т. п.;
- «гибкое» подсоединение внутренних инженерных сетей к наружным коммуникациям;
- устройство приспособлений для выравнивания конструкций сооружения и рихтовки технологического оборудования;

7.4.2 Если для сложных оснований не выполняются требования 5.3.3, 5.5.3 и 5.10.1, для нихжны рассматриваться следующие основные мероприятия:

— полная или частичная замена в плане и по глубине грунтов с неудовлетворительными свойствами насыпями (подушками) из песка, гравия, щебня или их смесей;

- уплотнение грунтов основания сооружения временной или постоянной пригрузкой насыпным, вывезенными грунтами или другой постоянной нагрузкой;
- закрепление грунтов введением в них противопучинистых и других добавок;
- выравнивание сооружений специальным оборудованием, предварительно напряженными анкерами, выбуриванием, замачиванием, домкратами и др.

7.4.3 Выбор одного или комплекса мероприятий по 7.4.1 и 7.4.2 должен производиться с учетом требований 4.1.1 и 5.1.2, а также особенностей проектирования фундаментов на сложных основаниях особых условиях строительства по 7.2.1, 7.3.1 – 7.3.21.

7.5.1 Реконструкция и усиление оснований плитных фундаментов сооружений (далее — усиление) производится при необходимости:

- а) повышения требований к надежности и безопасности объекта;

в) повышения экономичности сооружения за счет снижения затрат на его эксплуатацию посредством улучшения его эксплуатационных характеристик;

- г) выполнения требований по охране природной среды.

7.5.2 Реконструкция оснований и фундаментов не допускается без инженерных изысканий по СНБ 1.02.01 и их обследования, которые проводятся согласно ТКП 45-5.01-254 (раздел 9), ТКП 45-1.04-206 и ТКП 45-5.01-235.

7.5.3 В процессе обследования выявляются дефекты, причины, их вызывающие, и степень опасности для существующих сооружений (см. таблицу 7.8).

Оценку фактического состояния материала конструкций и грунтов следует выполнять на основе их детального обследования и испытаний с использованием стандартных методов и аттестованных приборов.

По результатам обследования и оценки состояния оснований и фундаментов выбирается способ их ремонта или усиления по 7.5.4, согласно указаниям ТКП 45-5.01-254, СНБ 5.03.01, ТКП 45-5.01-235, разделов 5–7 настоящего технического кодекса и разрабатывается проектная документация на реконструкцию объекта.

7.5.4 Реконструкцию оснований и фундаментов рекомендуется осуществлять следующими методами (см. рисунок 7.4):

- повышением прочности грунтов основания (см. таблицы 7.9 и 7.10);
- изменением условий передачи давления на основание за счет уширения и заглубления подошвы фундамента или его пересадки на дополнительные опоры: сваи, оболочки и др.;
- возвращением фундамента в проектное положение;
- повышением прочности материала фундамента посредством укрепления его тела обоймами, инъекцией и др.

7.5.5 Проектирование реконструкции оснований и фундаментов (расчет и конструирование) осуществляется согласно требованиям ТКП 45-5.01-254, СНБ 5.03.01, СНиП II-23, разделов 5–7 настоящего технического кодекса с учетом следующих требований:

- дополнительные осадки не должны превышать 30 % – 40 % их предельно допустимых значений, принимаемых для нового строительства (большее значение — для оснований простых и средней сложности, меньшее — для сложных в соответствии с приложением А);
- учет возможности изменения характеристик, прочности и деформативности грунта, водонепроницаемости, прочности и деформативности материала фундаментов и изменения инженерно-геологических условий строительства во времени;
- учет влияния деформаций основания реконструируемого объекта на основания соседних существующих сооружений;
- разработка мероприятий по защите сооружений, технике безопасности и способам визуально-го и инструментального наблюдения за зданием и усиливаемыми конструкциями в процессе проведения работ и по их окончании (в случае необходимости).

7.5.6 Усиление конструкций фундаментов, как правило, следует выполнять с закреплением от смещения надземных конструкций, например «вывеской» их на подкосы и увеличением пространственной жесткости здания или его усиливаемой части.

Вывеску надземных конструкций следует осуществлять с опрессовкой грунта под опорами подкосов домкратами или встречными клиньями.

7.5.7 Проект усиления оснований и фундаментов, в зависимости от состояния объекта и целей реконструкции, должен соответствовать требованиям ТКП 45-5.01-254 (раздел 9).

7.5.8 Основания реконструируемых зданий так же, как и новых, следует рассчитывать по двум группам предельных состояний: несущей способности и деформациям в соответствии с разделами 5–7 настоящего технического кодекса в следующей последовательности.

На первом этапе анализируют материалы инженерно-геологических изысканий основания и технического заключения по обследованию надземных конструкций здания, включающие в себя геологические и гидрогеологические условия площадки, данные о типе, материале и прочностных характеристиках основания и фундаментов, сведения о надземных конструкциях, о наличии проседаний, осадок, разрушений, трещин, ранее выполненных усилениях, о причинах деформаций основания и способах их стабилизации.

На втором этапе осуществляется детальная оценка основания и фундаментов и назначается конструктивная схема сооружения (жесткая или упругая), определяются действующие и дополнительные нагрузки в соответствии с требованиями СНиП 2.01.07 и СНБ 5.03.01, выполняется расчет усиления фундаментов и разрабатывается проект реконструкции (при необходимости).



Рисунок 7.4 — Классификация способов и методов реконструкции оснований и фундаментов

7.5.9 Расчетное сопротивление грунта основания, уплотненного длительно действующей нагрузкой от существующего сооружения, допускается определять по формуле

$$R_{yn} = \frac{\gamma_1 \gamma_2}{k} [M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}], \quad (7.22)$$

где $\gamma_1, \gamma_2, k, k_z$,

b, d_1, d_b — коэффициенты и параметры, определяемые по 5.4.1;

M_γ, M_q, M_c — коэффициенты, принимаемые по таблице 5.3 в зависимости от расчетных значений угла внутреннего трения φ_{II} уплотненного грунта, залегающего под подошвой фундамента, определяемого опытным путем или по 7.5.10;

γ_{II}	— средний расчетный удельный вес грунта после длительного уплотнения, залегающего ниже подошвы фундамента, по данным обследования, кН/м ³ ;
γ'_{II}	— то же, грунта, залегающего выше подошвы фундамента, по данным обследования, кН/м ³ ;
c_{II}	— расчетное удельное сцепление длительно уплотненного грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, по данным обследования, МПа, определяемое опытным путем или по 7.5.10.

7.5.10 Значения угла внутреннего трения, удельного сцепления и модуля деформации для нарушенных грунтов основания, находящихся под длительной нагрузкой от существующего сооружения III и II (при соответствующем обосновании) уровня ответственности, допускается определять по формулам:

$$\varphi = K_{\varphi}\varphi_0, \quad (7.23a)$$

$$c = K_c c_0, \quad (7.23б)$$

$$E = K_E E_0, \quad (7.23в)$$

где φ_0, φ	— расчетный угол внутреннего трения грунта ниже подошвы фундамента на глубину до 1 м соответственно до его загрузки и на момент реконструкции (обследования) существующего сооружения, град;
c_0, c	— расчетное удельное сцепление грунта ниже подошвы фундамента на глубину до 1 м соответственно до его загрузки и на момент реконструкции (обследования) существующего сооружения, МПа;
E, E_0	— модуль деформации грунта ниже подошвы фундамента на глубину до 1 м соответственно до его загрузки и на момент реконструкции (обследования) существующего сооружения, МПа;
K_{φ}, K_c, K_E	— коэффициенты приращения значений φ_0, c_0, E_0 грунтов Республики Беларусь средней прочности от их длительного уплотнения весом существующего сооружения, принимаемые по таблице 7.11.

Тип грунта основания	Значения коэффициентов K_ϕ , K_c , K_E при расчетном давлении на грунт $p_0 = 0,3$ МПа, длительно действующем в течение														
	1 года			3 лет			5 лет			20 лет			40 лет и более		
	K_ϕ	K_c	K_E	K_ϕ	K_c	K_E	K_ϕ	K_c	K_E	K_ϕ	K_c	K_E	K_ϕ	K_c	K_E
Лессовые супеси, суглинки (неводонасыщенные, при коэффициенте пористости $0,5 \leq e \leq 0,75$ и показателе текучести $0 \leq I_L \leq 0,75$)	1	1,2	1	1	1,4	1,2	1	1,45	1,25	1	1,5	1,3	1	1,5	1,3
Моренные супеси, суглинки (неводонасыщенные, при коэффициенте пористости $0,3 \leq e \leq 0,5$ и показателе текучести $0 \leq I_L \leq 0,75$)	1	1	1	1	1,2	1,25	1	1,25	1,30	1	1,30	1,35	1	1,40	1,5
Пески средней прочности (независимо от влажности, при коэффициенте пористости $0,5 \leq e \leq 0,75$): крупные, средней крупности мелкие пылеватые	1	1,12	1,25	1,06	1,15	1,3	1,07	1,15	1,30	1,07	1,30	1,35	1,08	1,40	1,40
	1	1,14	1,30	1,10	1,20	1,35	1,11	1,25	1,35	1,12	1,40	1,40	1,12	1,50	1,50
	1	1,20	1,35	1,13	1,25	1,40	1,14	1,30	1,40	1,15	1,70	1,50	1,15	1,80	1,60
Примечание — При расчетном давлении на грунт $p_0 < 0,3$ МПа значения коэффициентов K_c и K_E умножаются на 1,07, при $p_0 > 0,3$ МПа и ширине фундаментов b от 3 до 5 м — умножаются на 1,1, а при b от 5 до 10 м — на 1,2. При одновременном применении поправки на давление и на ширину фундамента следует перемножить.															

Приложение А (обязательное)

Категории сложности оснований фундаментов Республики Беларусь

I категория (см. рисунок А.1): простое (стандартное) основание — при наличии не более двух горизонтально залегающих (уклон менее 1 %) различных по литологии слоев неоднородного грунта с выдержанной мощностью, однородностью, незначительным изменением показателей свойств в плане и по глубине при отсутствии в активной зоне фундамента сильносжимаемых специфических грунтов по 7.1.1, агрессивных поверхностных вод, а также геологических и техногенных процессов, обуславливающих необходимость дополнительных мероприятий по повышению надежности основания и надземных конструкций сооружений.

II категория (см. рисунок А.1): средней сложности (нормальное) основание — при наличии не более четырех горизонтально залегающих (уклон менее 1 %) различных по литологии слоев с закономерно изменяющимися мощностью и показателями свойств грунтов в плане и по глубине при ограниченном распространении в активной зоне фундамента включений специфических грунтов по 7.1.1 и горизонтов подземных вод (не более двух, в т. ч. поверхностных напорных и неоднородных по химическому составу), а также при отсутствии геологических и техногенных процессов, обуславливающих необходимость дополнительных мероприятий по повышению надежности основания и надземных конструкций сооружений.

III категория (см. рисунок А.1): сложное (ненадежное) основание — при наличии более четырех различных по литологии, в т. ч. залегающих наклонно с выклиниванием или линзовидно, слоев в пределах нескольких геоморфологических элементов со значительной степенью неоднородности свойств грунтов в плане и по глубине, с сильно расчлененной поверхностью, с наличием в активной зоне основания специфических, в т. ч. структурно неустойчивых сильносжимаемых грунтов по 7.1.1, поверхностных и подземных, в т. ч. агрессивных и напорных вод, не выдержанных по простираению и мощности, с чередованием водонасыщенных и водоупорных слоев, а также широким распространением геологических и техногенных процессов, обуславливающих необходимость существенных дополнительных мероприятий по повышению надежности основания и надземных конструкций сооружений.

Рекомендуемые типы и способы устройства фундаментов в основаниях I–III категории сложности приведены на рисунке А.1.

Грунты: 1 — природный средней прочности ($R \geq 0,15$ МПа); 2 — искусственный;
3 — слабый, малопрочный минеральный; 4 — слабый биогенный;
L, WL — см. 3.1; H_d , H_B , H_n — толщина буферного, верхнего и подстилающего слоев, м;
9 — типы фундаментов, соответственно: 1 — плитный ленточный или столбчатый;
2 — мелкозаглубленный или незаглубленный; 3 — из набивных свай в пробитых скважинах;
4 — то же, из микросвай; 5 — из забивных железобетонных блоков;
6 — набивных, в т. ч. инъекционных свай с уширенной (уплотненной) пятой или из глубоких опор;
7 — забивных стандартных свай; 8 — из тонкой сплошной плиты под здание или его часть;
9 — плитные на замещенном или закрепленном основании
(в т. ч. геомассиве из песчаных, грунтобетонных тампонов и др.)

96

Нормативные значения прочностных и деформационных характеристик грунтов

Б.2 Характеристики глинистых грунтов в таблицах Б.2 и Б.3 относятся к грунтам, содержащим не более 10 % органического вещества и имеющим степень влажности $S_r \leq 0,8$.

Если значения e , I_L и S_r грунтов выходят за пределы, предусмотренные таблицами настоящего приложения, характеристики c_n , ϕ_n и E следует определять по данным испытаний этих грунтов.

Б.4 Для определения значений c_n , φ_n и E по таблицам Б.1 – Б.5 используются нормативные значения e , l_l и S_r по 4.7.3.

Наименование песчаных грунтов	Обозначение характеристик грунтов	Значения характеристик грунтов при коэффициенте пористости e			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Гравелистые и крупные	c_n	2	1	—	—
	φ_n	43°	40°	38°	35°
	E	50	40	30	15
Средней крупности	c_n	3	2	1	—
	φ_n	40°	38°	35°	33°
	E	45	35	25	13
Мелкие	c_n	6	4	2	—
	φ_n	38°	36°	32°	28°
	E	40	30	20	12
Пылеватые	c_n	8	6	4	2
	φ_n	36°	34°	30°	26°
	E	35	25	18	11

Примечание — Характеристики песчаных грунтов относят к кварцевым пескам с зернами различной окатанности, содержащим не более 20 % полевого шпата и не более 5 % в сумме различных примесей (сляда, глауконит и др.), включая глинистые фракции и органическое вещество, независимо от степени влажности грунтов S_r .

Таблица Б.2 — Нормативные значения удельного сцепления c_n , кПа, угла внутреннего трения φ_n , град, и модуля деформации E , МПа, для глинистых (не моренных и не лессовых) грунтов четвертичных отложений

Наименование глинистых грунтов	Пределы нормативных значений показателя текучести I_L	Обозначения характеристик грунтов	Значения характеристик грунтов при коэффициенте пористости e						
			0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Супеси	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c_n	21	17	15	13	—	—	—
		φ_n	30°	29°	27°	24°	—	—	—
		E	32	24	16	10	7	—	—
	$0,25 < I_L \leq 0,75$	c_n	19	15	13	11	9	—	—
		φ_n	28°	26°	24°	21°	18°	—	—
		E	31	23	15	9	6	—	—
Суглинки	$0 < I_L \leq 0,25$	c_n	47	37	31	25	22	19	—
		φ_n	26°	25°	24°	23°	22°	20°	—
		E	34	27	22	17	14	11	—
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	c_n	39	34	28	23	18	15	—
		φ_n	24°	23°	22°	21°	19°	17°	—
		E	32	25	19	14	11	8	—
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	c_n	—	—	25	20	16	14	12
		φ_n	—	—	19°	18°	16°	14°	12°
		E	—	—	17	12	8	6	5
Глины	$0 < I_L \leq 0,25$	c_n	—	81	68	54	47	41	36
		φ_n	—	21°	20°	19°	18°	16°	14°
		E	—	28	24	21	18	15	12
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	c_n	—	—	57	50	43	37	32
		φ_n	—	—	18°	17°	16°	14°	11°
		E	—	—	21	18	15	12	9

Таблица Б.3 — Нормативные значения удельного сцепления c_n , кПа, угла внутреннего трения φ_n , град, и модуля деформации E , МПа, для моренных грунтов четвертичных отложений

Наименование моренных грунтов	Пределы нормативных значений показателя текучести I_L	Обозначения характеристик грунтов	Значения характеристик грунтов при коэффициенте пористости e			
			$\leq 0,30$	0,35	0,45	0,50
Супеси	$-0,25 \leq I_L \leq 0$	c_n	44	40	31	—
		φ_n	31°	30°	27°	—
		E	40	34	30	—
	$0 < I_L \leq 0,25$	c_n	40	37	29	—
		φ_n	30°	29°	25°	—
		E	32	26	23	—
	$0,25 < I_L \leq 0,50$	c_n	33	30	21	18
		φ_n	29°	28°	24°	22°
		E	26	20	17	14

Окончание таблицы Б.3

Наименование моренных грунтов	Пределы нормативных значений показателя текучести, I_L	Обозначения характеристик грунтов	Значения характеристик грунтов при коэффициенте пористости e			
			$\leq 0,30$	0,35	0,45	0,50
Супеси	$0,5 < I_L \leq 0,75$	c_n	—	—	18	15
		φ_n	—	—	22°	21°
		E	—	—	14	10
Суглинки	$-0,25 \leq I_L \leq 0$	c_n	50	48	45	—
		φ_n	29°	28°	25°	—
		E	48	39	34	—
	$0 < I_L \leq 0,25$	c_n	46	43	36	—
		φ_n	28°	27°	24°	—
		E	40	31	27	—
	$0,25 < I_L \leq 0,50$	c_n	—	36	31	27
		φ_n	—	26°	23°	21°
		E	—	24	20	15
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	c_n	—	—	27	25
		φ_n	—	—	21°	20°
		E	—	—	15	8

Таблица Б.4 — Нормативные значения удельного сцепления c_n , кПа, угла внутреннего трения φ_n , град, и модуля деформации E , МПа, для лессовидных грунтов четвертичных отложений

Наименование лессовидных грунтов	Пределы нормативных значений показателя текучести I_L	Обозначения характеристик грунтов	Значения характеристик грунтов при коэффициенте пористости e			
			0,55	0,65	0,75	0,85
Супеси	$I_L < 0$	c_n	36	28	24	22
		φ_n	30°	28°	26°	24°
		E	22	18	12	10
	$0 < I_L \leq 0,25$	c_n	28	24	22	20
		φ_n	29°	27°	25°	23°
		E	18	12	10	8
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	c_n	26	22	20	18
		φ_n	28°	26°	24°	22°
		E	12	10	8	7
	$0,5 < J_L \leq 0,75$	c_n	24	20	18	15
		φ_n	27°	25°	23°	21°
		E	10	8	6	5
Суглинки	$I_L < 0$	c_n	41	36	31	27
		φ_n	26°	24°	23°	22°
		E	25	20	15	12
	$0 < I_L \leq 0,25$	c_n	36	31	27	23
		φ_n	26°	24°	22°	21°
		E	20	15	12	10

Окончание таблицы Б.4

Наименование лессовидных грунтов	Пределы нормативных значений показателя текучести, I_L	Обозначения характеристик грунтов	Значения характеристик грунтов при коэффициенте пористости e			
			0,55	0,65	0,75	0,85
Суглинки	$0,25 < I_L \leq 0,5$	c_n	31	27	23	20
		φ_n	25°	23°	21°	20°
		E	15	12	9	7
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	c_n	27	22	20	18
		φ_n	24°	22°	20°	18°
		E	12	9	7	5

Биогенный грунт			Значения физико-механических характеристик грунтов											
Генетическая группа	Тип	Разновидность	Степень разложения органического вещества $D_{\text{ор}}$, %	Относительное содержание органического вещества $I_{\text{орг}}$, %	Содержание карбонатов CaCO_3 , %	Влажность W , %	Число пластичности I_p	Коэффициент пористости e	Удельный вес γ , кН/м ³	Модуль деформации E , МПа, при $P = 0,05$, МПа	Угол внутреннего трения φ , град	Удельное сопротивление грунта при статическом зондировании q_z , кПа	Сопротивление грунта вращательному срезу T , кПа	Расчетное сопротивление на боковой поверхности сваи R_b , кПа
Болотные	Торфы (верховые и низинные)	Волокнистые (слабо-разложенные)	<25	>50	—	$\frac{1500-900}{650-400}$	—	$\frac{22-14}{12-8}$	$\frac{16-17}{16-17}$	$\frac{0,09-0,12}{0,15-0,40}$	23°	$\frac{80-150}{150-200}$	$\frac{15-20}{20-50}$	—
		Слабоволокнистые (среднеразложенные)	25–40	>50	—	$\frac{900-600}{400-250}$	—	$\frac{14-11}{8-6}$	$\frac{15-16}{15-16}$	$\frac{0,12-0,15}{0,30-0,50}$	14°–16°	$\frac{150-250}{200-400}$	$\frac{12-15}{15-20}$	—
		Неволокнистые (сильноразложенные)	>40	>50	—	$\frac{600-400}{250-150}$	—	$\frac{11-8}{6-4}$	$\frac{14-15}{14-15}$	$\frac{0,15-0,25}{0,50-2,00}$	10°–14°	$\frac{250-300}{300-1000}$	$\frac{5-12}{12-15}$	—
	Заторфованные	Сильноторфованный	—	40–50	—	$\frac{400-250}{350-100}$	—	$\frac{8-5}{6,5-2,5}$	$\frac{17-20}{17-20}$	$\frac{0,20-0,30}{0,30-2,50}$	10°–12°	$\frac{300-400}{400-1200}$	$\frac{15-25}{20-30}$	$\frac{2,5-7,5}{5,0-10,5}$
		Среднеторфованный	—	25–40	—	$\frac{300-200}{250-60}$	—	$\frac{6-4}{5,0-1,5}$	$\frac{18-21}{18-21}$	$\frac{0,30-0,40}{0,50-3,00}$	12°–15°	$\frac{360-450}{500-1500}$	$\frac{20-30}{25-40}$	$\frac{7,5-10,0}{9,0-12,5}$
		Слаботорфованный	—	10–25	—	$\frac{200-100}{150-35}$	—	$\frac{4,0-2,5}{3,5-1,2}$	$\frac{21-23}{21-23}$	$\frac{0,40-0,80}{1,00-5,00}$	15°–18°	$\frac{450-600}{600-3000}$	$\frac{30-35}{32-50}$	$\frac{10,0-16,0}{12,5-30,0}$

Окончание таблицы Б.5

Биогенный грунт			Значения физико-механических характеристик грунтов											
Генетическая группа	Тип	Разновидность	Степень разложения органического вещества $D_{ор}$, %	Относительное содержание органического вещества $I_{от}$, %	Содержание карбонатов $CaCO_3$, %	Влажность W , %	Число пластичности I_p	Коэффициент пористости e	Удельный вес γ , кН/м ³	Модуль деформации E , МПа, при $P = 0,05$, МПа	Угол внутреннего трения φ , град	Удельное сопротивление грунта при статическом зондировании q_s , кПа	Сопротивление грунта вращательному срезу T , кПа	Расчетное сопротивление на боковой поверхности свай R_b , кПа
Озерно-аллювиально-старичные	Сапропели	Торфосапропели	—	>80	<10	$\frac{1200-900}{350-150}$	—	$\frac{22-16}{6,5-4,0}$	$\frac{14-16}{14-16}$	$\frac{0,10-0,15}{0,3-0,5}$	11°–14°	$\frac{120-210}{200-300}$	$\frac{2-13}{8-20}$	$\frac{2,5-7,5}{5,0-10,5}$
		Детритовые	—	50–80	10–30	$\frac{900-60}{300-100}$	—	$\frac{16-12}{5,5-4,0}$	$\frac{16-18}{16-18}$	$\frac{0,15-0,25}{0,30-0,80}$	11°–14°	$\frac{120-210}{300-1500}$	$\frac{5-15}{10-25}$	$\frac{2,5-7,5}{5,0-10,5}$
		Известковистые	—	10–50	>30	$\frac{600-150}{250-80}$	—	$\frac{12-4}{5,0-1,7}$	$\frac{18-23}{18-23}$	$\frac{0,25-0,60}{0,5-2,5}$	18°–20°	$\frac{210-300}{400-2000}$	$\frac{8-18}{15-25}$	$\frac{7,5-10,0}{9,0-12,5}$
		Кремнеземистые	—	10–50	<30	$\frac{600-120}{200-50}$	—	$\frac{12-3}{4,0-1,4}$	$\frac{18-25}{18-25}$	$\frac{0,3-0,8}{0,6-2,5}$	18°–20°	$\frac{210-300}{500-3500}$	$\frac{7-20}{10-30}$	$\frac{7,5-10,0}{9,0-12,5}$
		Озерный мергель	—	≤10	>10	$\frac{150-60}{80-30}$	—	$\frac{4,0-1,5}{1,8-1,1}$	$\frac{22-26}{22-26}$	$\frac{0,5-2,5}{1,5-7,0}$	18°–21°	$\frac{210-300}{800-4000}$	$\frac{8-20}{15-60}$	$\frac{7,5-10,0}{9,0-12,5}$
	Илы	Глинистый	—	≤10	<10	$\frac{120-60}{70-25}$	>17	$\frac{3,0-1,5}{1,6-0,8}$	$\frac{23-26}{23-26}$	$\frac{0,8-3,0}{1,5-6,0}$	16–18	$\frac{250-330}{1000-3000}$	$\frac{11-32}{15-60}$	$\frac{10-16}{12,5-30,0}$
		Суглинистый	—	≤10	<10	$\frac{100-40}{60-25}$	7–17	$\frac{2,8-1,2}{1,5-0,8}$	$\frac{24-25,5}{24-25,5}$	$\frac{1,0-3,5}{2,0-8,0}$	18°–20°	$\frac{500-2000}{2000-4000}$	$\frac{11-32}{15-60}$	$\frac{10-16}{12,5-30,0}$
		Супесчаный	—	≤10	≤10	$\frac{60-30}{50-25}$	1–7	$\frac{1,5-0,8}{1,2-0,8}$	$\frac{25,5-26,5}{25,5-26,5}$	$\frac{1,5-4,0}{3,0-8,0}$	20°–22°	$\frac{500-2000}{3000-5000}$	$\frac{11-32}{15-60}$	$\frac{10-16}{12,5-30,0}$
Примечание — В числителе даны значения для отложений, залегающих с поверхности, в знаменателе — для погребенных отложений.														

Требования к грунтобетону, используемому в качестве конструктивного материала для плитных фундаментов и для упрочнения их оснований

а) класс по прочности на сжатие для марок по средней плотности:

$$D_{\text{ц}}1900, D_{\text{ц}}2000: C_{\text{ц}}^4/5; C_{\text{ц}}^6/7,5; C_{\text{ц}}^8/10; C_{\text{ц}}^{12}/15; C_{\text{ц}}^{16}/20;$$
$$D_{\mu 1800} - D_{\mu 2000}: C_{\mu,0,2}; C_{\mu,0,3}; C_{\mu,0,35}; C_{\mu,0,55}; C_{\mu,0,65};$$

г) марка по водонепроницаемости: W_{u2} ; W_{u4} ;

 $D_{||1600}; D_{||1800}; D_{||1900}; D_{||2000}.$

Наименование показателя	Степень пригодности грунта, характеристика	Область применения
Вид грунта	Искусственные (намывные, насыпные), природные (песчаные, глинистые) I и II категории сложности, оптимальные грунтовые смеси, за исключением: глин при числе пластичности $I_p \geq 0,17$; супесей, суглинков $0,02 \leq I_p \leq 0,12$; набухающих и пучинистых грунтов	Устанавливается расчетом, исходя из прочности используемого грунтобетона и данных таблицы В.3
Количество глинистых частиц	Не более 30 % или улучшить введением добавок песка	
Содержание легкорастворимых солей	Менее 4 %, сернокислых — менее 2 %	
Содержание гумусированных веществ	Менее 6 %	
Водородный показатель	Более 4 %	
Содержание крупнообломочных включений диаметром не более 40 мм	Менее 20 %	
Температура грунта	Более 3 °С	

Примечание — Окончательное решение о пригодности грунтов для грунтобетонных смесей принимается на основании данных лабораторных исследований.

Таблица В.2 — Марки грунтобетона несущих фундаментов из оптимальных смесей по морозостойкости и водонепроницаемости в зависимости от режима эксплуатации

Условия работы		Марка грунтобетона, не ниже			
Характеристика режима эксплуатации	Среднемесячная зимняя температура наружного воздуха	по морозостойкости		по водонепроницаемости	
		при уровне ответственности зданий и сооружений			
		II	III	II	III
Попеременное замораживание и оттаивание для отдельно стоящих фундаментов (вне здания) То же, в здании при эпизодическом водонасыщении и в сухих грунтах	Менее минус 10 °С	$F_{ц75}$	$F_{ц35}$	Не нормируется	
	Менее минус 10 °С	$F_{ц35}$	Не нормируется		
Примечание — Для фундаментов, возводимых в постоянно водонасыщенных грунтах, марки по морозостойкости должны быть на одну ступень выше рекомендуемых.					

Таблица В.3 — Расчетные значения сопротивлений сжатию и растяжению грунтобетона из оптимальных смесей

Вид сопротивления	Значение расчетного сопротивления тяжелого ($D_{cl}1800 - D_{cl}2000$) грунтобетона, МПа(кг/см ²), при его классе по прочности на сжатие					
	$C_{cl}^{2/3,5}$	$C_{cl}^{4/5}$	$C_{cl}^{6/7,5}$	$C_{cl}^{8/10}$	$C_{cl}^{12/15}$	$C_{cl}^{16/20}$
Сжатие осевое (ку- биковая прочность) $f_{cd,cl}^k$	$\frac{1,90}{19,30}$	$\frac{2,70}{27,50}$	$\frac{4,00}{40,80}$	$\frac{5,00}{51,00}$	$\frac{8,00}{81,60}$	$\frac{10,00}{102,00}$
Сжатие осевое (приз- менная прочность) $f_{cd,cl}$	$\frac{1,45}{14,70}$	$\frac{2,10}{21,00}$	$\frac{3,10}{31,00}$	$\frac{3,80}{38,80}$	$\frac{6,10}{62,00}$	$\frac{7,60}{77,60}$
Растяжение осевое $f_{ctd,cl}$	$\frac{0,14}{1,45}$	$\frac{0,20}{2,10}$	$\frac{0,30}{3,10}$	$\frac{0,35}{3,55}$	$\frac{0,55}{5,65}$	$\frac{0,65}{6,65}$

Примечания

1 Над чертой указаны значения в МПа, под чертой — в кг/см².

2 Нормативное сопротивление грунтобетона определяется умножением расчетного сопротивления на частный коэффициент безопасности по бетону: при расчете по первой группе предельных состояний на $\gamma_f = 1,5$, по второй группе — на $\gamma_f = 1,0$.

3 Для грунтобетона из неоптимальных грунтовых смесей значения, указанные в таблице, следует умножить на коэффициент $f_{b1} = 0,8$, а при эксплуатации в воде — на $f_{b2} = 0,9$.

В.2 Для грунтобетонных смесей следует применять портландцемент и шлакопортландцемент марок 400 и выше по ГОСТ 10178 и ГОСТ 22266 с началом схватывания не менее чем через 2 ч после изготовления в следующих количествах (в скобках для несущих элементов геомассива), т/м³:

- | | |
|---------------------------------|--------------------------|
| — при оптимальных смесях по В.3 | — 0,15–0,25 (0,05–0,10); |
| — при неоптимальных смесях | — 0,20–0,30 (0,10–0,15). |

Вода для грунтобетона должна иметь водородный показатель более 6. Не допускается применять болотные, сточные и технические воды (загрязненные щелочами, кислотами, маслами, солями и т. п.). Расход воды на 1 м³ грунтобетона из оптимальной смеси — 0,12–0,18 м³.

В состав грунтобетона, кроме перечисленных компонентов, при соответствующем обосновании, могут также входить: известь, золы, горючие сланцы, бурые угли, измельченные шлаки с повышенным содержанием кремнезема и специальные добавки, целью введения которых является улучшение свойств грунтобетона, снижение расхода цемента (без снижения качества), регулирование сроков схватывания и твердения материала, улучшение прочностных и деформационных свойств.

В.3 Средняя плотность для всех видов несущих фундаментов должна быть не ниже $D_{ц}1800$, класс по прочности на сжатие — не ниже марки $C_{ц}^{6/7,5}$, для геомассивов — не ниже $D_{ц}1600$ и $C_{ц,t}^{2/3,5}$.

Оптимальный состав смеси для несущих фундаментов, %:

- | | |
|---|---------------|
| — пылеватые и глинистые частицы ($\leq 0,05$ мм) | — 20–40; |
| — песчаные частицы (0,25–2,00 мм) | — 30–40; |
| — песчаные частицы (0,25–0,05 мм) | — 20–40; |
| — содержание солей | — не более 2; |
| — содержание гумусированных веществ | — не более 3. |

Число пластичности оптимальной смеси $0,02 \leq I_p \leq 0,12$, водородный показатель $pH > 6$.

Ориентировочное значение модуля упругости E , МПа, для грунтобетона из природных грунтов Республики Беларусь $1 \times 10^3 \leq E \leq 15 \times 10^3$.

Начальный коэффициент поперечной деформации грунтобетона (коэффициент Пуассона) для всех видов грунтобетона из оптимальной смеси допускается принимать в пределах 0,1–0,2.

Приложение Г (справочное)

Примеры расчета оснований плитных фундаментов

Пример Г.1

Для крупнопанельного девятиэтажного жилого дома с подвалом в г. Гомеле необходимо выбрать наиболее рациональный тип фундамента. Согласно данным инженерно-геологических изысканий строительная площадка образована с поверхности суглинком средней прочности мощностью 5 м, ниже залегает песок средний средней прочности мощностью 2 м, затем — супесь пылеватая пластичная мощностью 4,2 м, далее, на всю разведанную глубину, — песок пылеватый водонасыщенный, что соответствует II категории сложности основания в соответствии с приложением А.

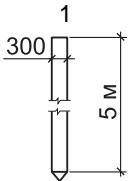
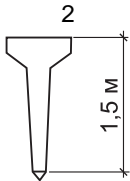
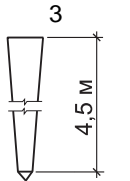
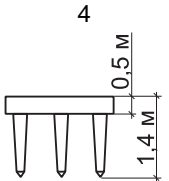
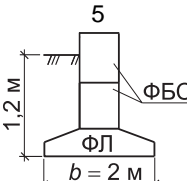
Решение. Строительная организация имеет возможность возведения подземной части здания из набивных монолитных свайных фундаментов (в вытрамбованных скважинах), регламентируемых П19 к СНБ 5.01.01, забивных железобетонных свай стандартной номенклатуры по СТБ 1075, а также из сборных плитных фундаментов мелкого заложения стандартной номенклатуры по СТБ 1076 (согласно 4.9.5 — эталон), которые, в соответствии с приложением А (см. рисунок А.1), технически возможны в рассматриваемых грунтовых условиях.

Для упрощения расчетов все технико-экономические показатели определяются на 1 м длины фундамента. По различным осям здания нагрузки, передаваемые от надземных конструкций на фундамент, различны и находятся в интервале от 170 до 350 кН/м. Расчет ведем по средней нагрузке $q = 260$ кН/м.

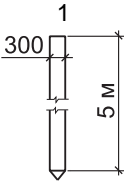
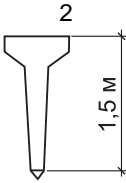
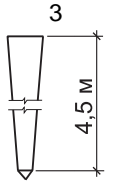
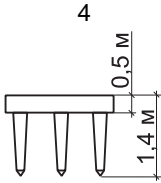
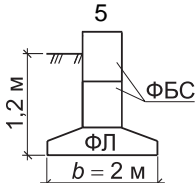
Исходные данные для определения технико-экономических показателей вариантов приведены в таблице Г.1. Для вариантов свайных фундаментов предусмотрен монолитный ростверк. Все типы свай в этих вариантах погружаются с применением дизельмолота. Продолжительность возведения фундаментов по всем вариантам принята условно одинаковой. Период строительства — летний.

Результаты оценки экономической эффективности приведены в таблице Г.2.

Таблица Г.1 — Исходные данные для расчета технико-экономических показателей на 1 м длины усредненного фундамента

Показатель	Вариант фундамента				
					
	Сборная (забивная) стандартная свая по ГОСТ 19804.4, марка СЦ5-30	Набивная свая в выштампованной скважине, тип I по П19 к СНБ 5.01.01	Набивная свая в вытрамбованной скважине, тип II по П19 к СНБ 5.01.01	Набивной микросвайный фундамент в выштампованной скважине, тип Ia по П19 к СНБ 5.01.01	Ленточный плитный фундамент (эталон для сравнения), марки: ФЛ12.24.3, серия 1.112-5, вып. 3; ФБС 24.3.6-Т по СТБ 1076
Нагрузка q , кН/м	260	260	260	260	260
Расчетная нагрузка на свая P , кН, (допустимая)	270	490	300	440	—
Расчетное давление на грунт основания R , кПа, согласно СНБ 5.01.01	—	—	—	—	289

Окончание таблицы Г.1

Показатель	Вариант фундамента				
					
	Сборная (забивная) стандартная свая по ГОСТ 19804.4, марка СЦ5-30	Набивная свая в выштампованной скважине, тип I по П19 к СНБ 5.01.01	Набивная свая в вытрамбованной скважине, тип II по П19 к СНБ 5.01.01	Набивной микросвайный фундамент в выштампованной скважине, тип Ia по П19 к СНБ 5.01.01	Ленточный плитный фундамент (эталон для сравнения), марки: ФЛ12.24.3, серия 1.112-5, вып. 3; ФБС 24.3.6-Т по СТБ 1076
Шаг свай S , м	0,9	1,5	1,0	2,3	—
Длина свай L , м	5,0	1,5	4,5	1,5	—
Класс бетона свай и плитного фундамента	$C^{20}_{/25}$ (B25)	$C^{16}_{/20}$ (B20)	$C^{16}_{/20}$ (B20)	$C^{16}_{/20}$ (B20)	$C^{16}_{/20}$ (B20) — для ФЛ $C^8_{/10}$ (B7,5–B10) — для ФБС
Расход бетона на 1 м длины (свая, ростверк, фундаментная плита), m^3	0,552	0,71	0,47	0,36	0,66 (с учетом фундаментных блоков)
Расход арматуры на 1 м длины фундамента (приведенный к классу S240 (A240))	43,8	16,1	15,0	13,0	68,7
Характеристика ростверка:					
b , мм	400	300	400	300	—
h , мм	300	300	300	300	—
l , мм	1000	1000	1000	1000	—
расход бетона марки $C^{16}_{/20}$ (B20), m^3	0,12	0,09	0,12	0,09	—
расход арматуры (приведенный к классу S240 (A240)), кг	23,0	21,1	23,0	21,0	—
бетонная подготовка под ростверк толщиной 10 см из бетона марки $C^8_{/10}$ (B7,5), m^3	0,035	0,035	0,035	0,035	—

Окончание таблицы Г.1

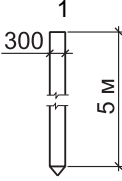
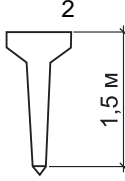
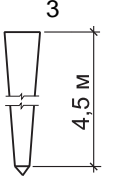
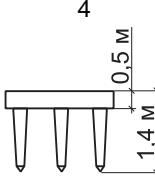
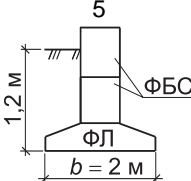
Показатель	Вариант фундамента				
					
	Сборная (забивная) стандартная свая по ГОСТ 19804.4, марка СЦ5-30	Набивная свая в выштампованной скважине, тип I по П19 к СНБ 5.01.01	Набивная свая в вытрамбованной скважине, тип II по П19 к СНБ 5.01.01	Набивной микросвайный фундамент в выштампованной скважине, тип Ia по П19 к СНБ 5.01.01	Ленточный плитный фундамент (эталон для сравнения), марки: ФЛ12.24.3, серия 1.112-5, вып. 3; ФБС 24.3.6-Т по СТБ 1076
Земляные работы:					
планировка срез-кой, м ²	0,6	0,6	0,6	0,6	По смете к про-екту — 3 м ³ грун-та на 1 м длины фундамента
механическая за-сыпка пазух фун-дамента грун-том, м ³	0,176	0,176	0,176	0,176	
уплотнение пнев-мотрамбовками	0,176	0,176	0,176	0,176	
Примечание — Фундаменты, приведенные в таблице, запроектированы согласно требованиям СНБ 5.01.01, СНБ 5.03.01 и П19 к СНБ 5.01.01.					

Таблица Г.2 — Итоговые экономические показатели строительно-монтажных работ по изготовлению 1 м длины сравниваемых фундаментов

Показатель	Свайные фундаменты по вариантам (см. таблицу Г.1)				Эталон для сравнения (плитный фундамент)
	1	2	3	4	
Себестоимость (С), руб., в том числе:	26,28	23,62	17,85	40,19	16,77
1) прямые затраты — всего,	25,71	23,01	17,29	38,65	15,87
из них:					
стоимость материалов	22,01	18,64	13,92	31,40	11,28
основная зарплата рабо- чих	1,92	2,09	1,83	5,20	3,09
эксплуатация механизмов	1,78	2,28	1,54	2,05	1,50
2) накладные расходы, за- висящие:					
от основной заработной платы (0,15)	0,29	0,31	0,27	0,78	0,46
от трудоемкости работ (0,6)	0,28	0,30	0,29	0,76	0,44
Капитальные вложения, руб.	11,28	11,48	7,37	27,66	14,91

Окончание таблицы Г.2

Показатель	Свайные фундаменты по вариантам (см. таблицу Г.1)				Эталон для сравнения (плитный фундамент)
	1	2	3	4	
Приведенные затраты (П) по таблице 4.3, руб.	27,63	25,00	21,73	33,51	18,56
Трудоемкость (Т), чел.-дн.	0,38	0,44	0,45	0,98	0,55
Показатель эффективности (z), $\frac{\text{кН/м}}{\text{руб.} \times \text{чел.-дн.}}$	24,76	23,64	26,58	7,92	25,47

Окончательно, исходя из показателей П, Т, С (см. таблицу Г.2) и местного опыта строительства, для рассматриваемого объекта выбран плитный фундамент по варианту 5 (согласно таблице 4.3, проектное решение — «хорошее»).

Пример Г.2

Дано: Район строительства — г. Полоцк Витебской области. Среднесуточная температура в помещениях, примыкающих к наружным стенам здания, 5 °С. Согласно расчету надежность фундамента для данного грунта обеспечена при его ширине 1,4 м на глубине $d_3 = 0,9$ м, толщина стены — 51 см. Грунт основания — супесь с показателем текучести $I_L = 0,34$. Уровень подземных вод находится на глубине $d_w = 5$ м от поверхности земли.

Определяем вылет наружного ребра фундамента от внешней грани стены:

Для здания с полами на лагах по таблице 5.1 находим значение коэффициента влияния теплового режима здания $k_h = 0,8$. Расчетная глубина промерзания грунта по формуле (5.1):

Так как $l_L = 0,34 > 0,25$, глубина заложения подошвы фундамента d_2 по условию недопущения морозного пучения должна назначаться не менее расчетной глубины промерзания, которая, с учетом округления в большую сторону, составит: $d_1 = d_2 = 1,0$ м. Проверяем условие по 5.2.3.1: $d_f + 2 = 1,22 + 2 = 3,22$ м, что меньше $d_w = 5$ м. Окончательно, с учетом требований 5.2.1, назначаем глубину заложения подошвы фундамента по большему значению величин d_1, d_2, d_3 равной 1,0 м.

Пример Г.3

Дано: Ширина фундамента $b = 1,6$ м. Глубина заложения подошвы фундамента $d_1 = 2,0$ м. Длина здания $L = 26,8$ м, высота $H = 27,3$ м. Грунт основания (ниже подошвы) — суглинок с характеристиками согласно инженерным изысканиям: показатель текучести $I_L = 0,3$, коэффициент пористости $e = 0,45$, угол внутреннего трения $\varphi_{II} = 24^\circ$, сцепление $c_{II} = 0,039$ МПа и плотность $\rho_{II} = 2000$ кг/м³. Выше подошвы фундамента залегает насыпной грунт плотностью $\rho'_{II} = 1800$ кг/м³.

Решение. Для суглинка ($\varphi_{II} = 24^\circ$) по таблице 5.3 находим безразмерные коэффициенты $M_i = 0,72$; $M_\sigma = 3,87$ и $M_c = 6,45$.

Для соотношения $L/H = 26,8/27,3 = 0,982$ по таблице 5.2 устанавливают значения коэффициентов условий работы $\gamma_1 = 1,2$ и $\gamma_2 = 1,1$. Так как расчетные характеристики φ_{II} , γ'_{II} и c'_{II} получены непосредственно испытанием грунта, принимаем значение коэффициента $k = 1,0$.

Определяем удельный вес грунта несущего слоя $\gamma_{II} = 10 \cdot 2000 = 20\,000 \text{ Н/м}^3 = 0,02 \text{ МН/м}^3$ и грунта, залегающего выше подошвы фундамента, $\gamma'_{II} = 10 \cdot 1800 = 18\,000 \text{ Н/м}^3 = 0,018 \text{ МН/м}^3$.

Полученные данные подставляем в формулу (5.16) и находим расчетное сопротивление грунта основания ленточного фундамента:

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,1}{1,0} \cdot (0,72 \cdot 1 \cdot 1,6 \cdot 0,02 + 3,87 \cdot 2 \cdot 0,018 + 6,45 \cdot 0,039) = 0,545 \text{ МПа (5,45 кг/см}^2\text{)}.$$

Пример Г.4

Определить расчетное сопротивление грунта основания столбчатого фундамента колонны каркасного здания без подвала.

Дано: Размеры фундамента — $2 \times 2,2$ м. Глубина заложения подошвы фундамента $d_1 = 2,2$ м. Длина здания $L = 30$ м, высота $H = 33,6$ м. Грунт основания в уровне подошвы фундамента — песок мелкий, маловлажный с коэффициентом пористости $e = 0,55$ и естественной плотностью $\rho_{II} = 1960 \text{ кг/м}^3$. Выше подошвы фундамента залегает насыпной грунт плотностью $\rho'_{II} = 1800 \text{ кг/м}^3$.

Решение. Для песка мелкого с коэффициентом пористости $e = 0,55$ по таблице Б.1 (см. приложение Б) определяем $\varphi_n = 36^\circ$, $c_n = 0,004 \text{ МПа}$. Затем для $\varphi_{II} = 36^\circ$ по таблице 5.3 находим коэффициенты $M_\gamma = 1,81$, $M_q = 8,24$ и $M_c = 9,97$.

Для соотношения $L/H = 30/33,6 = 0,892$ устанавливаем по таблице 5.2 коэффициенты $\gamma_1 = 1,3$ и $\gamma_2 = 1,3$. Так как расчетные характеристики φ_{II} и c_{II} получены по табличным данным, т. е. косвенно, принимаем коэффициент $k = 1,1$.

Определяем удельный вес грунта несущего слоя и грунта, залегающего выше подошвы фундамента: $\gamma_{II} = 10 \cdot 1960 = 19\,600 \text{ Н/м}^3 = 0,0196 \text{ МН/м}^3$; $\gamma'_{II} = 10 \cdot 1800 = 18\,000 \text{ Н/м}^3 = 0,018 \text{ МН/м}^3$.

Полученные данные подставляем в формулу (5.16) и находим расчетное сопротивление грунта основания столбчатого фундамента:

$$R = \frac{1,3 \cdot 1,3}{1,1} \cdot (1,81 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 0,0196 + 8,24 \cdot 2,2 \cdot 0,018 + 9,97 \cdot 0,004) = 0,674 \text{ МПа (6,74 кг/см}^2\text{)}.$$

В данном выражении отсутствует третье слагаемое формулы (5.16), так как здание не имеет подвала, т. е. $d_b = 0$.

Пример Г.5

Определить расчетное сопротивление грунта основания ленточного фундамента жилого кирпичного здания с подвалом.

Дано: Ширина фундамента $b = 2,0$ м. Глубина заложения подошвы фундамента $d_1 = 2,7$ м. Ширина подвала $B = 12$ м. Длина здания $L = 30$ м, высота $H = 33,6$ м. В основании объекта до глубины 1,8 м залегает слой мелкого маловлажного песка плотностью $\rho_{II} = 1970 \text{ кг/м}^3$, $E = 20 \text{ МПа}$, а ниже, на всю разведанную глубину, — слой глины с коэффициентом пористости $e = 0,7$, показателем текучести $I_L = 0,7$ и естественной плотностью $\rho_{II} = 2100 \text{ кг/м}^3$. Пол в подвале бетонный толщиной $h_{cf} = 0,1$ м и плотностью $\rho_{II} = 2200 \text{ кг/м}^3$, расстояние от подошвы фундамента до низа конструкции пола в подвале $h_s = 0,4$ м.

Решение. Так как подошва фундамента находится на глубине 2,7 м в уровне залегания слоя глины с показателем текучести $I_L = 0,7$ и коэффициентом пористости $e = 0,7$, то по таблице Б.2 (приложение Б) после интерполяции находим $\varphi_n = 14,5^\circ$, $c_n = 0,043 \text{ МПа}$, $E = 17 \text{ МПа}$. Затем, интерполируя по φ_{II} (см. таблицу 5.3), находим коэффициенты $M_\gamma = 0,3075$, $M_q = 2,235$ и $M_c = 4,768$.

Для соотношения $L/H = 30/33,6 = 0,893$ находим по таблице 5.2 $\gamma_1 = 1,1$ и $\gamma_2 = 1,0$. Так как расчетные характеристики грунта получены косвенным путем, принимаем значение коэффициента $k = 1,1$.

Вычислим удельный вес 1-го и 2-го слоев грунта и бетона пола: $\gamma_{II,1} = 10 \cdot 1970 = 19\,700 \text{ Н/м}^3 = 0,0197 \text{ МН/м}^3$, $\gamma_{II,2} = 10 \cdot 2100 = 21\,000 \text{ Н/м}^3 = 0,021 \text{ МН/м}^3$ и $\gamma_{cf} = 10 \cdot 2200 = 22\,000 \text{ Н/м}^3 = 0,022 \text{ МН/м}^3$. Определим по формуле (5.17) усредненный удельный вес грунтов, залегающих выше подошвы фундамента:

$$\gamma_{II} = \frac{\sum_{i=1}^n \gamma_{II,i} h_i E_i}{\sum_{i=1}^n h_i E_i} = \frac{0,0197 \cdot 1,8 \cdot 20 + 0,021 \cdot 0,9 \cdot 17}{1,8 \cdot 20 + 0,9 \cdot 17} = 0,020 \text{ МН/м}^3,$$

Так как в здании имеется подвал, найдем следующие расчетные величины:
— приведенная глубина заложения фундамента от пола — по формуле (5.18):

$$d_1 = 0,4 + 0,1 \cdot \frac{0,022}{0,0197} = 0,512 \text{ м};$$

Полученные данные подставляем в формулу (5.16) и находим расчетное сопротивление грунта основания ленточного фундамента:

$$R = \frac{1,1 \cdot 1,0}{11} \cdot [0,3075 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 0,021 + 2,235 \cdot 0,512 \cdot 0,020 + (2,235 - 1) \cdot 2,0 \cdot 0,020 + 4,768 \cdot 0,043] = 0,290 \text{ МПа}.$$

Определить основные размеры и рассчитать конструкцию ленточного сборного фундамента под наружную стену гражданского семиэтажного кирпичного здания прямоугольной формы длиной $L = 36$ м, высотой $H = 24,65$ м, с техническим подвалом. Расчетная схема и конструкции фундамента под наружную стену показаны на рисунке Г.1. Глубина заложения подошвы фундамента $h = 2,95$ м.

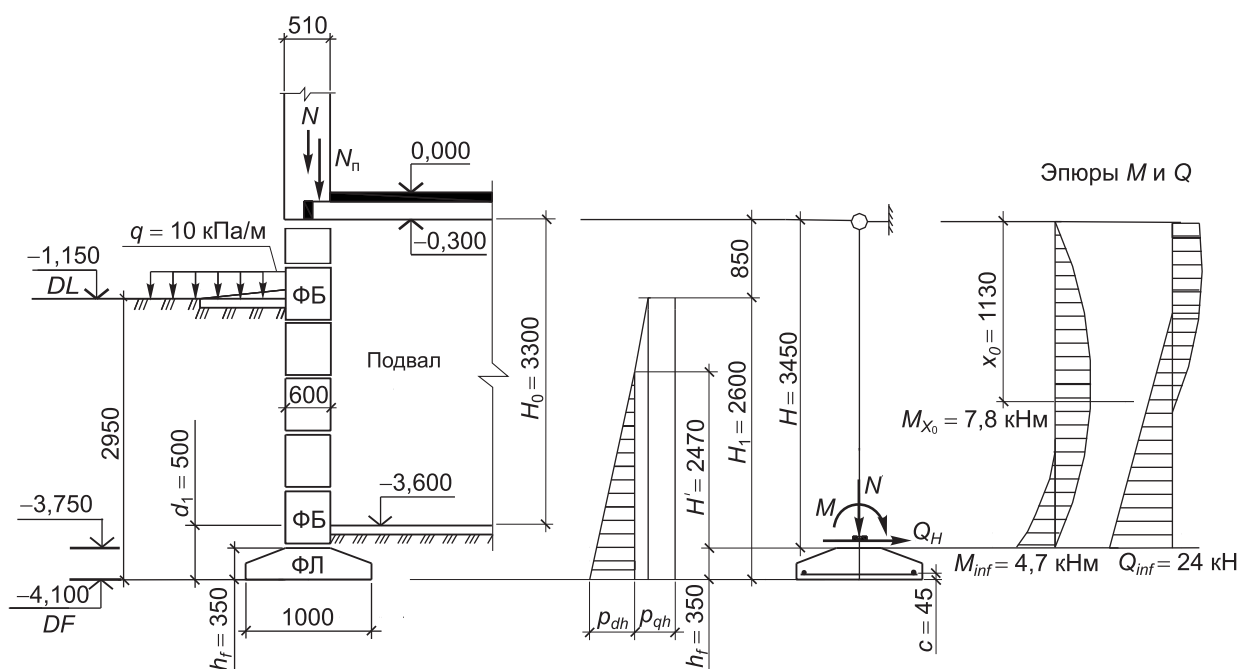


Рисунок Г.1 — Расчетная схема и конструкция фундамента к примеру Г.6

Дано: Нормативная вертикальная нагрузка от конструкций здания на 1 м стены подвала $N = 0,253$ МН/м, расчетная — $N_p = 0,305$ МН/м (без учета веса фундамента и грунта Q , нагрузки с прилегающей территории q). Основание II категории сложности (однородное — $\alpha_E < 3$, неоднородное, без специфических грунтов в сжимаемой зоне). Природный грунт под подошвой фундамента, согласно инженерным изысканиям, — суглинок влажный средней прочности с характеристиками: $\gamma_{II} = 0,0185$ МН/м³; $c_{II} = 0,00368$ МПа; $e = 0,56$; $\varphi_{II} = 29,36^\circ$; $E = 20$ МПа; $l_L = 0,23$, грунт засыпки — суглинок и песок мелкий с $\gamma'_{II} = 0,0195$ МН/м³. Усредненный нормативный вес фундамента и грунта на его обрезах принят $\gamma_{mt} = 0,02$ МН/м³, нагрузка с прилегающей территории $q = 10$ кПа/м.

Решение. Расчет на устойчивость (опрокидывание) стены подвала не производим, так как, согласно 5.9.2 и 5.9.3, она обеспечена за счет наличия перекрытия и пола подвала.

Расчет размеров подошвы фундамента по грунту. Для первой подстановки (с учетом указаний 5.3.8) ширину фундамента назначаем $b = 1,4$ м, что по СТБ 1076 соответствует фундаментной плите марки ФЛ14.24.

В рассматриваемом случае основным расчетом по грунту является расчет по второй группе предельных состояний (по деформациям), т. е. с использованием нормативных нагрузок. При этом, нагрузку согласно СНиП II-22 считаем приложенной в центре фундамента.

Вычисляем дополнительные характеристики, необходимые для определения расчетного давления на грунт основания, если пол в подвале бетонный с удельным весом $\gamma_{\text{ф}} = 0,022$ МН/м³, приведенная глубина заложения фундамента по формуле (5.18):

$$d_1 = 0,4 + 0,1 \cdot \frac{0,022}{0,0185} = 0,519 \text{ м},$$

$$d_b = 2,95 - 0,5 = 2,45 \text{ м} > 2 \text{ м (допускается принимать } d_b = 2 \text{ м, см. формулу (5.16)).}$$

По таблице 5.3 для песка мелкого с $\varphi_{\text{II}} = 29,36^\circ$ по интерполяции находим коэффициенты $M_\gamma = 1,096$, $M_q = 5,379$, $M_c = 7,774$. Для соотношения $L/H = 36/24,65 = 1,46$ по таблице 5.2 назначаем коэффициенты условий работы $\gamma_1 = 1,25$, $\gamma_2 = 1,1$. Так как характеристики грунта найдены посредством прямых испытаний, $k = 1$.

По формуле (5.16) вычисляем расчетное сопротивление грунта основания под фундаментной плитой марки ФЛ14:

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,1}{1,0} \cdot [1,096 \cdot 1 \cdot 1,4 \cdot 0,0185 + 5,379 \cdot 0,519 \cdot 0,0185 + (5,379 - 1) \cdot 2,0 \cdot 0,0195 + 7,774 \cdot 0,00368] = 0,385 \text{ МПа}.$$

Найдем среднее давление под подошвой фундамента от вертикальной нагрузки, веса фундамента и грунта на его обрезах.

Вес 1 м фундаментной плиты марки ФЛ14, согласно СТБ 1076, $G_{\text{ф}} = 0,008$ МН. Вес 1 м стены подвала, состоящей из пяти блоков ФБС24.6.6 массой по 1960 кг (СТБ 1076) и доборного блока ФБС9.6.6 массой 490 кг,

$$G_{\text{ф}} = 5 \cdot 10 \cdot \frac{1960}{2,38} + 10 \cdot \frac{490}{1,18} = 45\,329 \text{ Н} = 0,0453 \text{ МН}.$$

Найдем вес грунта на одном обреze фундамента:

$$G_{\text{гр}} = 0,4 \cdot 2,60 \cdot 0,0195 = 0,0203 \text{ МН}.$$

Нагрузка от пола принята $q = 10$ кПа/м.

Тогда среднее фактическое давление под подошвой фундамента от внешних усилий по формуле (5.7):

$$p_m = \frac{0,253 + 0,008 + 0,0453 + 0,0203}{1,4 \cdot 1} + 0,5 \cdot 0,010 = 0,332 < R = 0,385 \text{ МПа}.$$

Обозначения приведены в 5.3.7.

Условие $p_m < R$ выполнено, однако недонапряжение в основании фундамента составляет $14 \% > 10 \%$, т. е. фундамент запроектирован недостаточно экономично, поэтому выберем в качестве подушки фундамента плиту ФЛ10 с меньшей шириной — $b = 1,0$ м.

Определим по формуле (5.16) расчетное сопротивление грунта под фундаментной плитой ФЛ10:

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,1}{1,0} \cdot [1,096 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,0185 + 5,379 \cdot 0,519 \cdot 0,0185 + (5,379 - 1) \cdot 2,0 \cdot 0,0195 + 7,774 \cdot 0,00368] = 0,373 \text{ МПа}.$$

Вес 1 м фундаментной плиты ФЛ10.24 массой 1380 кг по СТБ 1076:

$$G_{\text{ф}} = 10 \cdot \frac{1380}{2,38} = 5798 \text{ Н} = 0,0058 \text{ МН}.$$

Вес 1 м стены подвала и фундамента останется прежним: $G_{\phi} = 0,0453$ МН. Вес насыпного грунта на обресе фундамента

$$G_{\text{гр}} = 0,2 \cdot 2,60 \cdot 0,0195 = 0,010 \text{ МН.}$$

Среднее фактическое давление под подошвой фундамента

$$p_m = \frac{0,253 + 0,0058 + 0,0453 + 0,010}{1 \cdot 1} + 0,005 = 0,319 < R = 0,373 \text{ МПа.}$$

Условие $p_m < R$ выполнено, и хотя недонапряжение грунта основания превышает 10 %, по конструктивным соображениям окончательно принимаем ширину подушки фундамента $b = 1$ м.

Исходя из того, что условия (5.3) – (5.6) и требования 5.5.3.3 выполняются, расчет по деформациям допускается не выполнять.

Расчет тела плитной части фундамента. Рассчитаем конструкцию фундамента по первой и второй группе предельных состояний. В качестве материала плиты фундамента согласно требованиям назначаем бетон класса $C^{16}/_{20}$ (В20). Толщину защитного слоя бетона фундаментной плиты принимаем по 6.4.8 как для сборной конструкции $c = 4,5$ см. Тогда рабочая высота сечения $d = 0,35 - 0,045 = 0,305$ м.

Расчет производим на расчетные нагрузки, в т. ч. от веса фундамента и грунта на его обрезах, принимая коэффициенты надежности по нагрузке согласно СНиП 2.01.07 (таблица 1). Расчетная схема фундамента приведена на рисунке 6.3.

$$G_{\phi}^p = 1,1 \cdot (0,0058 + 0,0453) = 0,0562 \text{ МН,}$$

$$G_{\text{гр}}^p = 1,15 \cdot 0,010 = 0,0115 \text{ МН,}$$

$$q^p = 1,1 \cdot 0,5 \cdot 0,010 = 0,055 \text{ МН.}$$

Давление под подошвой фундамента от действия расчетных нагрузок определяем по формуле (5.7):

$$p_m^p = \frac{0,305 + 0,0562 + 0,0115}{1 \cdot 1} + 0,055 = 0,428 \text{ МПа.}$$

Поперечную силу и изгибающий момент в сечении фундамента у грани стены (см. рисунок 6.3) от отпора грунта определяем по формулам (6.18) и (6.19):

$$V_{Sd} = 1 \cdot 0,428 \cdot 0,2 = 0,086 \text{ МН} = 86 \text{ кН,}$$

$$M_{Sd} = 0,428 \cdot \frac{0,2^2}{2} = 0,0086 \text{ МН} \cdot \text{м} = 8,6 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Определим площадь продольной арматуры плитной части фундамента и ее прочность на продавливание от стены подвала.

Расчет площади продольной арматуры плиты фундамента. Дано: прямоугольное сечение размерами $b \times l = 1000 \times 1000$ мм; $h = 350$ мм, $c = 45$ мм (см. рисунок Г.1). Бетон тяжелый класса $C^{16}/_{20}$ ($f_{ck} = 16$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 16/1,5 = 10,66$ МПа). Арматура класса S400 ($f_{yk} = 400$ МПа, $f_{yd} = 365$ МПа, $E_s = 20 \cdot 10^4$ МПа).

Расчет производим по формулам раздела 7 СНБ 5.03.01 и согласно методике, приведенной в приложении Д.

Определяем коэффициент α_m и его граничное значение $\alpha_{m,lim}$:

$$\alpha_m = \frac{M_{Sd}}{\alpha f_{cd} b d^2} = \frac{8,6 \cdot 10^5}{0,85 \cdot 10,66 \cdot 10^2 \cdot 100 \cdot 30,5^2} = 0,010,$$

$$\alpha_{m,lim} = \omega_c \xi_{lim} \cdot (1 - K_2 \xi_{lim}) = 0,81 \cdot 0,60 \cdot (1 - 0,416 \cdot 0,60) = 0,364,$$

где, по таблице 6.1 СНБ 5.03.01, для бетона $C^{16}/_{20}$ $\varepsilon_{cu} = -3,5$ ‰, а по таблице Д.1 (см. приложение Д настоящего технического кодекса), $\omega_c = 0,81$, $K_2 = 0,416$.

Для арматуры S400 при $E_s = 20 \cdot 10^4$ МПа:

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{365}{20 \cdot 10^4} = 1,82 \text{ ‰,}$$

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu,2}}{\varepsilon_{cy} + \varepsilon_{cu,2}} = \frac{3,5}{1,82 + 3,5} = 0,6.$$

$$\eta = z/d = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{\alpha_m}{C_0}} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,010}{1,947}} = 0,995,$$

где $C_0 = \frac{\omega_c}{K_2} = \frac{0,81}{0,416} = 1,947$.

$$A_{st} = \frac{M_{Sd}}{f_{ydz}} = \frac{M_{Sd}}{f_{ydz} \eta d} = \frac{8,6 \cdot 10^5}{365 \cdot 0,995 \cdot 30,5 \cdot 10^2} = 0,776 \text{ cm}^2.$$

При $\alpha_m = 0,010$ по таблице Д.2 $\eta = 0,984$, а требуемая площадь растянутой арматуры

$$A_{st} = \frac{8,6 \cdot 10^5}{365 \cdot 0,984 \cdot 30,5 \cdot 10^2} = 0,785 \approx 0,776 \text{ cm}^2.$$

$$v_{Sd} = \frac{\bar{\beta} V_{Sd}}{u} = \frac{1,0 \cdot 271,5}{6,0} = 45,25 \text{ кН/м},$$

где V_{Sd} — местная поперечная сила с вычетом силы отпора грунта в пределах расчетной критической площади $abcd$ (см. рисунок 6.3):

$$V_{Sd} = 305 - 33,5 = 271,5 \text{ кН.}$$

Для бетона класса $C^{16}/_{20}$ нормальное сопротивление бетона сжатию $f_{ck} = 16$ МПа и расчетное сопротивление бетона растяжению (с учетом коэффициента надежности по материалу $\gamma_c = 1,5$) $f_{ctd} = 1,3/1,5 = 0,87$ МПа.

Определяем коэффициент, учитывающий влияние масштабного фактора,

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{247}} = 1,90 < 2.$$

Определяем погонное усилие, которое может воспринять сечение при продавливании, по формуле (6.4).

$$v_{Rd} = [0,15k(100\rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,10\sigma_{cp}] \cdot d = [0,15 \cdot 1,90 \cdot (100 \cdot 0,00264 \cdot 16)^{1/3} - 0,10 \cdot \frac{0,253}{1 \cdot 0,6}] \cdot 0,298 = 0,112 \text{ МН/м} = 112 \text{ кН/м.}$$

Определяем минимальное погонное усилие, которое может воспринять сечение при продавливании:

$$v_{Rd} = (0,5f_{ctd} - 0,10\sigma_{cp}) \cdot d = \left(0,5 \cdot 0,87 - 0,1 \cdot \frac{0,305}{1 \cdot 0,3}\right) \cdot 0,298 = 0,099 \text{ МН/м} = 99 \text{ кН/м.}$$

Окончательно погонное усилие, которое может воспринять сечение при продавливании, составляет $v_{Rd} = 112 \text{ кН/м} > 99 \text{ кН/м} > v_{Sd} = 45,25 \text{ кН/м}$.

Поскольку значение поперечной погонной силы, вызванной местной сосредоточенной нагрузкой, меньше погонного усилия, которое может воспринять сечение при продавливании, прочность на продавливание по критическому периметру обеспечена и поперечная арматура не требуется.

Расчет стены подвала. Исходные данные: стена подвала из бетонных блоков шириной 60 см. Высота подвала $H_0 = 3,3$ м (см. рисунок Г.1), фундаментные плиты шириной $b = 1,0$ м, высотой $h_f = 0,35$ м, бетон плиты класса $C^{16}/_{20}$ (В20), глубина заложения подошвы фундамента от пола подвала — 0,5 м. Расчетная высота стены $H = 3,45$ м. Нормативная нагрузка от лежащих выше конструкций здания на 1 м длины стены подвала — 253 кН; временная нормативная равномерно распределенная нагрузка на поверхности грунта $q = 10$ кПа/м. Грунт засыпки — смесь песка мелкого и суглинка с характеристиками: $\gamma'_l = 19,5 \text{ кН/м}^3$; $\varphi'_l = 22^\circ$; $c_l = 10$ кПа; $c'_l = 7,5$ кПа и $E = 14\,000$ кПа.

Требуется определить усилия в стене подвала по рисунку Г.1. Расчет производится на 1 м длины стены подвала.

Решение. Принятая ширина подошвы фундаментной плиты $b = 1,0$ м проверена (см. выше) расчетом основания по первой и второй группе предельных состояний. Расчетные усилия в плите определяются по формулам (6.29) – (6.33).

Предварительно по формулам (6.34) – (6.39) находим:

$$p_{ah}^{inf} = \gamma'_l \gamma_f H_l \lambda_a = 19,5 \cdot 1,1 \cdot 2,6 \cdot 0,46 = 25,6 \text{ кПа,}$$

$$p_{qh} = q \gamma_f \lambda_a = 10 \cdot 1,1 \cdot 0,46 = 5,5 \text{ кПа,}$$

где γ_f — коэффициент надежности, равный 1,1;

$\lambda_a = \text{tg}^2(45^\circ - \varphi'_l/2)$ — коэффициент активного давления.

$$p_{sup} = 0 - 5 \cdot 2 \text{tg}(45^\circ - 22^\circ/2) + 10 \cdot 1,1 \text{tg}^2(45^\circ - 22^\circ/2) = -1,25 \text{ кПа,}$$

$$p_{inf} = 19,5 \cdot 1,1 \cdot 2,6 \text{tg}^2(45^\circ - 22^\circ/2) - 5 \cdot 2 \sqrt{\text{tg}(45^\circ - 22^\circ/2)} + 10 \cdot 1,1 \text{tg}^2(45^\circ - 22^\circ/2) = 24,35 \text{ кПа,}$$

$$H' = H_l \cdot \frac{p_{inf}}{p_{sup} + p_{inf}} = 2,6 \cdot \frac{24,35}{-1,25 + 24,35} = 2,47 \text{ м.}$$

Определяем коэффициенты m_1 и m_2 по формулам (6.36) и (6.37), принимая модуль упругости стены $E' = 8,4 \cdot 10^6$ кПа:

$$m_1 = \frac{1}{1 + E' s^3 / E b^2 (H + h_f)} = \frac{1}{1 + [8,4 \cdot 10^6 \cdot 0,6^3 / 14\,000 \cdot 1^2 (3,45 + 0,35)]} = 0,091,$$

$$m_2 = 1,2 \cdot (0,091 + 0,2) = 0,35.$$

$$\text{Коэффициент } n = H'/H = 2,47/3,45 = 0,71.$$

Находим расчетные усилия в стене:

$$M_{\text{inf}} = 0,35 \cdot \left[0 + 24,35 \cdot \left(\frac{1}{6} - \frac{1}{8} \cdot 0,71 + \frac{1}{40} \cdot 0,71^2 \right) \right] \cdot 1 + 2,47^2 = 4,7 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$Q_{\text{inf}} = 0,71 \cdot 3,45 \cdot \left[0 + 24,35 \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{6} \cdot 0,71 \right) \right] + \frac{4,7}{3,45} = 24 \text{ кН},$$

$$Q_{\text{sup}} = \frac{0,71 \cdot 2,47 \cdot 1}{6} \cdot (2 \cdot 0 + 24,35) - \frac{4,7 \cdot 0,091}{3,45 \cdot 0,35} = 6,9 \text{ кН},$$

$$\chi_0 = \frac{\left(\sqrt{0 + \frac{2 \cdot 6,9 \cdot 24,35}{1 \cdot 2,47}} - 0 \right) \cdot 2,47}{24,35} = 1,13 \text{ м},$$

$$M_{\chi_0} = 6,9 \cdot 1,13 - \frac{1}{2} \cdot \left[0 + \frac{24,35 \cdot (2,47 + 1,13 - 3,45)}{3 \cdot 2,47} \right] \cdot 1 \cdot (2,47 + 1,13 - 3,45)^2 = 7,8 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Пример Г.7

Определить методом элементарного суммирования осадку фундамента под колонну пятиэтажного здания с неполным железобетонным каркасом.

Дано: Ширина фундамента $b = 1,8$ м, длина $l = 1,8$ м, глубина заложения $d = 0,9$ м. Среднее давление под подошвой фундамента $p_m = 0,352$ МПа. Основание фундамента слоистое, с выдержанным залеганием слоев II категории сложности в соответствии с приложением А (без специфических грунтов в сжимаемой зоне). Грунт несущего 1-го слоя — песок средний средней прочности мощностью 3,9 м, водонасыщенный плотностью $\rho_{II} = 2000$ кг/м³, коэффициент пористости $e = 0,663$; $s_r = 0,9$; $E = 25$ МПа; 2-й слой — суглинок тугопластичный мощностью 4,5 м, плотностью $\rho_{II} = 1870$ кг/м³; $e = 0,805$; $I_L = 0,462$; $E = 12$ МПа; 3-й слой на всю разведанную глубину — глина полутвердая $\rho_{II} = 2000$ кг/м³; $e = 0,746$; $I_L = 0,20$; $E = 20,5$ МПа. Уровень подземных вод — на глубине 2,9 м от поверхности земли.

Решение. Определяем удельный вес грунтов 1–3-го слоев, залегающих в основании фундамента: $\gamma_1 = \gamma_3 = 2000 \cdot 10 = 20\,000 \text{ Н/м}^3 = 0,020 \text{ МН/м}^3$; $\gamma_2 = 1870 \cdot 10 = 18\,700 \text{ Н/м}^3 = 0,0187 \text{ МН/м}^3$.

Удельный вес песка 1-го слоя и суглинка 2-го слоя с учетом взвешивающего действия воды найдем по формуле (5.17.1), исходя из того, что плотность частиц песка $\rho_s = 2660$ кг/м³, суглинка $\rho_s = 2700$ кг/м³.

$$\gamma_{sb,1} = \frac{0,0266 - 0,01}{1 + 0,663} = 0,01 \text{ МН/м}^3;$$

$$\gamma_{sb,2} = \frac{0,027 - 0,01}{1 + 0,805} = 0,0094 \text{ МН/м}^3.$$

Грунт 3-го слоя представляет собой глину полутвердую, которая является водоупорным слоем, поэтому в ней взвешивающее действие воды проявляться не будет. Определим ординаты эпюры вертикальных давлений от действия собственного веса грунта по формуле (5.41) и вспомогательной эпюры ($0,2p_{zg}$) согласно 5.6.4:

— на поверхности земли

$$p_{zg} = 0; \quad 0,2p_{zg} = 0;$$

— на уровне подошвы фундамента

$$p_{zg,0} = 0,02 \cdot 0,9 = 0,018 \text{ МПа}; \quad 0,2p_{zg,0} = 0,004 \text{ МПа};$$

— в 1-м слое на уровне грунтовых вод

$$p_{zg,1} = 0,02 \cdot 2,9 = 0,058 \text{ МПа}; \quad 0,2p_{zg,1} = 0,012 \text{ МПа};$$

— на контакте 1-го и 2-го слоев с учетом взвешивающего действия воды

$$p_{zg,2} = 0,058 + 0,01 \cdot 1 = 0,068 \text{ МПа}; \quad 0,2p_{zg,2} = 0,014 \text{ МПа};$$

— на подошве суглинка с учетом взвешивающего действия воды

$$p_{zg,3} = 0,068 + 0,0094 \cdot 4,3 = 0,108 \text{ МПа}; \quad 0,2p_{zg,3} = 0,022 \text{ МПа}.$$

Ниже слоя суглинка залегает глина в полутвердом состоянии, являющаяся водоупорным слоем, поэтому к вертикальному напряжению на ее кровлю добавятся:

— гидростатическое давление столба воды, находящегося над глиной,

$$p_{\text{гидр}} = 0,01 \cdot 5,3 = 0,053 \text{ МПа};$$

— полное давление на кровлю глины

$$p_{\text{zg},4} = 0,053 + 0,108 = 0,161 \text{ МПа}; \quad 0,2p_{\text{zg},4} = 0,032 \text{ МПа};$$

— давление в 3-м слое на глубине 3,3 м от его кровли

$$p_{\text{zg},5} = 0,161 + 0,02 \cdot 3,3 = 0,228 \text{ МПа}; \quad 0,2p_{\text{zg},5} = 0,045 \text{ МПа}.$$

Полученные значения ординат природного давления и вспомогательной эпюры $0,2p_{\text{zg}}$ приведены на рисунке Г.2.

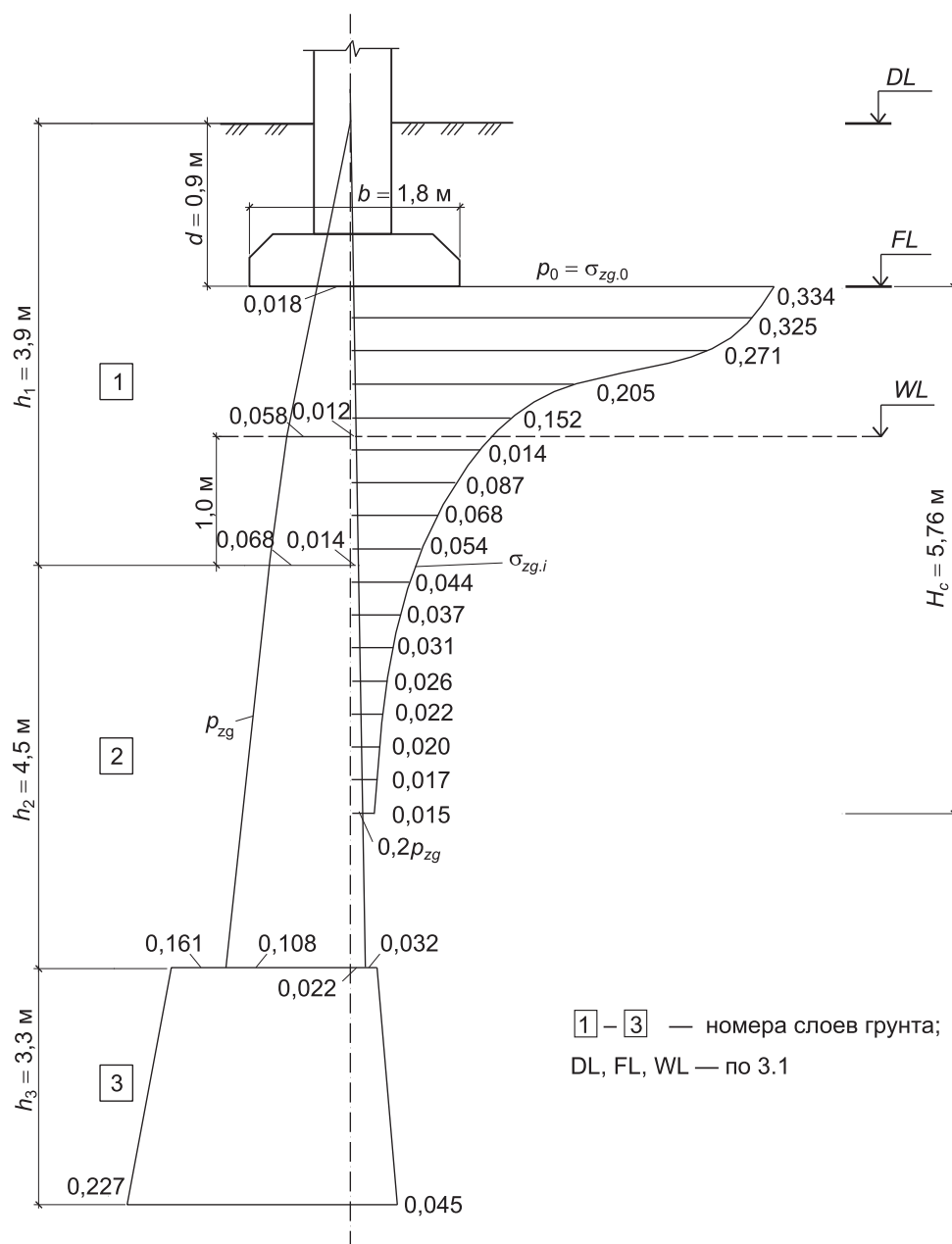


Рисунок Г.2 — Расчетная схема основания фундамента к примеру Г.7

$$p_0 = 0,352 - 0,018 = 0,334 \text{ МПа.}$$

Условие $h_i = 0,36 < 0,4b = 0,72$ м удовлетворяется.

Нижнюю границу сжимаемой толщи по 5.6.4 назначаем в точке пересечения вспомогательной эпюры давления грунта с эпюрой дополнительных напряжений (см. рисунок Г.2), что соответствует мощности сжимаемой толщи $H_c = 5,76$ м.

Используя формулу (5.29), вычисляем осадку фундамента, пренебрегая различием значений модуля общей деформации на границах слоев грунта, так как это незначительно сказывается на результатах расчета:

$$s = \frac{0,8 \cdot 0,36}{25} \cdot \left(\frac{0,339+0,325}{2} + \frac{0,325+0,271}{2} + \frac{0,271+0,205}{2} + \frac{0,205+0,152}{2} + \frac{0,152+0,114}{2} \right) +$$

$$+ \left(\frac{0,114+0,087}{2} + \frac{0,087+0,068}{2} + \frac{0,068+0,054}{2} \right) + \frac{0,8 \cdot 0,36}{12} \cdot \left(\frac{0,054+0,044}{2} + \frac{0,044+0,037}{2} \right) +$$

$$+ \left(\frac{0,037+0,031}{2} + \frac{0,031+0,026}{2} + \frac{0,026+0,022}{2} + \frac{0,022+0,020}{2} + \frac{0,020+0,017}{2} + \frac{0,017+0,015}{2} \right) =$$

$$= 0,016 + 0,0067 = 0,0227 \text{ m} = 2,3 \text{ cm}$$

Таблица Г.3 — Результаты расчета исходных данных

Грунт	z, м	$\xi = 2z/b$	α	$\sigma_{zp} = \alpha p_0$, МПа	E, МПа
Песок средней плотности	0	0	1,000	0,334	25
	0,36	0,4	0,960	0,325	
	0,72	0,8	0,800	0,271	
	1,08	1,2	0,606	0,205	
	1,44	1,6	0,449	0,152	
	1,80	2,0	0,336	0,114	
	2,16	2,4	0,257	0,087	
	2,52	2,8	0,201	0,068	
	2,88	3,2	0,160	0,054	
Суглинок тугопластичный	3,24	3,6	0,130	0,044	12
	3,60	4,0	0,108	0,037	
	3,96	4,4	0,091	0,031	
	4,32	4,8	0,077	0,026	
	4,68	5,2	0,066	0,022	
	5,04	5,6	0,058	0,020	
	5,40	6,0	0,051	0,017	
	5,76	6,4	0,045	0,015	

Согласно данным, приведенным в СНБ 5.01.01 (приложение Б), предельная осадка для рассматриваемого типа сооружения $s_u = 8 \text{ см} > s = 2,3 \text{ см}$, т. е. надежность основания фундамента по деформациям обеспечена.

Пример Г.8

Выполнить проверку подстилающего слоя, имеющего меньшую прочность, чем вышележащий несущий слой основания ленточного фундамента (рисунок Г.3).

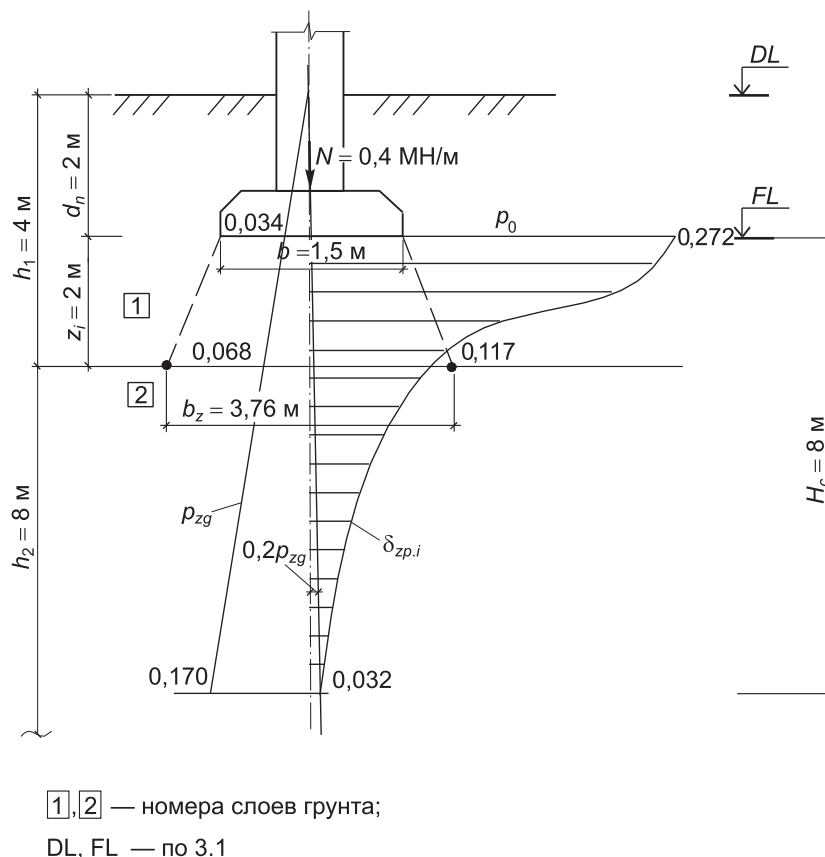


Рисунок Г.3 — Расчетная схема основания фундамента к примеру Г.8

Дано: ленточный фундамент под несущие стены гражданского здания без подвала с ограниченно-жесткой конструктивной схемой по 4.4.3, отношение его длины к высоте равно 5. Глубина заложения фундамента $d_n = 2 \text{ м}$. Нагрузка, передаваемая на обреза фундамента, $N = 0,4 \text{ МН/м}$. Основание, в соответствии с приложением А, II категории сложности — слоистое, с выдержанным залеганием грунтов (сверху вниз): слой 1 — песок мелкий средней прочности мощностью 4 м (здесь и далее, согласно инженерно-геологическим изысканиям: расчетный угол внутреннего трения $\varphi_{II} = 32^\circ$, расчетное удельное сцепление $c_{II} = 0,002 \text{ МПа}$, модуль деформации $E = 27,5 \text{ МПа}$, коэффициент пористости $e = 0,60$, удельный вес грунта $\gamma_{II} = 17 \text{ кН/м}^3$), слой 2 — супесь пластичная слабая мощностью 8 м (показатель текучести $I_L = 0,73$; коэффициент пористости $e = 0,95$; расчетный угол внутреннего трения $\varphi_{II} = 14^\circ$, расчетное удельное сцепление $c_{II} = 0,0014 \text{ МПа}$, модуль деформации $E = 6 \text{ МПа}$, удельный вес грунта $\gamma_{II} = 17 \text{ кН/м}^3$, сопротивление грунта статическому зондированию $q_c = 0,9 \text{ МПа}$).

Решение. По таблице 5.5 определяем условное расчетное сопротивление грунта основания, в данном случае $R_0 = 0,3 \text{ МПа}$. Принимаем усредненный нормативный удельный вес фундамента и грунта на его обрезах по 5.3.7 $\gamma_{mt} = 0,02 \text{ МН/м}^3$ и находим с учетом формулы (5.13) предварительную ширину фундамента при $l = 1 \text{ м}$:

$$b = \sqrt{N/(R_0 - \gamma_{mt}d)} = \sqrt{0,4/(0,3 - 0,02 \cdot 2)} \approx 1,24 \text{ м}.$$

При заданных размерах фундамента по формуле (5.16) определяется расчетное сопротивление грунта основания с учетом данных таблиц 5.2 и 5.3: $\gamma_1 = 1,3$, $\gamma_2 = 1,1$, $k = 1$ (так как характеристики грунта найдены прямыми методами), $M_f = 1,34$, $M_q = 6,34$; $M_c = 8,55$.

Окончательно ширина фундамента $b = 1,3$ м.

Находим дополнительное вертикальное давление на кровлю слабого подстилающего слоя супеси, т. е. на глубине 2 м ниже подошвы фундамента. Дополнительное давление под подошвой фундамента (с учетом веса фундамента и грунта на его обрезах $\gamma_{mt} = 0,02 \text{ МН/м}^3$)

Согласно формуле (5.33) на глубине 2 м от подошвы фундамента дополнительное напряжение $\sigma_{z0i} = \alpha p_0 = 0,313 \cdot 0,4 = 0,125$ МПа, где $\alpha = 0,4$ по таблице 5.10 (при $\xi = 2z/b = 2 \cdot 2/1,3 = 3,07$).

$$b_z = (N + \gamma_c d) / \sigma_{zn} = (0,4 + 0,02 \cdot 2) / 0,125 = 3,52 \text{ m.}$$

При ширине условного фундамента b_z на глубине z (см. рисунок Г.3) расчетное сопротивление грунта основания по формуле (5.16), с учетом данных таблиц 5.2 и 5.3 ($\gamma_{c1} = 1,1$, $\gamma_{c2} = k = 1$; $M_\gamma = 0,29$; $M_\alpha = 2,17$; $M_c = 4,69$), составляет:

Действующее давление на кровлю слабой супеси по оси фундамента от нагрузки и собственного веса грунта

Условие (5.3) не выполняется, так как давление p_z на кровлю слабой супеси больше ее расчетного сопротивления R : $0,193 > 0,188$. В связи с этим необходимо увеличить размеры подошвы фундамента. Принимаем ширину фундамента $b = 1,5$ м. Тогда среднее давление по его подошве

$$p_0 = p_m - \sigma_{z0} = 0,306 - 0,017 \cdot 2 = 0,272 \text{ МПа.}$$

$$\sigma_{zpi} = \alpha p_0 = 0,43 \cdot 0,272 = 0,117 \text{ МПа.}$$
$$b_z = (0,4 + 0,02 \cdot 2) / 0,117 = 3,76 \text{ м.}$$

Для условного фундамента шириной $b_z = 3,76$ м на глубине z (см. рисунок Г.3) определяется расчетное сопротивление R_z (найденные ранее по таблицам 5.2 и 5.3 коэффициенты в формуле (5.16) остаются прежними), давление от фундамента на кровлю слабой супеси и проверяется условие (5.3):

т. е. прочность подстилающего грунта обеспечена. Однако, в соответствии с рисунком А.1 приложения А и указаниями 5.5.3.3, в данном случае необходимо выполнить расчет осадок фундамента и предусмотреть мероприятия по увеличению прочности и жесткости надземной части здания по 7.4.1 – 7.4.3. Так как ширина фундамента $b < 5$ м и $p_m > \sigma_{zg,0}$ (см. выше), расчет конечной осадки производится по формуле (5.29). Вспомогательные величины для расчета конечной осадки рассматриваемого фундамента приведены в таблице Г.4.

Нижнюю границу сжимаемой толщи H_c назначаем согласно 5.29 — $\alpha p_0 = 0,2 p_{zn}$, что составляет 8 м.

Таблица Г.4 — Данные для расчета осадки фундамента к примеру Г.8

Слой грунта	z, м	$\xi = 2z/b$	α	αp_0 , МПа	$p_{zg} = \gamma_{II}(d_n + z_i)$, МПа	$0,2p_{zg}$, МПа
1 Песок мелкий, $E = 27,5$ МПа	0	0,00	1,00	0,272	0,034	—
	1	1,33	0,68	0,185	0,051	—
	2	2,66	0,43	0,117	0,068	—
2 Супесь пластичная, $I_L = 0,73$, $E = 6$ МПа	3	4,00	0,30	0,082	0,085	—
	4	5,33	0,23	0,062	0,102	—
	5	6,66	0,19	0,051	0,119	—
	6	8,00	0,16	0,043	0,136	—
	7	9,33	0,13	0,035	0,153	—
	8	10,66	0,12	0,032	0,170	0,034

Определяем осадку:

$$s = \frac{0,8 \cdot 1}{27,5} \cdot \frac{0,272 + 2 \cdot 0,185 + 0,117}{2} + \frac{0,8 \cdot 1}{6} \cdot \frac{0,117 + 2 \cdot 0,082 + 2 \cdot 0,062 + 2 \cdot 0,051 + 2 \cdot 0,043 + 2 \cdot 0,035 + 0,032}{2} \approx 0,057 \text{ м} = 5,7 \text{ см}.$$

Согласно данным, приведенным в приложении Б СНБ 5.01.01, предельная осадка для рассматриваемого типа сооружения $s_u = 8 \text{ см} > s = 5,7 \text{ см}$, т. е. надежность основания фундамента по деформациям обеспечена.

Пример Г.9

Определить конечную осадку фундамента с учетом фактора разуплотнения грунта основания при разработке котлована.

Дано: Фундамент квадратной формы размерами 3×3 м под колонну каркасного промышленного здания с соотношением длины и высоты $L/H = 5$. В соответствии с приложением А основание II категории сложности с выдержанным залеганием грунтов (сверху вниз): слой 1 (рисунок Г.4) — суглинок средней прочности мощностью 7,2 м со следующими характеристиками, установленными по результатам изысканий: $\gamma_s = 27,3 \text{ кН/м}^3$; $\gamma_{II} = 20,2 \text{ кН/м}^3$; $\omega = 0,29$; $I_L = 0,48$; $e = 0,603$; $c_{II} = 30 \text{ кПа}$; $\varphi_{II} = 19^\circ$; $E = 9,8 \text{ МПа}$; слой 2 — глина, для которой: $\gamma_s = 27,2 \text{ кН/м}^3$; $\gamma_{II} = 21,2 \text{ кН/м}^3$; $\omega = 0,53$; $I_L = 0,30$; $e = 0,963$; $c_{II} = 24 \text{ кПа}$; $\varphi_{II} = 17^\circ$; $E = 12,5 \text{ МПа}$.

Подземные воды в пределах сжимаемой толщи фундамента не установлены. Глубина заложения фундамента $d = 5 \text{ м}$. Расчетная нагрузка на основание от фундамента с учетом его веса $N = 5,1 \text{ МН}$.

Решение. Находим расчетное сопротивление грунта основания по формуле (5.16), используя характеристики грунта слоя 1 и данные таблиц 5.2 и 5.3:

$$\gamma_1 = 1,2; \gamma_2 = k = 1; M_\gamma = 0,47; M_q = 2,89; M_c = 5,48.$$

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,0}{1,0} (0,47 \cdot 1 \cdot 3 \cdot 20,2 + 2,89 \cdot 5 \cdot 20,2 + 5,48 \cdot 30) = 1,2 \cdot (28,5 + 291,9 + 164,4) = 581 \text{ кПа}.$$

Проверяем условие (5.3) $p_m < R$. Для этого находим среднее давление на грунт под подошвой фундамента по формуле (5.7) от расчетных нагрузок (для расчета оснований по деформациям при коэффициенте надежности, равном единице):

$$p_m = N/b^2 = 5100/3^2 = 567 \text{ кПа} < R = 581 \text{ кПа}.$$

Следовательно, несущая способность фундамента по грунту обеспечена. Однако слой 2 основания не соответствует указаниям 5.5.3.3 (таблица 5.9) по коэффициенту пористости $e = 0,963 > 0,95$. Поэтому необходимо выполнить расчет осадок.

Расчет осадок производим в такой последовательности (результаты вычислений сведены в таблицу Г.5). Разбиваем толщу основания на элементарные слои толщиной $z = 0,6 \text{ м}$. Вычисляем значения $\xi = 2z/b$. Определяем по таблице 5.10 значения коэффициента α на границах слоев по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента. Находим на границах элементарных слоев вертикальные напряжения от внешней нагрузки $\sigma_{zp,i}$ и от собственного веса грунта $\sigma_{zg,i}$ по формуле (5.32).

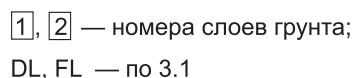


Таблица Г.5 — Данные для расчета осадок фундамента к примеру Г.9

Слой грунта	z, м	$\xi = 2z/b$	α	$\sigma_{zp} = \alpha p_m$, кПа	p_{zg} , кПа	$0,2p_{zg}$, кПа	$\sigma_{zg,i} = \alpha_{zg0}$, кПа	$\sigma_{zg,i} = \alpha p_0$, кПа	E_i , МПа	$E_{e,i}$, МПа
1 Суглинок, $I_L = 0,48$, $e = 0,603$, $\gamma_{II} = 20,2$ кН/м ³	0,0	0,0	1,000	567	101	—	101	466	9,8	19,6
	0,6	0,4	0,960	544	113	—	97	447		
	1,2	0,8	0,800	454	125	—	81	373		
	1,8	1,2	0,606	344	137	—	61	283		
	2,4	1,6	0,449	255	149	—	45	210		
2 Глина, $I_L = 0,3$, $e = 0,963$, $\gamma_{II} = 21,2$ кН/м ³	3,0	2,0	0,388	191	162	32	39	152	12,5	37,5
	3,6	2,4	0,257	146	175	35	26	126		
	4,2	2,8	0,201	114	187	37	20	94		
	4,8	3,2	0,160	91	200	40	16	75		
	5,4	3,6	0,131	74	213	42	13	61		
	6,0	4,0	0,108	61	226	45	11	50		
	6,6	4,4	0,091	52	238	48	9	43		
	7,2	4,8	0,077	44	251	50	8	36		

Исходя из того, что рассматриваемый фундамент имеет ширину 3 м и его подошва расположена на глубине $d = 5$ м от поверхности земли, при этом $p_m > p_{zg,0} = 567 > \gamma_{II}d = 101$ кПа, расчет осадки фундамента производится по формуле (5.31), состоящей из двух слагаемых. Первое слагаемое формулы соответствует осадке s_1 доуплотнения основания после его повторной загрузки до достижения значения исходного бытового давления на этой глубине. При расчете осадки s_1 модули деформации E_i принимаются по ветви первичного нагружения, т. е. $E_1 = 9,8$ МПа и $E_2 = 12,5$ МПа. Второе слагаемое формулы соответствует осадке s_2 от повторного уплотнения разуплотненного грунта ниже подошвы фундамента в результате выемки вышележащего грунта при разработке котлована. Модуль деформации $E_{e,i}$ принимается по ветви вторичного нагружения с учетом корректировочного коэффициента K_E , см. формулу (5.31). При определении осадки для первого слоя грунта $E_{e,1} = 2 \cdot 9,8 = 19,6$ МПа, для второго слоя $E_{e,2} = 3 \cdot 12,5 = 37,5$ МПа.

По данным таблицы Г.5 и из условия 5.6.4а) устанавливаем нижнюю границу сжимаемой толщи, которая соответствует отметке $H_c = 6,6$ м ниже подошвы фундамента.

Тогда осадка фундамента

$$s = s_{zp1} + s_{zp2} + s_{zg1} + s_{zg2} = \frac{0,8 \cdot 60}{9800} \cdot \frac{466 + 2 \cdot 447 + 2 \cdot 373 + 283}{2} + \\ + \frac{0,8 \cdot 60}{12500} \cdot \frac{210 + 2 \cdot 152 + 2 \cdot 126 + 2 \cdot 94 + 2 \cdot 75 + 2 \cdot 61 + 2 \cdot 50 + 43}{2} + \\ + \frac{0,8 \cdot 60}{19600} \cdot \frac{101 + 2 \cdot 97 + 2 \cdot 81 + 61}{2} + \frac{0,8 \cdot 60}{37500} \cdot \frac{45 + 2 \cdot 39 + 2 \cdot 26 + 2 \cdot 20 + 2 \cdot 16 + 2 \cdot 13 + 2 \cdot 11 + 9}{2} = \\ = 5,90 + 0,80 + 0,65 + 0,2 = 7,55 \text{ см.}$$

Согласно данным, приведенным в приложении Б СНБ 5.01.01, предельная осадка для рассматриваемого типа сооружения $s_u = 8$ см $> s = 7,55$ см, т. е. надежность основания фундамента по деформациям обеспечена.

Пример Г.10

Рассчитать осадку столбчатого фундамента Ф1 каркасного промышленного здания с учетом влияния на него нагрузки от соседнего фундамента Ф2 (рисунок Г.5).

Дано: С поверхности до глубины 6 м залегает песок пылеватый (слой 1) со следующими характеристиками: $\gamma_s = 26,6$ кН/м³; $\gamma_{II} = 17,8$ кН/м³; $\omega = 0,14$; $e = 0,67$; $c_{II} = 4$ кПа; $\varphi_{II} = 30^\circ$; $E = 18$ МПа. Далее на всю разведанную глубину основание представлено песком мелким (слой 2) со следующими характеристиками: $\gamma_s = 26,6$ кН/м³; $\gamma_{II} = 19,9$ кН/м³; $\omega = 0,21$; $e = 0,62$; $c_{II} = 2$ кПа; $\varphi_{II} = 32^\circ$; $E = 28$ МПа.

Прочностные и деформационные характеристики взяты из отчета о инженерно-геологических изысканиях.

Суммарная нагрузка на основание от каждого фундамента $N = 5,4$ МН = 5400 кН. Глубина заложения фундамента $d = d_n = 2$ м.

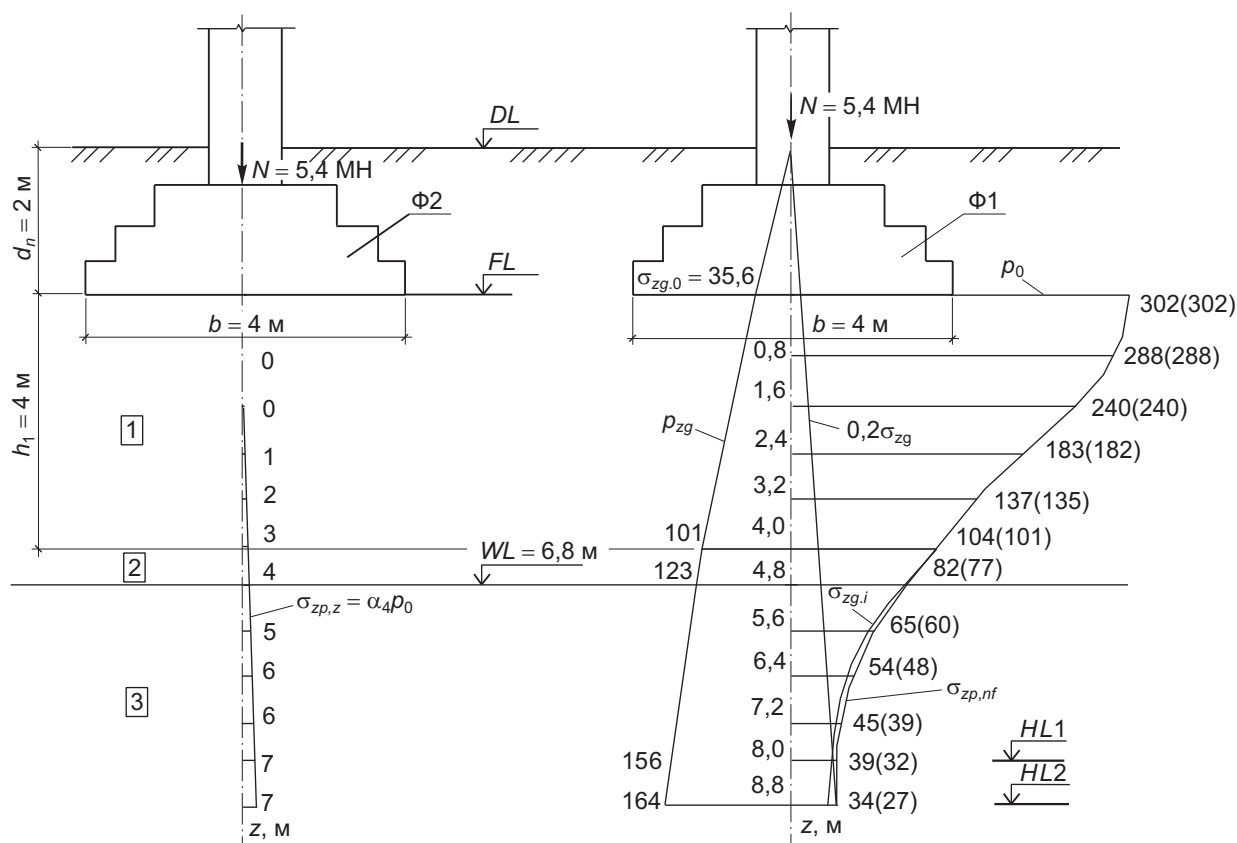
Решение. Уровень подземных вод находится на глубине 6,8 м от планировочной поверхности. Поэтому удельный вес песка мелкого определяется с учетом взвешивающего действия воды по формуле (5.17.1):

$$\gamma_{sb} = \frac{26,6 - 10}{1 + 0,62} = 10,2 \text{ кН/м}^3.$$

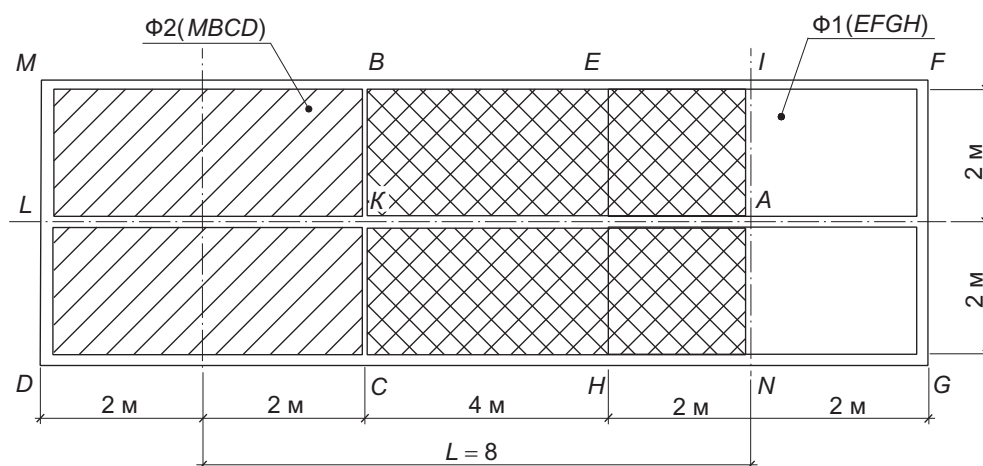
Размеры фундаментов в плане 4×4 м назначаются исходя из условия (5.3), чтобы среднее давление по их подошве p_m не превышало расчетного сопротивления грунта основания R , определяемого по формуле (5.16). В данном случае получено $p_m = 5400/4^2 = 337,5$ кПа $< R = 341$ кПа.

Определяется дополнительное давление на основание

$$p_0 = p_m - \sigma_{zg,0} = p - \gamma_{II}d = 337,5 - 17,8 \cdot 2 \approx 302 \text{ кПа.}$$



План фундаментов



DL, FL, WL — см. 3.1;

HL1 — нижняя граница сжимаемой толщи для фундамента Φ1 без учета влияния Φ2;

HL2 — то же, с учетом этого влияния

В скобках указаны значения вертикальных нормальных напряжений σ_{zp} только от нагрузки, действующей на фундамент Φ1

1 — песок пылеватый; 2 — песок мелкий; 3 — то же, ниже уровня подземных вод

**Рисунок Г.5 — Расчетная схема основания фундамента Φ1
для расчета осадки с учетом влияния соседнего фундамента Φ2**

Значения $\sigma_{zp.nf}$ по оси фундамента Ф1 определяются (см. рисунок Г.5) суммированием напряжений $\sigma_{zp.i}$ от давления p_0 и дополнительного напряжения $\sigma_{zp.2}$ от влияния фундамента Ф2, которое определяется методом угловых точек по формуле (5.38) как алгебраическая сумма напряжений на рассматриваемой глубине в угловой точке А по оси фундамента Ф1 (EFGH) от четырех загружающих площадей фиктивных фундаментах: *ALMI* и *ANDL* (с положительным давлением p_0) и *AKBI* и *ANCK* (с отрицательным давлением).

Для расчета осадки определяются исходные данные. Основание разбивается на слои толщиной $z = 0,8$ м, для которых по таблице 5.10 $\xi = 2z/b = 2 \cdot 0,8/4 = 0,4$.

Результаты вычислений приведены в таблице Г.6. Коэффициенты затухания напряжений α по вертикали, проходящей через точку А, принимаются по таблице 5.10 как для прямоугольных фундаментах: α_1 — *EFGH* ($\Phi 1, \eta = 4/4 = 1$), α_2 — *ALMI* и *ANDL* ($\eta = 10/2 = 5$), α_3 — *AKBI* и *ANCK* ($\eta = 6/2 = 3$), α_4 — МБСД ($\Phi 2, \eta = 1$). Коэффициент α_4 определяется с учетом формул (5.37) и (5.36): $\alpha_4 = 2 \cdot (1/4) \times (\alpha_2 - \alpha_3)$. Он учитывает влияние нагрузки от фундамента Ф2. Коэффициент $\alpha = \alpha_1 + \alpha_4$ принят в соответствии с формулой (5.38).

Как видно из таблицы Г.6, условие $\sigma_{zp.1} = 0,2\sigma_{zg}$ выполняется на глубине $z = 8$ м, а условие $\sigma_{zp.nf} = 0,2\sigma_{zg}$ — на глубине $z = 8,8$ м.

Таблица Г.6 — Данные для расчета осадки фундамента Ф1 к примеру Г.10

Глубина z, м	ξ	Коэффициенты затухания напряжений					Напряжения, кПа					Модуль деформации E, МПа
		α_1	α_2	α_3	α_4	α	от внешней нагрузки		от собственного веса грунта			
							$\sigma_{zp.1}$	$\sigma_{zp.2}$	$\sigma_{zp.nf}$	σ_{zg}	$0,2\sigma_{zg}$	
0	0	1,000	1,000	1,000	0	1,000	300	0	300	36	7	18
0,8	0,4	0,960	0,977	0,977	0	0,960	288	0	288	50	10	
1,6	0,8	0,800	0,881	0,878	0,002	0,802	240	0	240	64	13	
2,4	1,2	0,606	0,754	0,748	0,003	0,609	182	1	183	78	16	
3,2	1,6	0,449	0,639	0,627	0,006	0,455	135	2	137	93	19	
4,0	2,0	0,388	0,545	0,525	0,010	0,346	101	3	104	107	21	
4,8	2,4	0,257	0,470	0,443	0,014	0,271	77	4	81	123	25	
5,6	2,8	0,201	0,410	0,376	0,017	0,218	60	5	65	131	26	28
6,4	3,2	0,160	0,360	0,322	0,019	0,179	48	6	54	139	28	
7,2	3,6	0,131	0,319	0,278	0,021	0,151	39	6	45	147	29	
8,0	4,0	0,108	0,286	0,241	0,022	0,130	32	7	39	156	31	
8,8	4,4	0,091	0,255	0,211	0,023	0,113	27	7	34	164	33	

Исходя из того, что ширина фундамента $b = 4$ м < 5 м, а среднее давление $p_m = 302 > \sigma_{zg,0} = 35,6$ МН, осадка фундамента Ф1 определяется по формуле (5.29):

а) без учета влияния фундамента Ф2:

$$s = \frac{0,8 \cdot 0,8}{18\,000} \cdot \frac{300 + 2 \cdot 288 + 2 \cdot 240 + 2 \cdot 183 + 2 \cdot 135 + 101}{2} + \frac{0,8 \cdot 0,8}{28\,000} \cdot \frac{101 + 2 \cdot 77 + 2 \cdot 60 + 2 \cdot 48 + 2 \cdot 39 + 32}{2} = 0,043 \text{ м} = 4,3 \text{ см};$$

б) с учетом влияния фундамента Ф2:

$$s = \frac{0,8 \cdot 0,8}{18\,000} \cdot \frac{300 + 2 \cdot 288 + 2 \cdot 240 + 2 \cdot 183 + 2 \cdot 137 + 104}{2} + \frac{0,8 \cdot 0,8}{28\,000} \cdot \frac{104 + 2 \cdot 81 + 2 \cdot 65 + 2 \cdot 54 + 2 \cdot 45 + 2 \cdot 39 + 34}{2} = 0,045 \text{ м} = 4,5 \text{ см}.$$

Согласно данным, приведенным в приложении Б СНБ 5.01.01, предельная осадка для рассматриваемого типа сооружения $s_u = 8$ см $> s = 4,5$ см, т. е. надежность основания фундамента по деформациям обеспечена.

Пример Г.11

Определить площадь поперечной арматуры подколонника со стаканом под колонну каркасного промышленного здания. Расчетная схема подколонника приведена на рисунке Г.6.

Дано: Расчетные усилия на уровне верха подколонника: $M = 0,6$ МН·м; $Q = 0,05$ МН; $N = 0,8$ МН.

Класс бетона подколонника — $C^{16}/_{20}$ (B20). Сечение колонны — 80×40 см, рабочие продольные арматурные стержни $\varnothing 30$ S500(A500, $f_{yk} = 500$ МПа, $f_{yd} = 450$ МПа). Поперечная арматура из арматурной стали периодического профиля класса S400 (A_{400} , $f_{ywd} = 263$ МПа).

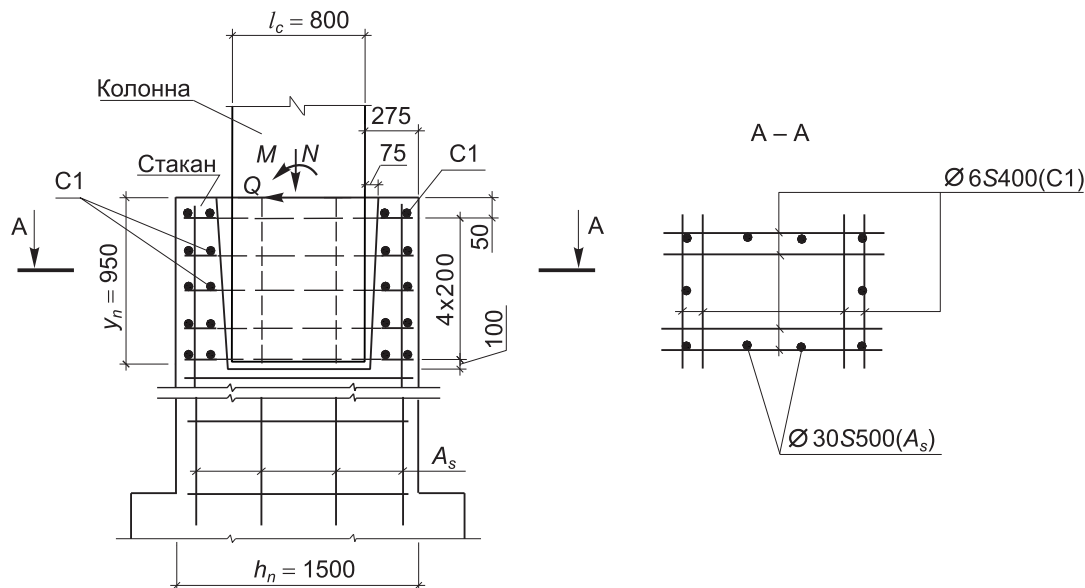


Рисунок Г.6 — Армирование стаканной части подколонника к примеру Г.11

Согласно 6.4.4.3 из условия анкеровки арматуры колонны по разделу 11 СНБ 5.03.01 и с учетом зазора 5 см между торцом колонны и дном стакана принимаем глубину стакана $y_n = 95$ см.

Толщина стенок стакана по 6.4.5 должна быть не менее $0,2l_c = 0,2 \cdot 80 = 16$ см и не менее 20 см.

В соответствии с разделом 6 для получения унифицированного размера подколонника назначаем толщину стенок стакана равной 20 см плюс зазор для рихтовки колонны — 7,5 см (по верху) и 5,0 см (по низу).

Находим эксцентриситет приложения внешней нормальной силы:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{0,6}{0,8} = 0,75 \text{ м} = 75 \text{ см.}$$

Площадь сечения поперечной арматуры определяем из условия (6.16а) по формуле (6.17а):

$$e_0 = 75 \text{ см} > \frac{l_c}{2} = 40 \text{ см,}$$

$$A_{sw} = \frac{M_k}{f_{ywd} \sum_{i=1}^n z_i} = \frac{0,8 \cdot \left(M + Q y_n - N \cdot \frac{h_k}{2} \right)}{f_{ywd} \sum_{i=1}^n z_i} = \frac{0,8 \cdot \left(0,6 + 0,05 \cdot 0,9 - 0,8 \cdot \frac{0,8}{2} \right)}{263 \cdot 2,25} = 0,00044 \text{ м}^2 = 4,4 \text{ см}^2,$$

$$\text{где } \sum_{i=1}^n z_i = 85 + 65 + 45 + 25 + 5 = 225 \text{ см.}$$

Тогда сечение каждого рабочего стержня сварной сетки составит

$$\frac{4,4}{4} = 1,10 \text{ см}^2.$$

Принимаем пять сварных сеток со стержнями $\varnothing 6$ мм класса S400 ($A_{sw} = 1,42 > 1,10$ см).

Построить эпюры реактивных давлений грунта, поперечных сил и изгибающих моментов для балки на упругом основании, показанной на рисунке Г.7.

Дано: Длина балки $L = 8$ м, ширина $b = 1$ м, жесткость балки равна $256,8$ МПа·м⁴, модуль общей деформации основания $E_0 = 42$ МПа, коэффициент поперечных деформаций $\nu = 0,35$.



- а) расчетная схема балки;
б) эпюра реакций грунта (p);
в) эпюра поперечных сил (Q);
г) эпюра изгибающих моментов (M)

Решение. По формуле (5.72) находим показатель гибкости балки α и соотношение $\beta = l_i/L$ для сечений 1 – 1, 2 – 2 и 3 – 3:

$$\alpha = \frac{1}{1-0,35^2} \cdot \frac{3,14 \cdot 42 \cdot 8^3 \cdot 1}{256,8} = 300;$$

$$\beta_1 = 1,6/8 = 0,2;$$

$$\beta_2 = 4/8 = 0,5;$$

$$\beta_3 = 6,4/8 = 0,8.$$

Затем с помощью таблиц, приведенных в [2], находят ординаты эпюры реактивных давлений грунта под балкой $p_1 - p_3$ отдельно (таблица Г.7): от силы N при показателе гибкости $\alpha = 300$ и соотношении $\beta_1 = 0,2$, от действия равномерно распределенной нагрузки q при показателе гибкости $\alpha = 300$ и соотношении $\beta_2 = 0,5$ и от действия изгибающего момента M при показателе гибкости $\alpha = 300$ и соотношении $\beta_3 = 0,8$ (значения $p_1 - p_3$ — см. таблицу Г.7). В таблицах [2] даны значения единичных ординат p для показателя $\beta = 0,2$. Из условий симметрии следует, что этому показателю соответствует также значение $\beta = 0,8$. Поэтому реактивное давление p в данном случае определяется при $\beta = 0,2$, но в обратном порядке.

Таблица Г.7 — Результаты вычислений реактивного давления грунта

$\varepsilon = x/y$	$p_1 = \bar{p} \cdot \frac{N}{bL}, \text{ кН/м}^2$	$p_2 = \bar{p}q, \text{ кН/м}^2$	$p_3 = \bar{p} \cdot \frac{M}{bL^2}, \text{ кН/м}^2$	$p = p_1 + p_2 + p_3, \text{ кН/м}^2$
0	377,7	–5,1	–5,11	367,49
0,1	278,0	0,5	–2,94	275,56
0,2	200,4	7,2	–2,72	204,88
0,3	141,6	15,5	–3,63	153,47
0,4	97,9	25,7	–4,84	118,76
0,5	65,9	38,3	–5,55	98,63
0,6	42,1	53,7	–4,92	90,88
0,7	23,0	72,3	–2,14	93,16
0,8	5,0	94,6	3,61	103,21
0,9	–15,2	121,1	13,15	119,40
1,0	–41,2	151,9	27,31	138,01

Реактивное давление грунта p от совместного действия усилий N , q и M определяется исходя из принципа независимости действия сил посредством простого сложения значений соответствующих ординат. Результаты вычислений суммарных значений ординат реактивного давления грунта p приведены в последнем столбце таблицы Г.7 и на рисунке Г.7б).

Аналогичным образом в таблицах, приведенных в [2], находятся ординаты эпюр поперечных сил Q_1 и Q_2 и изгибающих моментов M_1 и M_2 отдельно: от действия на балку только сосредоточенной силы N при $\alpha = 300$ и $\beta_1 = 0,2$ и от действия равномерно распределенной нагрузки q при $\alpha = 300$ и $\beta_2 = 0,5$.

Для показателей гибкости подсчет ординат эпюры поперечных сил Q_3 от действия на балку изгибающего момента M при $\alpha = 300$ и $\beta_3 = 0,8$ производится при $\beta = 0,8$, что из условий симметрии соответствует $\beta = 0,2$, но в обратном порядке. Результаты вычислений поперечных сил сведены в таблицу Г.8 и представлены на рисунке Г.7в).

Таблица Г.8 — Результаты вычислений поперечных сил

$\xi = x / L$	$Q_1 = QN, \text{ кН}$	$Q_2 = \bar{Q}qbL, \text{ кН}$	$Q_3 = \bar{Q} \cdot \frac{M}{L}, \text{ кН}$	$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3, \text{ кН}$
0	0	0	0	0
0,1	260,8	−2,4	3,08	261,48
0,2	$\frac{450,4}{-349,6}$	0,8	5,23	$\frac{456,43}{-343,57}$
0,3	−214,4	9,6	7,71	−197,09
0,4	−119,2	26,4	11,11	−81,69
0,5	−54,4	52,0	15,34	12,94
0,6	−12,0	8,8	19,64	16,44
0,7	14,4	−20,8	22,64	16,24
0,8	24,0	−34,4	22,28	12,68
0,9	29,4	−28,8	15,85	9,45
1,0	0	0	0	0
Примечание — Над чертой приведены значения ординат — слева, под чертой — справа от сечения.				

Для показателей гибкости $\alpha = 300$ и $\beta_2 = 0,5$ подсчет ординат изгибающих моментов M_3 от действия силы N для $\alpha = 300$ и $\beta_3 = 0,8$ производится из условия симметрии при $\beta = 0,1$.

Суммарный изгибающий момент M , возникающий в поперечных сечениях балки от совместного действия сосредоточенной силы, равномерно распределенной нагрузки и изгибающего момента, определяется согласно принципу независимости действия сил сложением соответствующих значений ординат изгибающих моментов (таблица Г.9). Эпюра изгибающих моментов представлена на рисунке Г.7г).

Таблица Г.9 — Результаты вычислений изгибающих моментов

$\xi = x / L$	$M_1 = \bar{M}NL, \text{ кН} \cdot \text{м}$	$M_2 = \bar{M}qbl^2, \text{ кН} \cdot \text{м}$	$M_3 = \bar{M}M, \text{ кН} \cdot \text{м}$	$M = M_1 + M_2 + M_3, \text{ кН} \cdot \text{м}$
0	0	0	0	0
0,1	108,8	0	−1,3	107,5
0,2	396,8	0	−4,9	391,9
0,3	179,2	0	−9,8	169,4
0,4	44,8	19,2	−17,2	46,8
0,5	−19,2	44,8	−27,8	−2,2
0,6	−44,8	64,0	−41,8	−22,6
0,7	−44,8	64,0	−58,8	−39,6
0,8	−32	38,4	$\frac{23,1}{-76,9}$	$\frac{29,5}{-70,5}$
0,9	−6,4	12,8	7,1	13,5
1,0	0	0	0	0
Примечание — Над чертой приведены значения ординат — слева, под чертой — справа от сечения.				

Выполнить оценку несущей способности основания методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения для стадии незавершенного строительства (отсутствует жесткий пол подвала и др.).

Решение. Поскольку фундамент загружен внецентральной наклонной нагрузкой, отсутствует жесткости (пол подвала), имеется активное горизонтальное давление грунта засыпки, расчет по несущей способности основания согласно 5.9.2 и 5.9.3 является необходимым. Формула (5.61) в данном случае неприменима в силу неоднородности основания, поэтому расчет выполняем методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения по формуле (5.66). Так как фундамент в верхней части имеет неподвижную опору, за центр поверхности скольжения принимаем точку А. Радиус поверхности скольжения $r = AB = 4,2$ м. Значения краевых напряжений под подошвой фундамента: $p_{\max} = 331$ кПа; $p_{\min} = 65$ кПа.

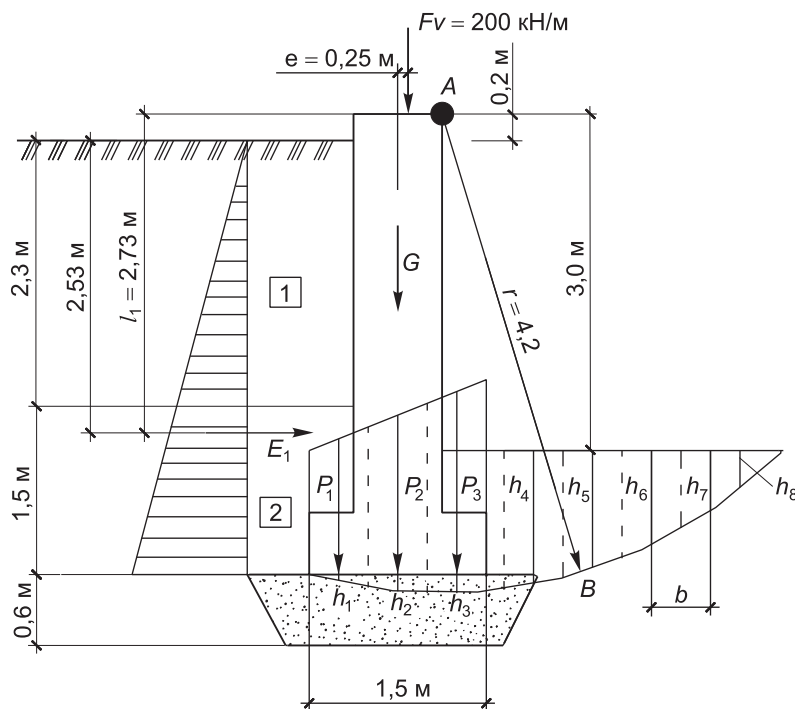


Рисунок Г.8 — Расчетная схема стены подвала к примеру Г.13

Значения параметров и их произведения, входящие в формулу (5.66), сводим в таблицу Г.10. По формуле (5.56) $\gamma_c = 0,9$, $\gamma_p = 1,15$.

Таблица Г.10 — Результаты вычислений к примеру Г.13

Полоса	h_i	$\gamma_{l,i}$	$\gamma_{l,i} h_i$	α_i	p_i	$\varphi_{l,i}$	$c_{l,i}$	$\frac{c_{l,i}}{\cos \alpha_i}$	$(p_i + \gamma_{l,i} h_i) \times$ $\times \operatorname{tg} \varphi_{l,i} \cos \alpha_i$	$\gamma_{l,i} h_i \sin \alpha_i$
1	0,1	17	1,7	13°40'	110	34	1	1,03	73	0,39
2	0,2	17	3,4	7°	200	34	1	1,0	134	0,41
3	0,2	17	3,4	0°	280	34	1	1,0	190	0
4	1,1	18,5	20,4	7°	0	6	19	19,2	2,0	−2,34
5	1,0	18,5	18,5	13°50'	0	6	19	19,6	1,8	−4,25
6	0,9	18,5	16,6	21°	0	6	19	20,2	1,6	−6,00
7	0,7	18,5	12,9	28°25'	0	6	19	21,6	1,1	−6,05
8	0,35	18,5	6,4	36°25'	0	6	19	23,8	0,5	−3,76
Сумма значений								107,43	404	21,60

Для определения равнодействующей активного давления грунта E_1 необходимо предварительно вычислить λ_a и h_c для слоя суглинка:

$$\lambda_a = \operatorname{tg}^2(45 - 18/2) = 0,53,$$

$$h_c = \frac{2 \cdot 7,5 \cdot \sqrt{0,53}}{17 \cdot 0,53} = 1,2 \text{ м.}$$

Тогда

$$E_1 = 0,5 \cdot (\gamma_1 d_1 \lambda_a - 2 c_1 \sqrt{\lambda_a}) \cdot (d_1 - h_c) = 0,5 \cdot (17 \cdot 3,8 \cdot 0,53 - 2 \cdot 7,5 \sqrt{0,53}) \cdot (3,8 - 1,2) = 30 \text{ кН.}$$

Подставляя результаты вычислений в формулу (5.66), получаем:

$$k = \frac{\frac{0,9}{1,15} \cdot 4,2 \cdot 0,5 \cdot (404 + 107,43)}{30 \cdot 2,5 + 98 \cdot 0,5 + 200 \cdot 0,25 + 4,2 \cdot 0,5 \cdot (-21,60)} = 6,42 > 1,2.$$

Устойчивость фундамента обеспечена.

Текст открыт: 20.09.2024
3@34
При копировании или воспроизведении на бумажном носителе является копией официального электронного издания.
Период доступа: 04.01.2024 - 29.12.2024. Пользователь:

Данные для расчета железобетонных плитных фундаментов

$$\alpha_m = \frac{M_{sd}}{\alpha f_{cd} b d^2}, \quad (\text{D.1})$$
$$A_{sd} = \frac{M_{sd}}{f_{vd} \eta d}. \quad (\text{D.2})$$

Таблица Д.1 — Значения коэффициентов для определения параметров сжатой зоны бетона упрощенного деформационного метода (параболически линейная диаграмма)

Формулы и характеристики		$C^{50}_{/60}$	$C^{55}_{/67}$	$C^{60}_{/75}$	$C^{70}_{/85}$	$C^{80}_{/95}$	$C^{90}_{/105}$
n		2,00	1,75	1,60	1,45	1,40	
$K_{f1} = \frac{A_1}{\omega \alpha f_{cd}}$	$\frac{n}{n+1}$	0,667	0,635	0,615	0,597	0,590	
$K_{f2} = \frac{A_2}{\omega \alpha f_{cd}}$	$\frac{1}{n+1}$	0,333	0,364	0,385	0,403	0,410	
$K_{\omega 1} = \frac{a_1}{\omega}$	$\frac{n+3}{2 \cdot (n+2)}$	0,625	0,595	0,576	0,559	0,552	
$K_{\omega 2} = \frac{a_2}{\omega}$	$\frac{1}{n+2}$	0,250	0,274	0,289	0,303	0,308	
$\varepsilon_{c2}, \text{‰}$		–2,0	–2,2	–2,3	–2,4	–2,5	–2,6
$\varepsilon_{cu}, \text{‰}$		–3,5	–3,1	–2,9	–2,7	–2,6	–2,6
$\frac{\chi_p}{\chi}$	$\frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cu2}}$	0,571	0,710	0,793	0,888	0,961	1,0
ω_c	$1 - K_{f2} \cdot \left(\frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cu2}} \right)$	0,810	0,754	0,694	0,642	0,605	0,590

Окончание таблицы Д.1

Формулы и характеристики		$<C^{50}/_{60}$	$C^{55}/_{67}$	$C^{60}/_{75}$	$C^{70}/_{85}$	$C^{80}/_{95}$	$C^{90}/_{105}$
K_2	$1 - \frac{0,5 - K_{f2} K_{\omega 2} \cdot \left(\frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cu}}\right)^2}{\omega_c}$	0,416	0,403	0,380	0,371	0,366	0,366
C_0	$\frac{\omega_c}{K_2}$	1,947	1,870	1,826	1,730	1,650	1,612

Таблица Д.2 — Расчетные параметры для практического расчета изгибаемых элементов симметричного сечения (бетон классов по прочности при сжатии $C^{12}/_{15} - C^{50}/_{60}$)

Область деформирования	Коэффициенты				Относительные деформации, %	
	$\xi = x/d$	$\omega_c \xi$	$\eta = z/d$	α_m	сжатия в бетоне ε_c (+)	растяжения в арматуре ε_{st} (+)
Область 1а	0,02	0,002	0,993	0,002	0,20	10,0
	0,04	0,008	0,986	0,008	0,42	10,0
	0,06	0,017	0,979	0,017	0,64	10,0
	0,08	0,030	0,972	0,029	0,87	10,0
	0,10	0,045	0,965	0,044	1,11	10,0
	0,12	0,063	0,957	0,061	1,36	10,0
	0,14	0,083	0,949	0,079	1,63	10,0
	0,16	0,104	0,940	0,098	1,90	10,0
Верхний предел для области 1а	0,167	0,111	0,938	0,104	2,00	10,0
	0,18	0,125	0,931	0,117	2,20	10,0
	0,20	0,147	0,922	0,135	2,50	10,0
	0,22	0,168	0,912	0,153	2,82	10,0
	0,24	0,189	0,902	0,171	3,16	10,0
Верхний предел для области 1б	0,259	0,211	0,892	0,187	3,50	10,0
Область 2	0,26	0,212	0,892	0,188	3,50	9,96
	0,28	0,227	0,884	0,200	3,50	9,00
	0,30	0,243	0,875	0,213	3,50	8,17
	0,32	0,259	0,867	0,225	3,50	7,44
	0,34	0,275	0,859	0,236	3,50	6,79
	0,36	0,291	0,850	0,248	3,50	6,22
	0,38	0,308	0,842	0,259	3,50	5,71
	0,40	0,324	0,834	0,270	3,50	5,25
	0,42	0,340	0,825	0,281	3,50	4,83

Продолжение таблицы Д.2

Область деформирования	Коэффициенты				Относительные деформации, %	
	$\xi = x/d$	$\omega_c \xi$	$\eta = z/d$	α_m	сжатия в бетоне ε_c (+)	растяжения в арматуре ε_{st} (+)
Область 2	0,44	0,356	0,817	0,291	3,50	4,45
	0,46	0,372	0,809	0,301	3,50	4,11
	0,48	0,388	0,800	0,311	3,50	3,79
	0,50	0,405	0,792	0,321	3,50	3,50
	0,52	0,421	0,784	0,330	3,50	3,23
	0,54	0,437	0,775	0,339	3,50	2,98
	0,56	0,453	0,767	0,348	3,50	2,75
	0,58	0,469	0,759	0,356	3,50	2,53
	0,60	0,486	0,750	0,364	3,50	2,33
Граничное значение для арматуры S500	0,61	0,494	0,746	0,368	3,50	2,25
Область 2 при арматуре S240 и S400	0,62	0,502	0,742	0,372	3,50	2,15
Область 3 при арматуре S500	0,64	0,518	0,734	0,380	3,50	1,97
Граничное значение для арматуры S400	0,657	0,532	0,727	0,387	3,50	1,825
Область 2 при арматуре S240, область 3 при арматуре S400 и S500	0,66	0,540	0,722	0,390	3,50	1,75
	0,68	0,550	0,717	0,395	3,50	1,65
	0,70	0,567	0,709	0,402	3,50	1,50
	0,72	0,583	0,701	0,408	3,50	1,36
	0,74	0,599	0,692	0,415	3,50	1,23
	0,76	0,615	0,684	0,421	3,50	1,11
Граничное значение для арматуры S240	0,769	0,622	0,680	0,423	3,50	1,05
Область 2 при арматуре S240, область 3 при арматуре S400 и S500	0,78	0,631	0,675	0,426	3,50	0,99
	0,80	0,648	0,667	0,432	3,50	0,87
	0,82	0,664	0,659	0,437	3,50	0,77
	0,84	0,680	0,651	0,442	3,50	0,67
	0,86	0,696	0,642	0,447	3,50	0,57
	0,88	0,712	0,634	0,452	3,50	0,48
	0,90	0,729	0,626	0,456	3,50	0,39
	0,92	0,745	0,617	0,460	3,50	0,30
0,94	0,761	0,609	0,463	3,50	0,22	

Окончание таблицы Д.2

Область деформирования	Коэффициенты				Относительные деформации, %	
	$\xi = x/d$	$\omega_c \xi$	$\eta = z/d$	α_m	сжатия в бетоне ε_c (+)	растяжения в арматуре ε_{st} (+)
Область 2 при арматуре S240, область 3 при арматуре S400 и S500	0,96	0,777	0,601	0,467	3,50	0,15
	0,98	0,793	0,592	0,470	3,50	0,07
	1,00	0,810	0,584	0,473	3,50	0,00
	1,02	0,826	0,576	0,476	3,50	-0,07
	1,04	0,842	0,568	0,478	3,50	-0,13
	1,06	0,858	0,560	0,480	3,50	-0,20
	1,08	0,874	0,550	0,481	3,50	-0,26
	1,10	0,890	0,543	0,483	3,50	-0,32
	1,12	0,907	0,534	0,484	3,50	-0,38
	1,14	0,923	0,525	0,485	3,50	-0,43

Проверка прочности сечения начинается с определения высоты сжатой зоны x по уравнению равновесия продольных сил:

$$X = \frac{A_{sf} f_{yd}}{\omega_s \alpha f_{cd} b d}. \quad (\text{D.3})$$

Далее по отношению $\xi = x/d$ устанавливается значение x , из таблицы Д.2 определяются коэффициенты α_m и η и производится расчет прочности по одной из формул:

$$M_{Ed} = \alpha_m \alpha_{fd} b d^2 — \text{по сжатому бетону} \quad (\text{Д.4})$$

или

$$M_{Rd} = A_{sf} f_{yd} \eta d \quad \text{— по растянутой арматуре.} \quad (\text{Д.5})$$

В случае, если рассчитанное по формуле (Д.3) значение коэффициента ξ попадает в область значений, где не выполняется условие $x > x_{\text{lim}}$, расчет допускается производить с некоторым запасом по формуле (Д.4) при $\alpha_m = \alpha_{m,\text{lim}}$.

Библиография

- [1] Строительные нормы
СН 528-80 Перечень единиц физических величин, подлежащих применению в строительстве.
- [2] Симвулиди И. А. Расчет инженерных конструкций на упругом основании. — М.: Высшая школа, 1978.