

Документ подписан простой электронной подписью

Информация о владельце:

ФИО: Шебзухов Тимур Александрович

Должность: Директор Пятигорского института (филиал) Северо-Кавказского
федерального университета

Дата подписания: 22.05.2024 10:20:36

Уникальный программный ключ:

d74ce93cd40e39275c3ba2f58486412a1c8ef96f

МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ АВТОНОМНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ
УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«СЕВЕРО-КАВКАЗСКИЙ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Пятигорский институт (филиал) СКФУ

Методические указания
по выполнению практических работ
по дисциплине «Конструкции городских зданий и сооружений (основания и фундаменты,
металлические конструкции)»
для студентов направления подготовки 08.03.01 Строительство

Содержание

Введение

Практическое занятие №1

Практическое занятие №2

Введение

В дисциплине «Конструкции городских зданий и сооружений (основания и фундаменты, металлические конструкции)» рассматривают типичные элементы конструкций: брус, пластинка, оболочка. Внешние нагрузки, действующие на элементы сооружений, подразделяют на сосредоточенные и распределенные, статические и динамические. Все реальные силы - это силы, распределенные по некоторой площади или объему. Однако распределенную нагрузку на небольшой площади, размеры которой очень малы по сравнению с размерами всего элемента, можно заменить сосредоточенной равнодействующей, силой, что упростит расчет. Распределенные нагрузки имеют единицы силы, отнесенной к единице длины, или к единице поверхности или объема.

При воздействии статических нагрузок на конструкцию все ее части находятся в равновесии; ускорения элементов конструкции отсутствуют или настолько малы, что ими можно пренебречь. Если же эти ускорения значительны, т. е. изменение скорости элементов машины происходит за сравнительно небольшой период времени, то мы имеем дело с приложением динамических нагрузок. Примерами таких нагрузок могут служить внезапно приложенные нагрузки, ударные и повторно-переменные. Действие таких нагрузок сопровождается возникновением колебаний конструкций или сооружений. Вследствие изменения скорости колеблющихся масс возникают силы инерции, пропорциональные (согласно второму закону Ньютона) колеблющимся массам и ускорениям.

Методы расчета элементов конструкций излагаются на основе следующих упрощений и допущений: материал тела имеет сплошное (непрерывное) строение, т. е. не принимается во внимание дискретная атомистическая структура вещества; материал тела однороден, т. е. обладает во всех точках одинаковыми свойствами; материал тела изотропен, т. е. обладает во всех направлениях одинаковыми свойствами; в теле до приложения нагрузки нет внутренних (начальных) усилий; результат воздействия на тело системы сил равен сумме результатов воздействия тех же сил, прилагаемых к телу последовательно и в любом порядке.

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ №1

Тема 1 «Расчет фундаментов мелкого заложения»

Цель работы: научиться рассчитывать фундамент мелкого заложения.

Знание: основные законы естественнонаучных дисциплин; методы математического анализа и моделирования, теоретического и экспериментального исследования

Умение: применять методы расчета элементов конструкций на прочность, жесткость и устойчивость при статических нагрузках; проводить анализ напряжённого и деформированного состояния в точке

Формируемые компетенции или их части

Код	Формулировка:
ПК-3	Способен проводить расчетное обоснование и конструирование строительных конструкций зданий и сооружений промышленного и гражданского назначения

Актуальность темы: заключается в приобретении практических навыков расчёта конструкций.

Теоретическая часть: Расчет ФМЗ начинают с предварительного выбора его конструкции и основных размеров (это глубина заложения фундамента и размер его подошвы). Далее производят расчет по двум предельным состояниям:

I – Расчет по прочности (устойчивость)

II – Расчет по деформациям, которые являются основным и обязательным для всех ФМЗ.

Расчет по I группе предельных состояний является дополнительным и производится в одном из следующих случаев:

- если сооружение расположено на откосе (склоне) или вблизи него;
- если на основание передаются значительные по величине горизонтальные нагрузки;
- если в основании залегают очень слабые грунты (или текучие и текучепластичные глинистые грунты и т.п.), обладающие малому сопротивлению сдвигу;
- если в основании залегают наоборот, очень прочные – скальные грунты.

Установив окончательные размеры фундамента, удовлетворяющие двум группам предельного состояния, переходят к его конструированию (курс ЖБК).

Вопросы и задания

Вопросы для самоконтроля

1. Как производится выбор вариантов фундаментов?
2. Назовите основные принципы расчета фундаментов по предельным состояниям.
3. Как определяются размеры подошвы фундаментов?

Какие методы расчета осадок применяются при проектировании фундаментов? Чем они отличаются друг от друга?

4. Какие факторы влияют на величину осадки?

Задания (доклад)

1. Оценка грунтовых условий (заключение по стройплощадке)
2. Расчет и проектирование фундаментов мелкого заложения на естественном основании
3. Глубина заложения фундамента
4. Определение размеров подошвы фундамента

Список литературы.

1. Основная литература

1. Барменкова Е.В. Расчет системы здание - фундамент - основание с использованием модели двухслойной балки на упругом основании винклеровского типа [Электронный ресурс]: учебное пособие/ Барменкова Е.В.— Электрон. текстовые данные.— М.: Московский государственный строительный университет, Ай Пи Эр

Медиа, ЭБС АСВ, 2015.— 35 с.— Режим доступа: <http://www.iprbookshop.ru/40439>.— ЭБС «IPRbooks», по паролю

2. Основания и фундаменты [Электронный ресурс]: методическое пособие к выполнению курсового проектирования для студентов по направлению подготовки 270800.62 «Строительство» профиль («Промышленное и гражданское строительство»)/ — Электрон. текстовые данные.— Черкесск: Северо-Кавказская государственная гуманитарно-технологическая академия, 2014.— 97 с.— Режим доступа: <http://www.iprbookshop.ru/27214>.— ЭБС «IPRbooks», по паролю

2. Дополнительная литература:

1. Черныш А.С. Расчет оснований и фундаментов [Электронный ресурс]: учебное пособие/ Черныш А.С., Калачук Т.Г., Куликов Г.В.— Электрон. текстовые данные.— Белгород: Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова, ЭБС АСВ, 2014.— 83 с.— Режим доступа: <http://www.iprbookshop.ru/28392>.— ЭБС «IPRbooks», по паролю

2. Алексеев С.И. Механика грунтов, основания и фундаменты [Электронный ресурс]: учебное пособие/ Алексеев С.И., Алексеев П.С.— Электрон. текстовые данные.— М.: Учебно-методический центр по образованию на железнодорожном транспорте, 2014.— 332 с.— Режим доступа: <http://www.iprbookshop.ru/45278>.— ЭБС «IPRbooks», по паролю

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ №2

Тема 2 «Проектирование котлованов»

Цель работы: научиться проектировать котлованы, соблюдая все условия.

Знание: основные законы естественнонаучных дисциплин; методы математического анализа и моделирования, теоретического и экспериментального исследования

Умение: применять методы расчета элементов конструкций на прочность, жесткость и устойчивость при статических нагрузках; проводить анализ напряжённого и деформированного состояния в точке

Формируемые компетенции или их части

Код	Формулировка:
ПК-3	Способен проводить расчетное обоснование и конструирование строительных конструкций зданий и сооружений промышленного и гражданского назначения

Актуальность темы: Актуальность работы заключается в приобретении практических навыков расчёта конструкций.

Теоретическая часть: При проектировании котлованов и траншей, устраиваемых в непосредственной близости и ниже уровня заложения существующих сооружений, необходима разработка мероприятий против осадки и деформации этих сооружений. К этим мероприятиям относятся:

- забивка шпунтовой стенки, ограждающей основание существующего здания;
- закрепление грунтов основания силикатизацией или цементацией;
- заглубление подошвы существующего фундамента ниже дна проектируемого котлована путем подводки под него нового фундамента.

Выбор типа мероприятий зависит от геологических и гидрогеологических условий, величины заглубления и других местных условий и проводится на основе технико-экономического сравнения вариантов.

В зависимости от свойств грунта, глубины выработки и наличия подземных вод

котлованы устраивают с откосными или вертикальными стенками. В маловлажных грунтах природного сложения допускается устройство котлованов и траншей с вертикальными стенками без креплений, если они оставляются открытыми на непродолжительный срок. При отсутствии вблизи будущего котлована или траншеи существующих фундаментов глубина выемки с вертикальным откосом (в зависимости от грунтов) не должна превышать следующих величин, м:

- в дресвяном, гравийном, песчаном грунтах и супесях пластичных 1;
- в супесях твердых, суглинках и глинах мягкопластичных 1,25;
- в суглинках и глинах тугопластичных 1,5;
- в суглинках и глинах полутвердых 2;
- в суглинках и глинах твердых 3.

При большей глубине выемки необходимо предусматривать крепление стенок котлована или разрабатывать выемку с откосными стенками.

При наличии подземных вод выше отметки дна котлована в проекте должны предусматриваться мероприятия по защите котлована от притока этих вод. К этим мероприятиям относятся:

- устройство открытого водоотлива;
- искусственное понижение уровня подземных вод (глубинный водоотлив);
- устройство противофильтрационной завесы;
- замораживание грунтов;
- применение шпунтового ограждения.

Вопросы и задания

Вопросы для самоконтроля

1. Какова последовательность расчета фундаментов мелкого заложения?
2. Какие методы гидроизоляции подвалов применяются в зависимости от уровня грунтовых вод?
3. От чего зависит и как определяется глубина заложения фундаментов?
4. Что такое расчетное сопротивление грунта основания? От каких характеристик грунтов зависит эта величина?

Задания (доклад)

1. Определение размеров котлована для здания
2. Расчет объемов грунта срезаемого растительного слоя при сооружении котлована
3. Расчет объемов грунта разрабатываемого в котловане экскаватором
4. Расчет объемов грунта при зачистке дна котлована
5. Расчет объемов грунта при выполнении траншей для въезда в котлован
6. Расчет объемов земельных работ по обратной засыпке выемок сбоку от периметра фундаментов

Список литературы.

1. Основная литература

1. Барменкова Е.В. Расчет системы здание - фундамент - основание с использованием модели двухслойной балки на упругом основании винклеровского типа [Электронный ресурс]: учебное пособие/ Барменкова Е.В.— Электрон. текстовые данные.— М.: Московский государственный строительный университет, Ай Пи Эр Медиа, ЭБС АСВ, 2015.— 35 с.— Режим доступа: <http://www.iprbookshop.ru/40439>.— ЭБС

«IPRbooks», по паролю

2. Основания и фундаменты [Электронный ресурс]: методическое пособие к выполнению курсового проектирования для студентов по направлению подготовки 270800.62 «Строительство» профиль («Промышленное и гражданское строительство»)/ — Электрон. текстовые данные.— Черкесск: Северо-Кавказская государственная гуманитарно-технологическая академия, 2014.— 97 с.— Режим доступа: <http://www.iprbookshop.ru/27214>.— ЭБС «IPRbooks», по паролю

2. Дополнительная литература:

1. Черныш А.С. Расчет оснований и фундаментов [Электронный ресурс]: учебное пособие/ Черныш А.С., Калачук Т.Г., Куликов Г.В.— Электрон. текстовые данные.— Белгород: Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова, ЭБС АСВ, 2014.— 83 с.— Режим доступа: <http://www.iprbookshop.ru/28392>.— ЭБС «IPRbooks», по паролю

2. Алексеев С.И. Механика грунтов, основания и фундаменты [Электронный ресурс]: учебное пособие/ Алексеев С.И., Алексеев П.С.— Электрон. текстовые данные.— М.: Учебно-методический центр по образованию на железнодорожном транспорте, 2014.— 332 с.— Режим доступа: <http://www.iprbookshop.ru/45278>.— ЭБС «IPRbooks», по паролю

МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ АВТОНОМНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ
УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«СЕВЕРО-КАВКАЗСКИЙ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Пятигорский институт (филиал) СКФУ

Методические указания
по организации лабораторных работ
по дисциплине «Конструкции городских зданий и сооружений (основания и фундаменты,
металлические конструкции)»
для студентов направления подготовки 08.03.01 Строительство

Содержание

Введение

Лабораторная работа №1

Введение

Совершенствование и ускорение строительного производства, подъем его на качественно новый уровень возможны исключительно только за счет индустриализации и комплексной механизации основных трудоемких работ с конечной целью полного исключения ручного труда. Широкое внедрение комплексной механизации способствует сокращению сроков строительства и его себестоимости, повышению производительности труда. В свою очередь, комплексная механизация невозможна без насыщения строительства необходимым количеством высокопроизводительных машин и оборудования.

За последние несколько лет появились признаки возрождения отечественного машиностроения, произошло определенное обновление номенклатуры выпускаемого оборудования, которое стало более современным и менее энергоемким, появились новые предприятия. Большое количество техники стали производить совместно с зарубежными партнерами по новым технологиям с учетом новых требований.

Представленное издание позволит будущим специалистам научиться осуществлять подбор необходимого комплекта машин и оборудования для механизации строительных процессов.

Лабораторная работа №1
Тема 3 «Расчет фундаментов мелко заложения»

Цель работы: изучение основных положений технического нормирования, ознакомление с принципами формирования норм, отработка навыков использования нормативно-справочной литературы.

3.1. Определение расчетного сопротивления, осадок оснований и крена фундаментов

Целью расчета оснований по деформациям является ограничение абсолютных или относительных перемещений такими пределами, при которых гарантируется нормальная эксплуатация сооружения и не снижается его долговечность (вследствие появления недопустимых общих и неравномерных осадок, подъемов, кренов, изменений проектных уровней и положений конструкций, расстройств их соединений и т.п.) [4].

Деформации и перемещения основания подразделяются на: осадки, просадки, подъемы и осадки, оседания, горизонтальные перемещения и провалы.

В зависимости от причин возникновения деформации основания разделены на два вида:

первый - деформации от внешней нагрузки на основание;

второй - деформации, не связанные с внешней нагрузкой на основание и проявляющиеся в виде вертикальных и горизонтальных перемещений поверхности основания.

По чувствительности к деформациям оснований сооружения рекомендуется подразделять на жесткие, ограниченно жесткие, гибкие (нежесткие) и разной жесткости.

К сооружениям с жесткой конструктивной схемой относят сооружения, конструкции которых специально приспособлены к восприятию усилий от деформации оснований, в том числе за счет мероприятий. К жестким следует относить неизгибаемые сооружения с большой вертикальной жесткостью и неизменяемой поверхностью основания в плоскости подошвы фундамента: башни, трубы, элеваторы, домны, опоры мостов, силосные корпуса, высотные (более 10 этажей) здания башенного типа ($L/B \geq 2$) и др. Деформации таких сооружений допускается считать равномерными и оценивать их абсолютной средней осадкой и креном (наклоном) сооружения $s_{m.i}$. К числу зданий и сооружений с жесткой конструктивной схемой также относятся: здания панельные, блочные и кирпичные, в которых междуэтажные перекрытия опираются по всему контуру на поперечные и продольные стены или только на поперечные несущие стены при малом их шаге.

К ограниченно жестким рекомендуется относить изгибаемые протяженные сооружения, выравнивающие деформации оснований (в пределах допустимых значений) за счет перераспределения усилий в конструкциях: здания и сооружения с рамными и неразрезными железобетонными конструкциями, с несущими продольными и поперечными стенами, с диафрагмами и дисками жесткости в виде железобетонных перекрытий (кирпичные, блочные, крупноблочные, панельные здания и др.).

К гибким (нежестким) сооружениям, как правило, следует относить изгибаемые протяженные объекты, следующие за осадками основания, в конструкциях которых дополнительные усилия и напряжения не возникают: насыпи, малоэтажные здания с осадочными швами, здания с разрезными каркасами, эстакады, галереи и др.

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).

Расчет оснований по деформациям производят исходя из условия

$$s \leq s_u,$$

где s - осадка основания фундамента (совместная деформация основания и сооружения);

s_u - предельное значение осадки основания фундамента (совместной деформации основания и сооружения).

Предельные значения деформаций оснований допускается принимать согласно табл. 3.1.

Значение γ'_c применяется к сооружениям, возводимым на отдельно стоящих фундаментах на естественном (искусственном) основании или на свайных фундаментах с отдельно стоящими ростверками (ленточные, столбчатые и т.п.). Значение $\frac{E_s}{E_f} \geq 0,8$ $\gamma'_c = 0,7$;

основания фундаментов применяется к сооружениям, возводимым на едином монолитном железобетонном фундаменте неразрезной конструкции (перекрестные ленточные и плитные фундаменты на естественном или искусственном основании, свайные фундаменты с плитным ростверком, плитно-свайные фундаменты и т.п.). Предельные значения относительного прогиба зданий, указанные в позиции 3 табл. 3.1, принимают равными $0,5(\square s/L)$, а относительного выгиба - $0,25(\square s/L)$ и. При определении относительной разности осадок $(\square s/L)$ в позиции 8 табл. 3.1 за L принимают расстояние между осями блоков фундаментов в направлении горизонтальных нагрузок.

Если основание сложено горизонтальными (с уклоном не более 0,1), выдержанными по толщине слоями грунтов, предельные значения максимальных и средних осадок допускается увеличивать на 20 %.

Предельные значения подъема основания, сложенного набухающими грунтами, допускается принимать: максимальный и средний подъем в размере 25 % и относительную разность осадок в размере 50 % соответствующих предельных значений деформаций, приведенных в настоящем приложении, а относительный выгиб - в размере $0,25(\square s/L)$ и.

Таблица 3.1

Предельные деформации основания фундаментов объектов нового строительства

Сооружения	Предельные деформации основания фундаментом		
	Относительная разность осадок $(\square s/L)$ и	Крен и	Максимальная $E_d = \gamma'_c E_{p,d}$, или средняя $E_{p,d} = Q_g \operatorname{tg}(\alpha + \phi_{I,II}) + \frac{c_{I,II} \operatorname{Acc}}{\cos(\alpha + \phi_{I,II})}$ осадка, см
1 Производственные и гражданские одноэтажные и многоэтажные здания с полным каркасом: железобетонным то же, с устройством железобетонных поясов или монолитных перекрытий, а также здания монолитной конструкции стальным то же, с устройством железобетонных поясов или монолитных перекрытий	0,002	-	10
	0,003	-	15
	0,004	-	15
	0,005	-	18
2 Здания и сооружения, в конструкциях которых не возникают усилия от неравномерных осадок	0,006	-	20
3 Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами из: крупных панелей крупных блоков или кирпичной кладки без армирования то же, с армированием, в том числе с устройством железобетонных поясов или	0,0016	-	12
	0,0020	-	12
	0,0024	-	18

монолитных перекрытий, а также здания монолитной конструкции			
4 Сооружения элеваторов из железобетонных конструкций:			
рабочее здание и силосный корпус монолитной конструкции на одной фундаментной плите	-	0,003	40
то же, сборной конструкции	-	0,003	30
отдельно стоящий силосный корпус монолитной конструкции	"	0,004	40
то же, сборной конструкции	-	0,004	30
5 Дымовые трубы высотой Н, м:			
Н ≤ 100	-	0,005	40
100 < Н ≤ 200	-	1/(2Н)	30
200 < Н ≤ 300	-	1/(2Н)	20
Н > 300	-	1/(2Н)	10
6 Жесткие сооружения высотой до 100 м, кроме указанных в позициях 4 и 5	-	0,004	20
7 Антенные сооружения связи:			
стволы мачт заземленные	-	0,002	20
то же, электрически изолированные	-	0,001	10
башни радио	0,002	-	-
башни коротковолновых радиостанций	0,0025	-	-
башни (отдельные блоки)	0,001	-	-
8 Опоры воздушных линий электропередачи:			
промежуточные прямые	0,003	-	-
анкерные и анкерно-угловые, промежуточные	0,0025	-	-
угловые, концевые, порталы открытых распределительных устройств			
специальные переходные	0,002	-	-

В проектах сооружений, расчетная осадка которых превышает 8 см, следует, как правило, предусматривать соответствующий строительный подъем сооружения, а также мероприятия, не допускающие изменений проектных уклонов вводов и выпусков инженерных коммуникаций.

Расчет деформаций основания допускается не выполнять, если среднее давление под фундаментами не превышает расчетное сопротивление грунтов основания и выполняется одно из условий:

- степень изменчивости сжимаемости основания меньше предельной, степень изменчивости сжимаемости основания $\square \square$ определяют отношением наибольшего значения приведенного по глубине модуля деформации грунтов основания в пределах плана сооружения к его наименьшему значению;
- инженерно-геологические условия площадки строительства соответствуют области применения типового проекта;
- грунтовые условия площадки строительства сооружений, перечисленных в табл. 3.2, относятся к одному из указанных вариантов.

Таблица 3.2

Критерии допустимости применения типовых проектов

Сооружения	Варианты грунтовых условий
1. Производственные здания Одноэтажные с несущими конструкциями, малочувствительными к неравномерным осадкам (например, стальной или	Крупнообломочные грунты при содержании заполнителя менее 40 % Пески любой крупности, кроме пылеватых,

железобетонный каркас на отдельных фундаментах при шарнирном опирании ферм, ригелей), и с мостовыми кранами грузоподъемностью до 50 т включительно Многоэтажные до 6 этажей включительно с сеткой колонн не более 6×9 м 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: а) протяженные многосекционные высотой до 9 этажей включительно; б) несблокированные башенного типа высотой до 14 этажей включительно	плотные и средней плотности Пески любой крупности, только плотные Пески пылеватые при коэффициенте пористости $e \leq 0,65$ Супеси при $e \leq 0,65$, суглинки при $e \leq 0,85$ и глины при $e \leq 0,95$, если диапазон изменения коэффициента пористости этих грунтов на площадке не превышает 0,2, а $IL \leq 0,5$ Пески, кроме пылеватых, при $e \leq 0,7$ в сочетании с глинистыми грунтами при $e < 0,5$ и $IL < 0,5$ независимо от порядка их залегания
---	--

ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНОГО СОПРОТИВЛЕНИЯ ГРУНТА ОСНОВАНИЯ [4]. При расчете деформаций основания фундаментов с использованием расчетных схем в виде линейно деформируемого полупространства с условным ограничением глубины сжимаемой толщи H_c и, среднее давление под подошвой фундамента p не должно превышать расчетного сопротивления грунта основания R , определяемого по формуле

$$R = \frac{\gamma_{cs}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}], \quad (3.1)$$

где γ_{c1} и γ_{c2} - коэффициенты условий работы, принимаемые по табл. 3.3; k - коэффициент, принимаемый равным единице, если прочностные характеристики грунта (γ_{II} и c_{II}) определены непосредственными испытаниями, и $k = 1,1$, если они приняты по таблицам; M_{γ} , M_q , M_c - коэффициенты, принимаемые по табл. 3.4; k_z - коэффициент, принимаемый равным единице при $b < 10$ м; $k_z = z_0/b + 0,2$ при $b \leq 10$ м (здесь $z_0 = 8$ м); b - ширина подошвы фундамента, м (при бетонной или щебеночной подготовке толщиной h_n допускается увеличивать b на $2h_n$); γ_{II} - осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды), кН/м³; γ'_{II} - то же, для грунтов, залегающих выше подошвы фундамента, кН/м³; c_{II} - расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа; d_b - глубина подвала, расстояние от уровня планировки до пола подвала, м (для сооружений с подвалом глубиной свыше 2 м принимают равным 2 м); d_1 - глубина заложения фундаментов, м, бесподвальных сооружений от уровня планировки или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала, определяемая по формуле

$$d_1 = h_s + h_{cf} \gamma_{cf} / \gamma'_{II}, \quad (3.2)$$

здесь h_s - толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала, м; h_{cf} - толщина конструкции пола подвала, м; γ_{cf} - расчетное значение удельного веса конструкции пола подвала, кН/м³. Если $d_1 > d$ (d - глубина заложения фундамента от уровня планировки), в формуле (3.1) принимают $d_1 = d$ и $d_b = 0$. При плитных фундаментах за d_1 принимают наименьшую глубину от подошвы плиты до уровня планировки.

Таблица 3.3

Значения коэффициентов условий работы φ_{c1} и φ_{c2}

Грунты	Коэффициент φ_{c1}	Коэффициент φ_{c2} для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения или его отсека к высоте L/H, равном	
		4 и более	1,5 и менее
Крупнообломочные с песчаным заполнителем и пески, кроме мелких и пылеватых	1,4	1,2	1,4
Пески мелкие	1,3	1,1	1,3
Пески пылеватые: маловлажные и влажные насыщенные водой	1,25	1,0	1,2
	1,1	1,0	1,2
Глинистые, а также крупнообломочные с глинистым заполнителем с показателем текучести грунта или заполнителя $IL \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1
То же, при $0,25 < IL \leq 0,5$	1,2	1,0	1,1
То же, при $IL > 0,5$	1,1	1,0	1,0
Для рыхлых песков $\varphi_{c1} = \varphi_{c2} = 1$. Для зданий с гибкой конструктивной схемой $\varphi_{c2} = 1$.			

Таблица 3.4

Значения коэффициентов M_{φ} , M_q , M_c

Угол внутреннего трения φ_{II} , град.	Коэффициенты			Угол внутреннего трения φ_{II} , град.	Коэффициенты		
	M_{φ}	M_q	M_c		M_{φ}	M_q	M_c
0	0	1,00	3,14	23	0,66	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

Расчетные значения σ_{II} , c_{II} и σ_{II} устанавливают при доверительной вероятности α , принимаемой для расчетов по II предельному состоянию равной 0,85. Указанные характеристики определяют для слоя грунта толщиной z ниже подошвы фундамента: $z = b/2$ при $b < 10$ м и $z = z_1 + 0,1b$ при $b \geq 10$ м (здесь $z_1 = 4$ м). Если толща грунтов, расположенных ниже подошвы фундаментов или выше ее, неоднородна по глубине, то принимают средневзвешенные значения ее характеристик.

Расчетные значения удельного веса грунтов и материала пола подвала, входящие в формулу (3.1) допускается принимать равными нормативным значениям. Удельный вес грунтов, залегающих ниже уровня подземных вод, должен приниматься с учетом взвешивающего действия воды при коэффициент фильтрации слоя грунта больше $1 \cdot 10^{-5}$ м/сут и $IL > 0,25$ (для глинистых грунтов). При расположении ниже уровня грунтовых вод слоя грунта с коэффициентом фильтрации менее $1 \cdot 10^{-5}$ м/сут и $IL > 0,25$ (для глинистых грунтов) его удельный вес принимается без учета взвешивающего действия воды, для определения σ_{zg} в этом слое и ниже его следует учитывать давление столба воды, расположенного выше этого слоя.

Формулу (3.1) допускается применять при любой форме фундамента, если его подошва имеет форму круга или правильного многоугольника площадью A , значение b принимают равным $\sqrt{A}$.

Определение расчетного сопротивления оснований R , сложенных рыхлыми песками, должно выполняться на основе специальных исследований. Значение R , найденное для рыхлых песков по формуле (3.1) при $\sigma_{c1} = 1$ и $\sigma_{c2} = 1$, должно уточняться по результатам испытаний штампа (не менее трех). Размеры и форма штампа должны быть близкими к форме и размерам проектируемого фундамента, но не менее 0,5 м². Значение R вычисляют на глубине заложения фундамента, определяемой от уровня планировки. Расчетное сопротивление R основания, сложенного крупнообломочными грунтами, вычисляют по формуле (3.1) на основе результатов непосредственных определений прочностных характеристик грунтов. Если содержание заполнителя превышает 40 %, значение R допускается определять по характеристикам заполнителя.

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

При наличии в пределах сжимаемой толщи основания на глубине z от подошвы фундамента слоя грунта меньшей прочности, чем прочность грунта вышележащих слоев, размеры фундамента должны назначаться такими, чтобы для суммарного напряжения σ_z обеспечивалось условие $\sigma_z = (\sigma_{zp} - \sigma_{z\sigma}) + \sigma_{zg} \leq R_z$, где σ_{zp} , $\sigma_{z\sigma}$ и σ_{zg} - вертикальные напряжения в грунте на глубине z от подошвы фундамента, кПа; R_z - расчетное сопротивление грунта пониженной прочности, кПа, на глубине z , вычисленное по формуле (3.1) для условного фундамента шириной b_z , м, равной $b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a$, где $A_z = N / \sigma_{zp}$; $a = (l - b) / 2$, здесь N - вертикальная нагрузка на основание от фундамента; l и b - длина и ширина фундамента.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСАДКИ ОСНОВАНИЯ ФУНДАМЕНТОВ. Осадку основания фундамента s , см, с использованием расчетной схемы в виде линейно деформируемого полупространства определяют методом послойного суммирования по формуле

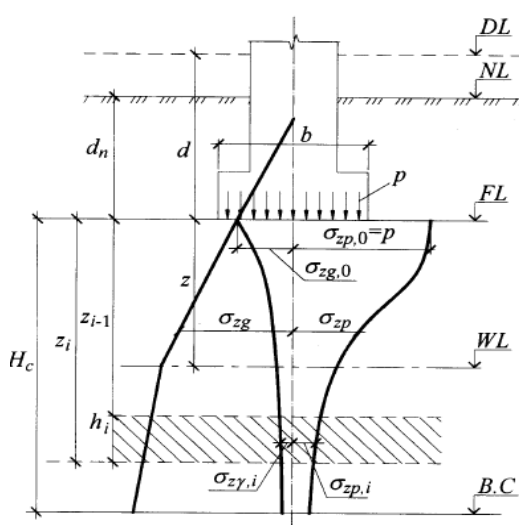
$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{zy,i}) h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zy,i} h_i}{E_{s,i}}, \quad (3.3)$$

где β - безразмерный коэффициент, равный 0,8; $\sigma_{zp,i}$ - среднее значение вертикального нормального напряжения (далее - вертикальное напряжение) от внешней нагрузки в i -м

слое грунта по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента, кПа; h_i - толщина i -го слоя грунта, см, принимаемая не более 0,4 ширины фундамента; E_i - модуль деформации i -го слоя грунта по ветви первичного нагружения, кПа; $\sigma_{z,i}$ - среднее значение вертикального напряжения в i -м слое грунта по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента, от собственного веса выбранного при отрывке котлована грунта, кПа; $E_{e,i}$ - модуль деформации i -го слоя грунта по ветви вторичного нагружения (при отсутствии опытных определений модуля деформации $E_{e,i}$ для сооружений II и III уровней ответственности допускается принимать $E_{e,i} = 5E_i$), кПа; p - число слоев, на которые разбита сжимаемая толща.

Распределение вертикальных напряжений по глубине основания принимают в соответствии со схемой, приведенной на рис. 3.1. Средние значения напряжений $\sigma_{zp,i}$ и $\sigma_{zg,i}$ в i -м слое грунта допускается вычислять как полусумму соответствующих напряжений на верхней z_{i-1} и нижней z_i границах слоя.

При возведении сооружения в отрываемом котловане следует различать три следующих значения вертикальных напряжений: σ_{zg} - от собственного веса грунта до начала строительства; σ_{zu} - после отрывки котлована; σ_z - после возведения сооружения.



Условные обозначения:

DL - отметка планировки; NL - отметка поверхности природного рельефа; FL - отметка подошвы фундамента; WL - уровень подземных вод; B,C - нижняя граница сжимаемой толщи; d и d_n - глубина заложения фундамента соответственно от уровня планировки и поверхности природного рельефа; b - ширина фундамента; p - среднее давление под подошвой фундамента; σ_{zg} и $\sigma_{zg,0}$ - вертикальное напряжение от собственного веса грунта на глубине z от подошвы фундамента и на уровне подошвы; σ_{zp} и $\sigma_{zp,0}$ - вертикальное напряжение от внешней нагрузки на глубине z от подошвы фундамента и на уровне подошвы; $\sigma_{z,i}$ - вертикальное напряжение от собственного веса вынутого в котловане грунта в середине i -го слоя на глубине z от подошвы фундамента; H_c - глубина сжимаемой толщи

Рис. 3.1. Схема распределения вертикальных напряжений в линейно-деформируемом полупространстве

При определении средней осадки основания фундамента $\bar{s}$ все величины в формуле (3.3) допускается определять для вертикали, проходящей через точку, лежащую посередине между центром и углом (для прямоугольных фундаментов) или на расстоянии $r_c = (r_1 + r_2)/2$ от центра, где r_1 - внутренний, а r_2 - внешний радиус круглого или кольцевого фундамента (для круглого фундамента $r_1 = 0$).

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

$$\sigma_{zp} = \sigma_p, \quad (3.4)$$

где p - среднее давление под подошвой фундамента, кПа, α - коэффициент, принимаемый по табл. 3.5 в зависимости от относительной глубины β , равной $2z/b$; b - ширина или диаметр фундамента, l - длина фундамента. Для фундаментов, имеющих подошву в форме правильного многоугольника с площадью A , значения α принимают как для круглых фундаментов радиусом $r = \sqrt{A/\pi}$.

Таблица 3.5

Значения коэффициента α , принимаемого в зависимости от значения $\beta = z/b$

β	Коэффициент α для фундаментов							
	круглых	прямоугольных с соотношением сторон $\beta = l/b$, равным						ленточных ($\beta \geq 10$)
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
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	0,069	0,088	0,110	0,145	0,185
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,024	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

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

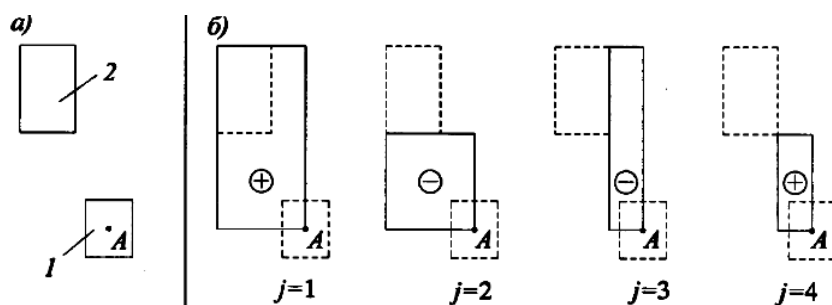


Рис. 3.2. Схема к определению вертикальных напряжений в основании рассчитываемого фундамента с учетом влияния соседнего фундамента методом угловых точек: а - схема расположения рассчитываемого 1 и влияющего фундамента 2; б - схема расположения фиктивных фундаментов с указанием знака напряжений $\sigma_{zp,cj}$ в формуле (3.6) под углом j -го фундамента

Нижнюю границу сжимаемой толщи основания принимают на глубине $z = H_c$, где выполняется условие $\sigma_{zp} = 0,5 \sigma_{zg}$. При этом глубина сжимаемой толщи не должна быть меньше $H_{гп}$, равной $b/2$ при $b \leq 10$ м, $(4 + 0,1b)$ при $10 < b \leq 60$ м и 10 м при $b > 60$ м. Если в пределах глубины H_c , найденной по указанным выше условиям, залегает слой грунта с модулем деформации $E > 100$ МПа, сжимаемую толщу допускается принимать до кровли этого грунта.

Если найденная по указанным выше условиям нижняя граница сжимаемой толщи находится в слое грунта с модулем деформации $E \leq 7$ МПа или такой слой залегает непосредственно ниже глубины $z = H_c$, то этот слой включают в сжимаемую толщу, а за H_c принимают минимальное из значений, соответствующих подошве слоя или глубине, где выполняется условие $\sigma_{zp} = 0,2 \sigma_{zg}$.

При расчете осадки различных точек плитного фундамента глубину сжимаемой толщи допускается принимать постоянной в пределах всего плана фундамента (при отсутствии в ее составе грунтов с модулем деформации $E > 100$ МПа).

Для предварительных расчетов деформаций основания фундаментов сооружений II и III уровней ответственности при среднем давлении под подошвой фундамента p , не превышающем расчетное сопротивление грунта R допускается применять расчетную схему в виде линейно деформируемого слоя, при соблюдении условий:

ширина (диаметр) фундамента $b \leq 10$ м;

среднее давление под подошвой фундамента p изменяется в пределах от 150 до 500 кПа;

глубина заложения фундамента от уровня планировки $d \leq 5$ м;

в основании фундамента залегают грунты с модулем деформации $E \leq 10$ МПа.

Расчет деформаций основания фундамента при среднем давлении под подошвой фундамента p , не превышающем расчетное сопротивление грунта R , следует выполнять, применяя расчетную схему в виде линейно деформируемого полупространства с условным ограничением глубины сжимаемой толщи H_c . Среднюю осадку основания фундамента $c_v^0 < 4$, см, с использованием расчетной схемы в виде линейно-деформируемого слоя (рис. 3.3), определяют по формуле

$$R = \sum_{i=1}^n (P_i \operatorname{tg} \phi_{1\Pi,i} + c_{1\Pi,i} A_i) + E_d + R_g, \quad (3.8)$$

где p - среднее давление под подошвой фундамента; b - ширина прямоугольного или диаметр круглого фундамента; k_c и k_t - коэффициенты, принимаемые по табл. 3.6 и 3.7; n - число слоев, различающихся по сжимаемости в пределах расчетной толщи слоя H , определяемой по формуле (3.9); k_i и k_{i-1} - коэффициенты, определяемые по табл. 3.8 в зависимости от формы фундамента, соотношения сторон прямоугольного фундамента и относительной глубины, на которой расположены подошва и кровля i -го слоя соответственно; E_i - модуль деформации i -го слоя грунта.

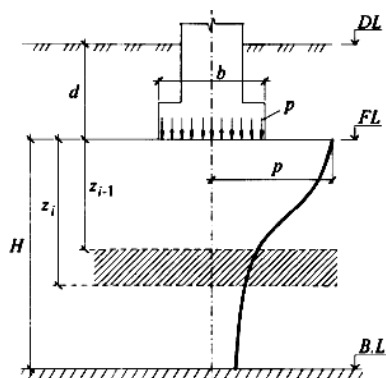


Рис. 3.3. Схема расчета осадок с использованием расчетной схемы основания в виде линейно-деформируемого слоя

Толщина линейно-деформируемого слоя H , м, вычисляется по формуле (рис. 3.3)

$$H = (H_0 + \alpha b)k_p, \quad (3.9)$$

где H_0 и α - принимаются соответственно равными для оснований, сложенных:

глинистыми грунтами 9 м и 0,15; песчаными грунтами - 6 м и 0,1; k_p - коэффициент, принимаемый равным: $k_p = 0,85$ при среднем давлении под подошвой фундамента $p = 150$ кПа; $k_p = 1,2$ при $p = 500$ кПа, а при промежуточных значениях - по интерполяции.

Таблица 3.6

Значения коэффициента k_s

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

Таблица 3.7

Значения коэффициента k_m

Коэффициент k_t при ширине фундамента b , м, равной		
$b < 10$	$10 \leq b \leq 15$	$b > 15$
1	1,35	1,5

Таблица 3.8

Значения коэффициента k

$\alpha = 2z/b$	Коэффициент k для фундаментов							
	круглы х	прямоугольных с соотношением сторон $\alpha = l/b$, равным						ленточных ($\alpha \leq 10$)
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
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	0,634	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	0,1981	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
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

Если основание сложено глинистыми и песчаными грунтами, значение H , м, определяется по формуле

$$H = H_s + hcl/3,$$

где H_s - толщина слоя, вычисленная по формуле (3.8) в предположении, что основание сложено только песчаными грунтами; hcl - суммарная толщина слоев глинистых грунтов в пределах от подошвы фундамента до глубины, равной Hcl - значению H , вычисленному по формуле (3.8) в предположении, что основание сложено только глинистыми грунтами.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ КРЕНА ФУНДАМЕНТА. Крен отдельных фундаментов или сооружений в целом должен вычисляться с учетом момента в уровне подошвы фундамента, влияния соседних фундаментов, нагрузок на прилегающие площади и неравномерности сжимаемости основания. Крен фундамента i при действии внецентренной нагрузки определяют по формуле

$$i = Dk_s \frac{Ne}{(a/2)^3},$$

где $D = \frac{1-v^2}{E} k_e$ - коэффициент, принимаемый по табл. 3.9; E и v - соответственно модуль деформации, кПа, и коэффициент поперечной деформации грунта основания (значение v принимают по табл. 3.10); в случае неоднородного основания значение D принимают средним в пределах сжимаемой толщи; N - вертикальная составляющая равнодействующей всех нагрузок на фундамент в уровне его подошвы, кН; e - эксцентриситет, м; a - диаметр круглого или сторона прямоугольного фундамента, м, в направлении которой действует момент; для фундамента с подошвой в форме правильного многоугольника площадью A принимают $a = 2\sqrt{A/\pi}$.

Таблица 3.9

Значения коэффициента k_e

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

Таблица 3.10

Значения коэффициента поперечной деформации v

Грунты	Коэффициент поперечной деформации v
--------	---------------------------------------

Крупнообломочные грунты		0,27
Пески и супеси		0,30 - 0,35
Суглинки		0,35 - 0,37
Глины при показателе текучести IL:	IL ≤ 0	0,20 - 0,30
	0 < IL ≤ 0,25	0,30 - 0,38
	0,25 < IL ≤ 1	0,38 - 0,45
Примечание - Меньшие значения v применяют при большей плотности грунта.		

Средние (в пределах сжимаемой толщи Нс) значения $\bar{D}$, кПа-1, определяют по формуле

$$\bar{D} = \sum_{i=1}^n A_i \frac{1 - v_i^2}{E_i} \sum_{i=1}^n A_i,$$

где A_i - площадь эпюры вертикальных напряжений от единичного давления под подошвой фундамента в пределах i-го слоя грунта. Допускается принимать $A_i = \pi z_{pi} h_i$; E_i , v_i , h_i - соответственно модуль деформации, МПа, коэффициент поперечной деформации и толщина i-го слоя грунта, см; Нс - сжимаемая толщина, см; n - число слоев, отличающихся значениями E и v в пределах сжимаемой толщи Нс.

Расчет кренов фундамента высотных зданий следует выполнять на основные сочетания постоянных, длительных и кратковременных (преимущественно ветровых) нагрузок. При этом величина крена должна складываться из двух составляющих: i_l - крен от действия постоянных и длительных нагрузок; i_s - крен от действия кратковременных нагрузок.

При определении величины i_l следует использовать расчетные значения модуля деформации грунта E, а при определении величины i_s следует использовать расчетные значения модуля упругости грунта E_e . Модуль упругости грунта может быть получен с помощью геофизических исследований, при их отсутствии допускается принимать $E_e = 5E$ для скальных грунтов и $E_e = 8E$ для нескальных грунтов.

В современных нормативных документах можно найти несколько расчетных методов для вычисления осадок зданий [8]:

метод послойного суммирования СНиП 2.02.01-83;

метод линейно-деформируемого слоя СНиП 2.02.01-83;

модификация метода послойного суммирования СП 50-101-2004;

метод расчета осадок свайных фундаментов СП 50-102-2003;

метод расчета осадок плитно-свайных фундаментов СП 50-102-2003.

Первые три метода основаны на одной и той же математике – решении задачи Буссинеска о силе, приложенной к границе упругого бесконечного полупространства. Казалось бы, общность математики должна приводить к близости решений. Но дело в том, что напрямую посчитать осадку по теории упругости не выйдет. И не только потому, что грунт работает нелинейно. По теории упругости деформации весьма медленно затухают с глубиной под фундаментом. Если просуммировать всю эпюру напряжений до центра Земли, мы получим совершенно нереальное значение. Поэтому все существующие методы ограничивают глубину сжимаемой толщи каким-нибудь способом. В методе послойного суммирования сжимаемая толщина ограничивается глубиной, на которой дополнительные напряжения от фундамента не превышают 20% от напряжений, вызванных собственным весом вышележающих слоев грунта. В методе линейно-деформируемого слоя глубина сжимаемой толщи слабо зависит от напряжений, а определяется, в основном, шириной фундамента. В СП 50-101-2004 и затем в СП 23.13330.2011 ввели новую модификацию метода послойного суммирования, устранив метод линейно-деформируемого слоя и изменив критерий ограничения сжимаемой толщи для широких фундаментов (50% вместо 20% напряжений от собственного веса). Стоит ли говорить, что это изменение кардинально влияет на величину осадки.

Методы расчета осадок свайных фундаментов СП 50-102-2003 основаны на следующем подходе: по полуэмпирической формуле рассчитывается осадка одной сваи, а затем по таблицам выполняется переход к осадкам группы свай. Не залезая в научные дебри,

следует сказать, что такой подход, по меньшей мере, дискуссионен. Как известно, одна свая работает, в основном, по боковой поверхности, когда же мы считаем осадки свайного куста или свайного поля, общепринятым является подход «условного фундамента», объединяющего все сваи по их нижнему концу. Между одной свайей и условным фундаментом в рамках всего свайного поля есть качественная, а не только количественная разница. Главная же особенность такого подхода к расчету осадок заключается в том, что на переходе от осадки одной сваи к осадке группы можно, кажется, насчитать любую величину осадки.

Лучше всего работает метод послойного суммирования – он врет в среднем «всего» на 30%. Осадки по другим методам в разы отличаются от наблюдений. На этом месте геотехникам следовало бы посыпать головы пеплом и попытаться найти другую профессию, признав, что такая точность сравнима с гаданием на кофейной гуще. Неужели современная наука ничего не может предложить для улучшения точности расчетов?

Попытаемся выяснить причину такой поразительно низкой точности прогнозов. Причина низкой точности инженерных методов на самом деле очень проста. Все, кто когда-нибудь изучал сопротивление материалов, знают, что даже у самого простого упругого материала, как минимум, две независимых характеристики работы (модуль упругости и коэффициент Пуассона). А у грунта (судя по геологическим отчетам) почему-то одна – только модуль деформации. Куда делась вторая характеристика? Оказывается, ее не определяют, а принимают по таблицам. Определив только одну деформационную характеристику работы грунта, мы надеемся получить высокую точность. Для исследования свойств грунта придуманы специальные приборы – стабилометры, позволяющие получить все нужные механические характеристики грунта, а для описания его работы созданы десятки различных нелинейных моделей механики грунтов, содержащих множество разных параметров. Но беда в том, что стабилометрические испытания выполняют редко, а традиционные для нашей практики изыскания ничего не предлагают нам, кроме одного модуля деформации. В этой ситуации использовать сложные нелинейные модели бессмысленно – все остальные параметры этих моделей придется выдумать [8].

3.2. Особенности проектирования оснований сооружений, возводимых на специфических грунтах и в особых условиях

3.2.1. Просадочные грунты

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

При невозможности замачивания просадочных грунтов расчетное сопротивление грунта основания R определяют по формуле (3.1) с использованием прочностных характеристик этих грунтов при установившейся влажности. При определении расчетного сопротивления грунта основания при возможности его замачивания до полного водонасыщения коэффициенты условий работы ψ_{c1} и ψ_{c2} принимают по табл. 3.3 как для глинистых грунтов с показателем текучести $IL > 0,5$, а при невозможности замачивания - с показателем текучести $IL \leq 0,5$.

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

$$s_{sl} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sl,i} h_i k_{sl,i}, \quad (3.10)$$

где $\varepsilon_{sl,i}$ - относительная просадочность i -го слоя грунта; h_i - толщина i -го слоя, см; $k_{sl,i}$ - коэффициент (при $b \leq 12$ м принимают равным единице для всех слоев грунта в пределах зоны просадки; при $b \leq 3$ м вычисляют по формуле $k_{sl,i} = 0,5 + 1,5(p - p_{sl,i})/p_0$, где p - среднее давление под подошвой фундамента, кПа; $p_{sl,i}$ - начальное просадочное давление

грунта i -го слоя, кПа; p_0 - давление, равное 100 кПа. При $3 \text{ м} < b < 12 \text{ м}$ $k_{sl,i}$ определяют интерполяцией. При определении просадки грунта от собственного веса следует принимать $k_{sl} = 1$ при $H_{sl} \leq 15 \text{ м}$ и $k_{sl} = 1,25$ при $H_{sl} \leq 20 \text{ м}$, при промежуточных значениях H_{sl} коэффициент k_{sl} определяют интерполяцией); n - число слоев, на которое разбита зона просадки h_{sl} .

Толщину зоны просадки грунта h_{sl} принимают равной (рис. 3.4):

толщине верхней зоны просадочной толщи $h_{sl,p}$ при определении просадки грунта от внешней нагрузки $s_{sl,p}$, при этом нижняя граница указанной зоны соответствует глубине, где $\sigma_z = \sigma_{zp} + \sigma_{zg} = p_{sl}$ (рис. 3.4 а, б), или глубине, где значение σ_z минимально, если $\sigma_{z,min} > p_{sl}$ (рис. 3.4, в);

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

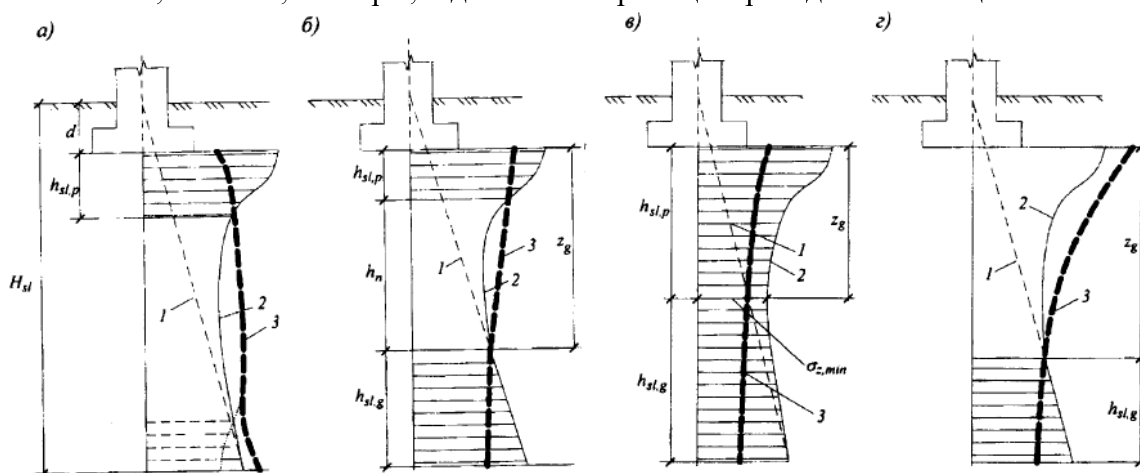


Рис. 3.4. Схемы к расчету просадок основания фундаментов: а - просадка от собственного веса $s_{sl,g}$ отсутствует (не превышает 5 см), возможна только просадка от внешней нагрузки $s_{sl,p}$ в верхней зоне просадки $h_{sl,p}$ (I тип грунтовых условий); б, в, г - возможна просадка от собственного веса $s_{sl,g}$ в нижней зоне просадки $h_{sl,g}$ начиная с глубины z_g (II тип грунтовых условий); б - верхняя и нижняя зоны просадки не сливаются, имеется нейтральная зона h_n ; в - верхняя и нижняя зоны просадки сливаются; г - просадка от внешней нагрузки отсутствует; 1 - вертикальные напряжения от собственного веса грунта σ_{zg} ; 2 - суммарные вертикальные напряжения от внешней нагрузки и собственного веса грунта $\sigma_z = \sigma_{zp} + \sigma_{zg}$; 3 - изменение с глубиной начального просадочного давления p_{sl} ; H_{sl} - толщина слоя просадочных грунтов (просадочная толща); d - глубина заложения фундамента

При отсутствии опытных определений начального просадочного давления суммирование производят до глубины, на которой относительная просадочность σ_{sl} от давления p_i равна 0,01.

Для расчета просадки грунта от нагрузки фундамента просадочную толщу разбивают на отдельные слои h_i в соответствии с литологическим разрезом и горизонтами определения $\sigma_{sl,i}$. При этом толщина слоев должна быть не более 2 м, а изменение суммарного напряжения в пределах каждого слоя не должно превышать 200 кПа.

При расчете просадок по формуле (3.10) учитывают только слои грунта, относительная просадочность которых при фактическом напряжении $\sigma_{sl} \leq 0,01$. Слои, в которых $\sigma_{sl} < 0,01$, исключают из рассмотрения. Указанные требования относятся и к расчету максимальной просадки грунта от собственного веса.

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

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

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

В случае невозможности замачивания основания в течение всего срока эксплуатации сооружения (с учетом его возможной реконструкции) просадочные свойства грунтов допускается не учитывать, однако в расчетах должны использоваться физико-механические характеристики грунтов, соответствующие установившейся влажности. Расчет просадки в грунтовых условиях I типа не производят, если в пределах всей просадочной толщи сумма вертикальных напряжений от внешней нагрузки и от собственного веса грунта не превышает начальное просадочное давление p_{sl} [4].

3.2.2. Набухающие грунты

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

$$h_{sw} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sw,i} h_i k_{sw,i} \quad (3.11)$$

где $\varepsilon_{sw,i}$ - относительное набухание грунта i -го слоя,; h_i - толщина i -го слоя грунта, см; $k_{sw,i}$ - коэффициент, в зависимости от суммарного вертикального напряжения $\sigma_{z,tot}$ на рассматриваемой глубине принимают равным 0,8 при $\sigma_{z,tot} = 50$ кПа и $k_{sw} = 0,6$ при $\sigma_{z,tot} = 300$ кПа, а при промежуточных значениях определяют интерполяцией; n - число слоев, на которое разбита зона набухания грунта.

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

$$\varepsilon_{sw} = k(w_{eq} - w_0)/(1 + e_0), \quad (3.12)$$

где k - коэффициент, определяемый опытным путем (при отсутствии опытных данных принимают равным 2); w_{eq} - конечная (установившаяся) влажность грунта, доли единицы; w_0 и e_0 - соответственно начальные значения влажности и коэффициента пористости грунта, доли единицы.

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

$$p_i = \sigma_w(z - z_i + 2\sigma_{tot,i}/\sigma_i), \quad (3.13)$$

где σ_w - удельный вес воды, кН/м³; z - расстояние от экранируемой поверхности до уровня подземных вод; z_i - глубина залегания рассматриваемого слоя, м; $\sigma_{tot,i}$ - суммарное напряжение в рассматриваемом i -м слое, кПа; σ_i - удельный вес грунта i -го слоя, кН/м³.

Значение $(w_{eq} - w_0)$ в формуле (3.12) при изменении водно-теплового режима определяют как разность между наибольшим (в период максимального увлажнения) и наименьшим (в период максимального подсыхания) значениями влажности грунта. Коэффициент пористости в этом случае принимают для влажности грунта, отвечающей периоду максимального подсыхания. Профиль влажности массива для случая максимального увлажнения и подсыхания определяют экспериментальным путем в полевых условиях. Суммарное вертикальное напряжение $\sigma_{z,tot}$, кПа, на глубине z от подошвы фундамента (рис. 3.5) определяют по формуле

$$\sigma_{z,tot} = \sigma_{zp} + \sigma_{zg} + \sigma_{z,ad}, \quad (3.14)$$

где σ_{zp} , σ_{zg} - вертикальные напряжения соответственно от нагрузки фундамента и от собственного веса грунта, кПа; $\sigma_{z,ad}$ - дополнительное вертикальное давление, кПа, вызванное влиянием веса неувлажненной части массива грунта за пределами площади замачивания, определяемое по формуле

$$\sigma_{z,ad} = k_g \sigma (d + z), \quad (3.15)$$

здесь k_g - коэффициент, принимаемый по табл. 3.11, σ - удельный вес грунта, кН/м³; $(d + z)$ - рис.3.5.

Нижнюю границу зоны набухания H_{sw} , см (рис. 3.5):

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

б) при экранировании поверхности и изменении водно-теплового режима определяют опытным путем (при отсутствии опытных данных принимают равной 5 м).
При наличии подземных вод нижнюю границу зоны набухания принимают на 3 м выше начального уровня подземных вод, но не ниже установленного в позиции а.

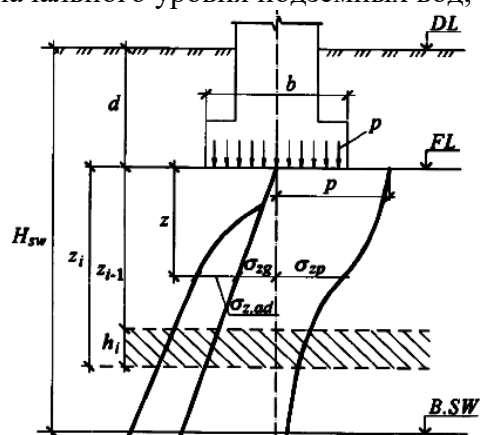


Рис. 3.5. Схема к расчету подъема основания при набухании грунта

Таблица 3.11

Значения коэффициента k_g

$(d + z)/B_w$	Коэффициент k_g при отношении длины к ширине замачиваемой площади 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

При проектировании заглубленных частей сооружений необходимо учитывать горизонтальное давление p_h , кПа, возникающее при набухании и усадке грунтов, которое определяют по формуле

$$p_h = \square_{cs} k_{sw} p_{max,h}, \quad (3.16)$$

где $\square_{cs}$ - коэффициент условий работы, равный 0,85; k_{sw} - коэффициент, зависящий от интенсивности набухания (табл. 3.12); $p_{max,h}$ - максимальное горизонтальное давление, определяемое в лабораторных условиях, кПа.

Таблица 3.12

Значения коэффициента k_{sw}

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

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

$$s_{sh} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sh,i} h_i k_{sh}, \quad (3.17)$$

где $\square_{sh,i}$ - относительная линейная усадка грунта i -го слоя,; h_i - толщина i -го слоя грунта, см; k_{sh} - коэффициент, принимаемый равным 1,3; n - число слоев, на которое разбита зона усадки грунта.

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

Нижнюю границу зоны усадки H_{sh} определяют экспериментальным путем, а при отсутствии опытных данных принимают равной 5 м.

При высыхании грунта в результате теплового воздействия технологических установок нижнюю границу зоны усадки H_{sh} определяют опытным путем или соответствующим расчетом [4].

3.2.3. Засоленные грунты

Расчет суффозионной осадки основания, сложенного глинистыми грунтами с легкорастворимыми солями и загипсованными песками, следует выполнять в пределах зоны, условно ограниченной глубиной сжимаемой толщи H_c , где выполняется условие $\alpha_{zp} = 0,5 \alpha_{zg}$.

При этом принимают, что в пределах сжимаемой толщи грунты подвергаются полному рассолению, т.е. степень выщелачивания α , определяемая по ГОСТ 12248, равна единице. При расчете суффозионных осадок оснований, сложенных загипсованными глинистыми грунтами, принимают, что:

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

суффозионные осадки основания происходят только в пределах выщелачиваемой зоны.

При расчете суффозионных осадок основания, сложенного загипсованными глинистыми грунтами, следует различать две схемы фильтрационного потока в основании фундамента (рис. 3.6).

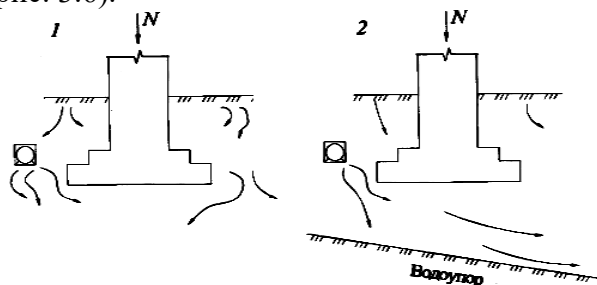


Рис. 3.6. Схемы замачивания фундаментов: 1 - вертикальная фильтрация; 2 - горизонтальная фильтрация в слое ограниченной толщины

При расчете суффозионных осадок основания по схеме 1 сначала следует определить состояние выщелачиваемой зоны H_l , т.е. ее длину и распределение в ней гипса в расчетный момент времени (например, через 5, 10 лет и так далее после начала эксплуатации сооружения). Для этого необходимо выделить слои с различным содержанием гипса (рис. 3.7). При этом начальное распределение гипса в грунте представляется в виде ступенчатой эпюры $d_0(z)$. Выделенные слои разбивают на более мелкие, толщиной 0,5 м, для которых производят расчет рассоления.

Если основание сложено однородным грунтом, то начальное содержание гипса принимают постоянным в пределах выщелачиваемой зоны $d_0(z) = \text{const}$, а вся зона разбивается на слои по 0,5 м. После разбивки на слои следует в каждом слое, начиная с верхнего, определить количество оставшегося в твердой фазе гипса в расчетный момент времени. Слой, в котором содержание гипса будет равно начальному, является нижней границей выщелачиваемой зоны H_l . Для нижележащих слоев расчет растворения гипса производить не следует.

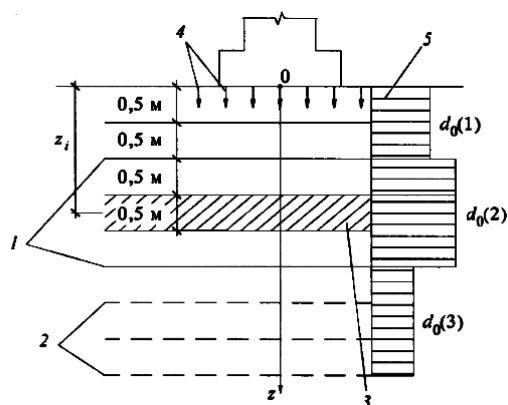


Рис. 3.7. Схема для расчета рассоления основания при вертикальной фильтрации 1 - границы слоев с различным содержанием гипса; 2 - границы расчетных слоев; 3 - расчетный слой; 4 - направление фильтрации; 5 - начальная эпюра относительного содержания гипса $d_0(z)$

При расчете суффозионных деформаций основания, сложенного загипсованными глинистыми грунтами, при фильтрации по схеме 1 (рис. 3.6) зона суффозионной осадки в основании фундамента ограничивается глубиной H_c , где суммарные вертикальные напряжения от нагрузки фундамента и собственного веса грунта равны начальному давлению суффозионного сжатия psf .

Если на расчетный момент времени $H_l \leq H_c$, расчет суффозионной осадки следует производить только в пределах выщелачиваемой зоны H_l . При $H_l > H_c$ расчет осадки необходимо выполнять в пределах сжимаемой толщи H_c (рис. 3.8).

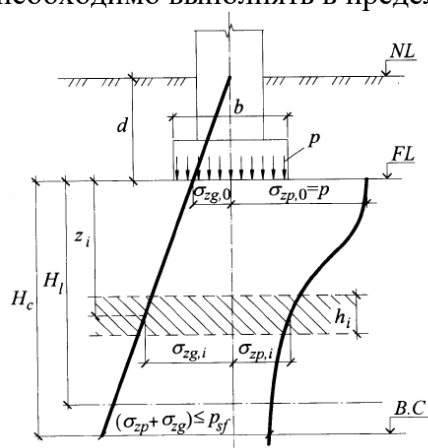


Рис. 3.8. Схема для расчета суффозионной осадки засоленного грунта при вертикальной фильтрации

Суффозионную осадку основания s_{sf} , см, сложенного засоленными грунтами, при вертикальной фильтрации (рис. 3.8) определяют по формуле

$$s_{sf} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sf,i} h_i, \quad (3.18)$$

где $\varepsilon_{sf,i}$ - относительное суффозионное сжатие грунта i -го слоя при давлении p , равном суммарному вертикальному напряжению на рассматриваемой глубине от внешней нагрузки σ_{zp} и собственного веса грунта σ_{zg} ; h_i - толщина i -го слоя засоленного грунта, см; n - число слоев, на которое разбита зона суффозионной осадки засоленных грунтов. Значение s_{sf} определяют в пределах зон, устанавливаемых по аналогии с рис. 3.7.

Разбивку основания на вертикальные слои шириной по 0,5 м следует производить в пределах от $z = 0$ (источник замачивания) до $z = l + 2L + 1$, где l - расстояние до фундамента, а $2L$ - ширина фундамента. Направление формирования и перемещения выщелачиваемой зоны принимают горизонтальным.

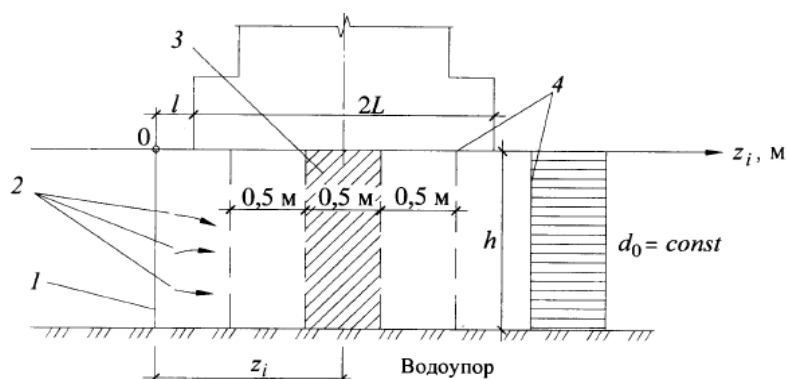


Рис. 3.9. Схема для расчета рассоления основания при горизонтальной фильтрации 1 - входной участок фильтрационного потока; 2 - направление фильтрации; 3 - расчетный слой; 4 - границы расчетных слоев

Для расчета осадок сторон фундамента при фильтрации по схеме 2 (рис. 3.6) рекомендуется применять метод расчета конструкций на основании, характеризующемся переменным коэффициентом постели. Расчетная схема предусматривает наличие двух участков в основании фундамента (рис. 3.10), где участок 1 равен длине выщелачиваемой зоны. Коэффициент постели на этом участке изменяется от c_{min} под одной стороной фундамента, ближайшей к источнику замачивания, до c_{max} на границе выщелачиваемой зоны. Участок 2 равен длине невыщелоченной зоны. Коэффициент постели на этом участке постоянен и равен c_{max} .

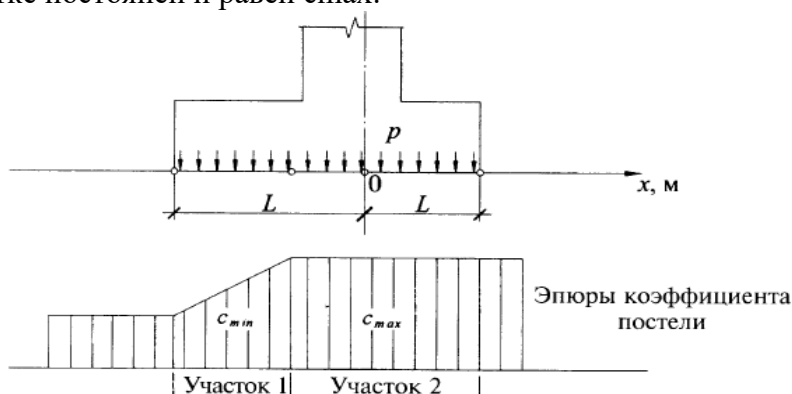


Рис. 3.10. Схема для расчета деформаций засоленного грунта при горизонтальной фильтрации

3.2.4. Органоминеральные и органические грунты

При расчете по деформациям оснований, включающих водонасыщенные органоминеральные и органические грунты, расчетное сопротивление грунта основания R определяют по формуле (3.1). При этом коэффициент условий работы грунтового основания ψ_{c1} принимают по табл. 3.13.

Таблица 3.13

Значения коэффициента условий работы грунтового основания ψ_{c1}

Наименование грунтов и степень их заторфованности I_r	Коэффициент условий работы грунтового основания ψ_{c1}
Пески мелкие водонасыщенные: $0,03 < I_r \leq 0,25$	0,85
$0,25 < I_r \leq 0,4$	0,80
Пески пылеватые водонасыщенные: $0,03 < I_r \leq 0,25$	0,75
$0,25 < I_r \leq 0,4$	0,70
Глинистые грунты водонасыщенные $0,05 < I_r \leq 0,25$ при показателе текучести: $I_r \leq 0,5$	1,05

Ir > 0,5	1,00
Глинистые грунты водонасыщенные	
0,25 < Ir < 0,40 при показателе текучести:	
Ir ≤ 0,5	0,90
Ir > 0,5	0,80

Дополнительную осадку основания фундаментов за счет разложения (минерализации) органических включений допускается не учитывать, если в период срока службы сооружения уровень подземных вод не будет понижаться.

Конечную осадку и время консолидации слоя органоминерального и органического грунта при намыве или отсыпке на него песчаного слоя определяют без учета осадки подстилающего слоя, если его модуль деформации в 10 раз и более превышает модуль деформации органоминерального и органического грунта.

Нагрузку от намыва или отсыпки и порядок ее учета в расчетах конечной осадки, а также время консолидации слоя органоминерального и органического грунта определяют в соответствии с принятым проектом организации работ.

Конечную осадку слоя органоминерального и органического грунта в стабилизированном состоянии s , м, вызванную намывом или отсыпанным слоем песка, определяют по формуле

$$s = 3ph / (3E + 4p), \quad (3.19)$$

где p - давление от песчаной насыпи на поверхность органоминерального и органического грунта, кПа; h - толщина слоя органоминерального и органического грунта, м; E - модуль деформации органоминерального и органического грунта при полной влагоемкости, кПа. Формулу (3.19) допускается использовать при размере насыпи в плане не менее $5h$ [4].

3.2.5. Пучинистые грунты

Пучинистые грунты характеризуются [4]:

абсолютной деформацией морозного пучения h_f , представляющей подъем ненагруженной поверхности промерзающего грунта;

относительной деформацией (интенсивностью) морозного пучения $\square f_h$ - отношением h_f к толщине промерзающего слоя d_f ;

вертикальным давлением морозного пучения $p_{fh,v}$, действующим нормально к подошве фундамента;

горизонтальным давлением морозного пучения $p_{fh,h}$, действующим нормально к боковой поверхности фундамента;

удельным значением касательной силы морозного пучения $\square f_h$, действующей вдоль боковой поверхности фундамента.

Для сооружений III уровня ответственности допускается определять значения $\square f_h$ в зависимости от параметра R_f (рис. 3.11):

$$R_f = 0,67 \rho_d \left[0,012(w - 0,1) + \frac{w(w - w_{cr})^2}{w_{sat} w_p \sqrt{M_0}} \right], \quad (3.20)$$

где w , w_p - влажность в пределах слоя промерзающего грунта соответственно природная и на границе раскатывания, доли единицы; w_{cr} - критическая влажность, доли единицы, ниже значения которой в промерзающем пучинистом грунте прекращается перераспределение влаги, вызывающей морозное пучение; определяется по графикам (рис. 3.11); w_{sat} - полная влагоемкость грунта, доли единицы; ρ_d - плотность сухого грунта, т/м³; M_0 - безразмерный коэффициент, численно равный абсолютному значению средней многолетней температуры воздуха за зимний период, определяемый в соответствии с СНиП 23-01.

По степени пучинистости грунты подразделяют в зависимости от $\square f_h$ на пять групп (ГОСТ 25100). Принадлежность глинистого грунта к одной из групп также может быть оценена по параметру R_f (рис. 3.12).

Пучинистые свойства крупнообломочных грунтов и песков, содержащих пылевато-глинистые фракции, а также супесей при $I_p < 0,02$ определяются через показатель дисперсности D . Эти грунты относятся к непучинистым при $D < 1$, к пучинистым - при $D \geq 1$. Для слабопучинистых грунтов показатель D изменяется в пределах $1 < D < 5$. Значение D определяется по формуле $\gamma_{lc} F \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n} R$, где k - коэффициент, равный $1,85 \cdot 10^{-4}$ см³; e - коэффициент пористости; $N_\sigma = \frac{\sigma_m}{b \gamma_l} \leq N_0$; - средний диаметр частиц грунта, см, определяемый по формуле $N_\sigma = \frac{\sigma_m}{b \gamma_l} \leq N_0$, где $p_1, p_2, \dots, p_i$ - процентное содержание отдельных фракций грунта, доли единицы; $d_1, d_2, \dots, d_i$ - средний диаметр частиц отдельных фракций, см.

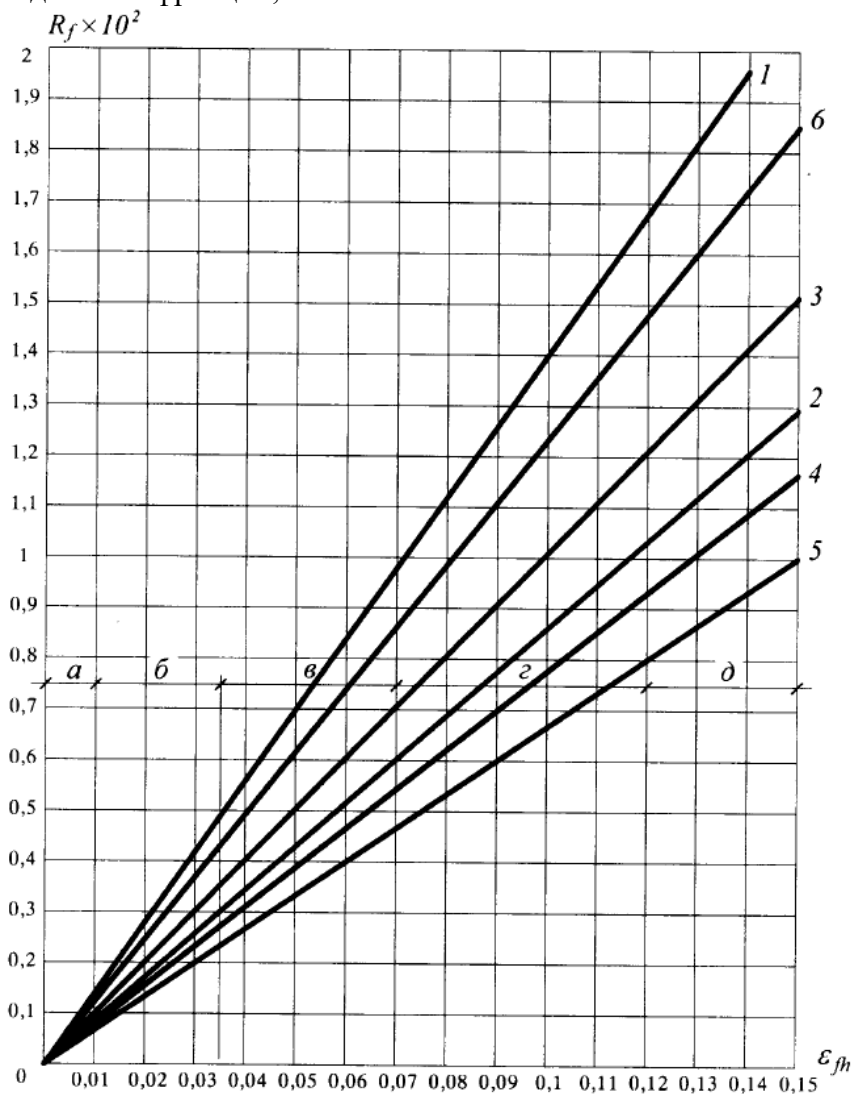


Рис. 3.11. Взаимосвязь параметра R_f и относительной деформации пучения ε_{fh} 1, 2 - супеси; 3 - суглинки; 4 - суглинки с $0,07 < I_p \leq 0,13$; 5 - суглинки с $0,13 < I_p \leq 0,17$; 6 - глины (в грунтах 2, 4 и 5 содержание пылеватых частиц размером 0,05-0,005 мм составляет более 50 % по массе); а - практически непучинистый; б - слабопучинистый; в - среднепучинистый; г - сильнопучинистый; д - чрезмернопучинистый

При заложении фундаментов выше расчетной глубины промерзания пучинистых грунтов (малозаглубленные фундаменты) необходимо производить расчет по деформациям морозного пучения грунтов основания с учетом касательных и нормальных сил морозного пучения. Малозаглубленные фундаменты допускается применять для сооружений III уровня ответственности и малоэтажных зданий при нормативной глубине промерзания не более 1,7 м [4].

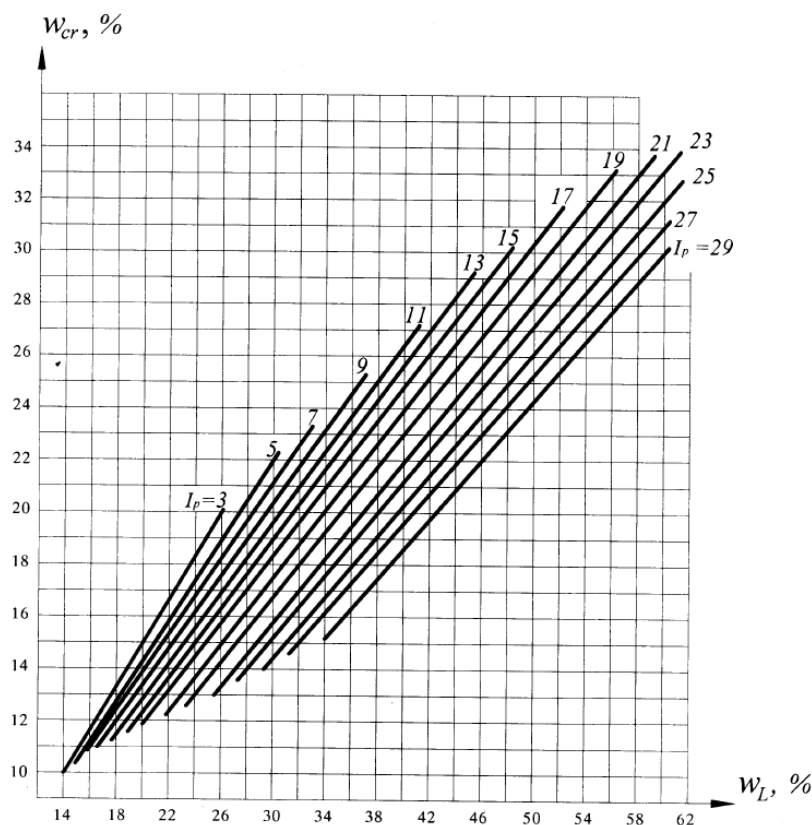


Рис. 3.12. Зависимость критической влажности w_{cr} от числа пластичности I_p и предела текучести грунта w_L

3.3. Расчеты деформаций оснований свайных фундаментов

3.3.1. Особенности проектирования оснований свайных фундаментов

Свайный фундамент представляет собой комплекс свай, объединенных в единую конструкцию, передающую нагрузку на основание. Распределительная балка или плита, объединяющая головы свай и перераспределяющие на них нагрузку от вышеразположенных конструкций называется ростверком. Различают высокий ростверк, если его подошва располагается выше поверхности грунта, и низкий ростверк, если его подошва опирается на грунт или заглубляется в нем.

В зависимости от конструкции здания применяют ленточные ростверки, ростверки стаканного типа и плитные ростверки. Ленточные ростверки применяют, как правило, для зданий с несущими стенами. Ширина ростверка зависит от числа свай в поперечном сечении и от ширины несущей стены. Ростверки стаканного типа, состоящие из плитной части и подколенника - стаканной части, применяют в зданиях со сборным железобетонным каркасом. Большеразмерные плитные ростверки применяют для тяжелых зданий и сооружений, при этом высоту их определяют из расчета возможности восприятия ими поперечных сил (по расчету на продавливание).

Расчет свайных фундаментов и их оснований должен быть выполнен по предельным состояниям:

первой группы:

- а) по прочности материала свай и свайных ростверков;
- б) по несущей способности (предельному сопротивлению) грунта основания свай;
- в) по потере общей устойчивости оснований свайных фундаментов, если на них передаются значительные горизонтальные нагрузки (подпорные стены, фундаменты распорных конструкций и др.), в том числе сейсмические, если сооружение расположено на откосе или вблизи него или если основание сложено крутопадающими слоями грунта. Этот расчет следует производить с учетом конструктивных мероприятий, предусмотренных для предотвращения смещения проектируемого фундамента;

второй группы:

- а) по осадкам оснований свай и свайных фундаментов от вертикальных нагрузок;
- б) по перемещениям свай совместно с грунтом оснований от действия горизонтальных нагрузок и моментов;
- в) по образованию или чрезмерному раскрытию трещин в элементах железобетонных конструкций свайных фундаментов.

Расчет свай, свайных фундаментов и их оснований по несущей способности необходимо выполнять на основные и особые сочетания нагрузок, по деформациям - на основные сочетания. Нагрузки, воздействия, их сочетания и коэффициенты надежности по нагрузке при расчете свайных фундаментов мостов и гидротехнических сооружений следует принимать согласно требованиям СП 35.13330; СП 40.13330; СП 38.13330 и СП 58.13330. Расстояние между осями висячих забивных и вдавливаемых свай должно быть не менее $3d$ (где d - диаметр круглого или сторона квадратного, или большая сторона прямоугольного поперечного сечения ствола сваи), а свай-стоек - не менее $1,5d$.

Расстояние в свету между стволами буровых, набивных свай и свай-оболочек, а также между скважинами свай-столбов должно быть не менее 1,0 м, а расстояние между буроинъекционными сваями в осях - не менее трех их диаметров; расстояние в свету между уширениями при устройстве их в твердых и полутвердых глинистых грунтах - 0,5 м, в других дисперсных грунтах - 1,0 м.

Расстояние между наклонными или между наклонными и вертикальными сваями в уровне подошвы ростверка следует принимать исходя из конструктивных особенностей фундаментов и обеспечения их надежности заглубления в грунт, армирования и бетонирования ростверка.

Выбор длины свай должен производиться в зависимости от грунтовых условий строительной площадки, уровня расположения подошвы ростверка с учетом возможностей имеющегося оборудования для устройства свайных фундаментов. Сваи должны быть такой длины, чтобы осадки здания были допустимыми, позволяющими его нормально эксплуатировать. Нижний конец свай, как правило, следует заглублять в прочные грунты, прорезая более слабые напластования грунтов, при этом заглубление забивных свай в грунты, принятые за основание, должно быть: в крупнообломочные, гравелистые, крупные песчаные и глинистые грунты с показателем текучести $IL \leq 0,1$ - не менее 0,5 м, а в другие дисперсные грунты - не менее 1,0 м.

Опирающие нижние концы свай на рыхлые пески и глинистые грунты текучей консистенции не допускается.



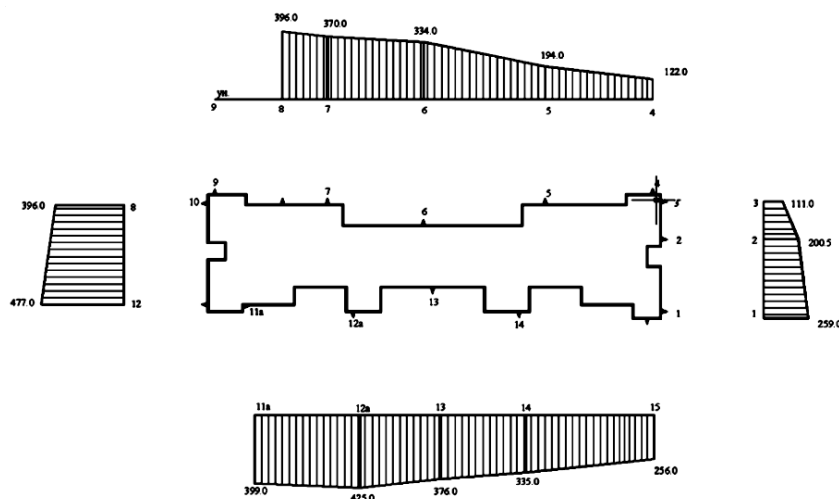


Рис. 3.13. Последствия экономии длины свай: крен дома, трещины в панелях, осадки почти в 0,5 м []

Наглядным примером неправильного выбора длины свай является один из домов в Лахте. Незадачливые исследователи «рационализировали» проект: сваи длиной 21 м они укоротили до 7 м! Острые сваи попали в слабые грунты. Дом сел на полметра и получил крен порядка 1%. Еще немного и такой уклон пола в квартире считался бы на шоссе крутым спуском [8].

По способу заглубления в грунт различают следующие виды свай:

- а) предварительно изготовленные забивные и вдавливаемые (в дальнейшем - забивные) железобетонные, деревянные и стальные, погружаемые в грунт без его разбуривания или в лидерные скважины с помощью молотов, вибропогружателей, вибровдавливающих, виброударных и вдавливающих устройств, а также железобетонные сваи-оболочки диаметром до 0,8 м, заглубляемые вибропогружателями без выемки или с частичной выемкой грунта и не заполняемые бетонной смесью;
- б) сваи-оболочки железобетонные, погружаемые вибропогружателями с выемкой грунта из их полости и заполняемые частично или полностью бетонной смесью;
- в) набивные бетонные и железобетонные, устраиваемые в грунте путем укладки бетонной смеси в скважины, образованные в результате принудительного вытеснения - отжатия грунта;
- г) буровые железобетонные, устраиваемые в грунте путем заполнения пробуренных скважин бетонной смесью или установки в них железобетонных элементов;
- д) винтовые сваи, состоящие из металлической винтовой лопасти и трубчатого металлического ствола со значительно меньшей по сравнению с лопастью площадью поперечного сечения, погружаемые в грунт путем ее завинчивания в сочетании с вдавливанием.

Глубину заложения подошвы свайного ростверка следует назначать в зависимости от конструктивных решений подземной части здания или сооружения (наличия подвала, технического подполья) и проекта планировки территории (срезкой или подсыпкой), а также высоты ростверка, определяемой расчетом.

3.3.2. Расчет свай, свайных и комбинированных свайно-плитных фундаментов по деформациям

Свайные фундаменты в зависимости от действующих нагрузок следует проектировать в виде:

- а) одиночных свай (одиночная свая - свая, передающая нагрузку на грунт в условиях отсутствия влияния на нее других свай)- под отдельно стоящие опоры;
- б) свайных лент (свайная лента – группа свай расположенная в один, два и более рядов, объединенных балкой-ростверком) под стены зданий и сооружений при передаче на фундамент распределенных по длине нагрузок;

в) свайных кустов (куст свай - компактно размещаемая группа свай, объединенная ростверком и передающая нагрузку на основание, как правило, от одиночной колонны или опоры.) - под колонны с расположением свай в плане на участке квадратной, прямоугольной, трапецеидальной и других форм;

г) сплошного свайного поля (свайное поле - большая группа свай, объединенная общим ростверком, передающая нагрузку на основание от системы колонн или опор) - под тяжелые сооружения со сваями, расположенными под всем сооружением и объединенными сплошным ростверком, подошва которого размещена на грунте (бетонной подготовке);

д) свайно-плитного фундамента (комбинированный свайно-плитный фундамент - фундамент, состоящий из железобетонной плиты (свайного ростверка) и свай, совместно передающих нагрузку на основание).

Расчет свай и свайных фундаментов по деформациям следует производить исходя из условия

$$s \leq s_u, \quad (3.21)$$

где s - совместная деформация свай, свайного фундамента и сооружения (осадка, перемещение, относительная разность осадок свай, свайных фундаментов и т.п.), определяемая расчетом; s_u - предельное значение совместной деформации основания свай, свайного фундамента и сооружения, устанавливаемое в соответствии со СП 22.13330, а для мостов - СП 35.13330.

Расчет осадок свайных фундаментов (расчет по второй группе предельных состояний) допускается выполнять с использованием расчетных схем, основанных на модели грунта как линейно-деформируемой среды, при обязательном выполнении условия

$$N \leq \frac{\gamma_0 F_d}{\gamma_n \gamma_k}, \quad (3.22)$$

где N - расчетная нагрузка, передаваемая на сваю (продольное усилие, возникающее в ней от расчетных нагрузок, действующих на фундамент при наиболее невыгодном их сочетании); F_d - несущая способность (предельное сопротивление) грунта основания одиночной сваи, называемая в дальнейшем несущей способностью сваи; γ_0 - коэффициент условий работы, учитывающий повышение однородности грунтовых условий при применении свайных фундаментов, принимаемый равным $\gamma_0 = 1$ при односвайном фундаменте и $\gamma_0 = 1,15$ при кустовом расположении свай; γ_n - коэффициент надежности по назначению (ответственности) сооружения, принимаемый равным 1,2; 1,15 и 1,10 соответственно для сооружений I, II и III уровней ответственности; γ_k - коэффициент надежности по грунту, принимаемый равным: 1,2 - если несущая способность сваи определена по результатам полевых испытаний статической нагрузкой; 1,25 - если несущая способность сваи определена расчетом по результатам статического зондирования грунта или по результатам динамических испытаний свай, выполненных с учетом упругих деформаций грунта, а также по результатам полевых испытаний грунтов эталонной сваей или сваей-зондом; 1,4 - если несущая способность сваи определена расчетом, в том числе по результатам динамических испытаний свай, выполненных без учета упругих деформаций грунта; 1,4 (1,25) - для фундаментов опор мостов при низком ростверке, на висячих сваях (сваях трения) и сваях-стойках, а при высоком ростверке - только при сваях-стойках, воспринимающих сжимающую нагрузку независимо от числа свай в фундаменте.

РАСЧЕТ ОСАДКИ ОДИНОЧНОЙ СВАИ. Расчет осадки одиночных свай, прорезающих слой грунта с модулем сдвига G_1 , МПа, коэффициентом Пуассона ν_1 и опирающихся на грунт, рассматриваемый как линейно-деформируемое полупространство, характеризуемое модулем сдвига G_2 и коэффициентом Пуассона ν_2 допускается производить при условии $l/d > G_1/G_2 > 1$ (где l - длина сваи, м, d - наружный диаметр поперечного сечения ствола сваи, м) по формулам:

а) для одиночной висячей сваи без уширения пяты

$$s = \beta \frac{N}{G_1 l} \quad (3.23)$$

где N - вертикальная нагрузка, передаваемая на сваю, кН; β - коэффициент, определяемый по формуле

$$\beta = \frac{\beta'}{\lambda_1} + \frac{1 - (\beta'/\alpha')}{\chi} \quad (3.24)$$

здесь $\beta' = 0,17 \ln(kvG1l/G2d)$ - коэффициент, соответствующий абсолютно жесткой свае ($EA = \infty$); $\alpha' = 0,17 \ln(kv1l/d)$ - тот же коэффициент для случая однородного основания с характеристиками $G1$ и $v1$; $\chi = EA/G1l2$ - относительная жесткость сваи; EA - жесткость ствола сваи на сжатие, кН; λ_1 - параметр, характеризующий увеличение осадки за счет сжатия ствола и определяемый по формуле

$$\lambda_1 = \frac{2,12\chi^{3/4}}{1 + 2,12\chi^{3/4}} \quad (3.25)$$

$kv, kv1$ - коэффициенты, определяемые по формуле $kv = 2,82 - 3,78v + 2,18v^2$, соответственно при $v = (v1 + v2)/2$ и при $v = v1$

б) для одиночной сваи с уширением пяты или сваи-стойки

$$s = \frac{0,22N}{G_2 d_b} + \frac{Nl}{EA} \quad (3.26)$$

где db - диаметр уширения сваи.

в) расчет осадки буронабивной сваи в билинейной постановке

Осадку буронабивной сваи на первом этапе ее нагружения $N < N_c + N_o$ следует определять по формуле

$$S_c = \frac{N}{G_1 l} 0,17 \ln \frac{k_v G_1 l}{G_2 d}, \quad (3.27)$$

где N - вертикальная нагрузка, передаваемая на сваю, кН; N_o - нагрузка, передаваемая на пяту сваи в момент полного развития по ее боковой поверхности предельного сопротивления N_c , кН; $G1$ и $G2$ - соответственно среднее значение модуля сдвига для грунтов околосвайного пространства и минимальное значение модуля сдвига под нижним концом свай, кПа; l и d - длина и диаметр сваи, м; kv - коэффициент, зависящий от среднего значения коэффициента Пуассона для грунтов (для расчетов можно принимать $kv = 2$).

Для буронабивных свай эта формула справедлива лишь на первом этапе нагружения сваи, а именно до возникновения полного предельного сопротивления N_o на боковой поверхности свай, появление которого обычно всегда значительно опережает возникновение предельного состояния сваи в целом. С учетом постоянного равенства осадок пяты и ствола сваи значение N_o можно определить по условию

$$\frac{N_o + N_c}{G_1 l} 0,17 \ln \left(\frac{k_v G_1 l}{G_2 d} \right) \approx \frac{N_o}{4G_2 d}. \quad (3.28)$$

На втором этапе нагружения сваи при $N > N_c + N_o$ ее осадка определяется по формуле:

$$S = S_c + \frac{N - (N_c + N_o)}{4G_2 d}, \quad (3.29)$$

где S_c - осадка, м, полученная по (3.27) при $N = N_c + N_o$.

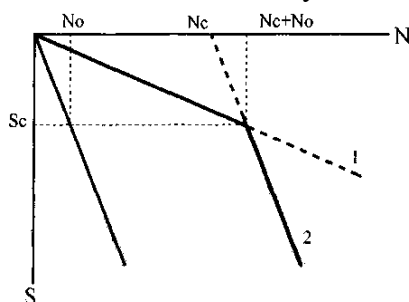


Рис. 3.14.- Схема этапов расчета нагружения сваи по формулам: 1 - (3.27); 2 - (3.29)

Характеристики G_1 и ν_1 принимаются осредненными для всех слоев грунта в пределах глубины погружения свай, а G_2 и ν_2 - в пределах 0,5l, т.е. на глубинах от l до 1,5l от верха свай, при условии, что под нижними концами свай отсутствуют глинистые грунты текучей консистенции, органоминеральные и органические грунты.

Модуль сдвига грунта $G = E_0/2(1 + \nu)$ допускается принимать равным $0,4E_0$, а коэффициент κ_ν равным 2,0 (где E_0 - модуль общей деформации).

Расчетный диаметр d для свай некруглого сечения, в частности стандартных забивных свай заводского изготовления, вычисляется по формуле $m = \frac{2z_i}{b}$, где A - площадь поперечного сечения свай.

РАСЧЕТ ОСАДКИ СВАЙНОГО КУСТА. При расчете осадок группы свай необходимо учитывать их взаимное влияние. Дополнительная осадка свай, находящейся на расстоянии a (расстояние измеряется между осями свай) от свай, к которой приложена нагрузка N ,

$$s_{ad} = \delta \frac{N}{G_1 l},$$

равна

$$\text{где } \frac{l}{b} \quad (3.30)$$

Расчет осадки i -й свай в группе из n свай при известном распределении нагрузок между сваями производится по формуле

$$m = \frac{2z_i}{a}; \quad (3.31)$$

где $s(N)$ - осадка одиночной свай; α_{ij} - коэффициенты, рассчитываемые по формуле (3.30) в зависимости от расстояния между i -й и j -й сваями; N_j - нагрузка на j -ю сваю.

РАСЧЕТ ОСАДКИ СВАЙНОГО ФУНДАМЕНТА КАК УСЛОВНОГО ФУНДАМЕНТА.

Осадку большеразмерного свайного фундамента (свайного поля) подсчитывается по формуле

$$s = s_{ef} + \alpha_{sp} + \alpha_{sc}, \quad (3.32)$$

где s_{ef} - осадка условного фундамента; α_{sp} - дополнительная осадка за счет продавливания свай на уровне подошвы условного фундамента; α_{sc} - дополнительная осадка за счет сжатия ствола свай.

Границы условного фундамента (рис. 3.15) определяют следующим образом:

снизу - плоскостью АБ, проходящей через нижние концы свай;

с боков - вертикальными плоскостями АВ и БГ, отстоящими от осей крайних рядов

вертикальных свай на расстоянии 0,5 шага свай (рис. 3.15, а), но не более $2d$ (d - диаметр или сторона поперечного сечения свай), а при наличии наклонных свай - проходящими через нижние концы этих свай (рис. 3.15, б);

сверху - поверхностью планировки грунта ВГ.

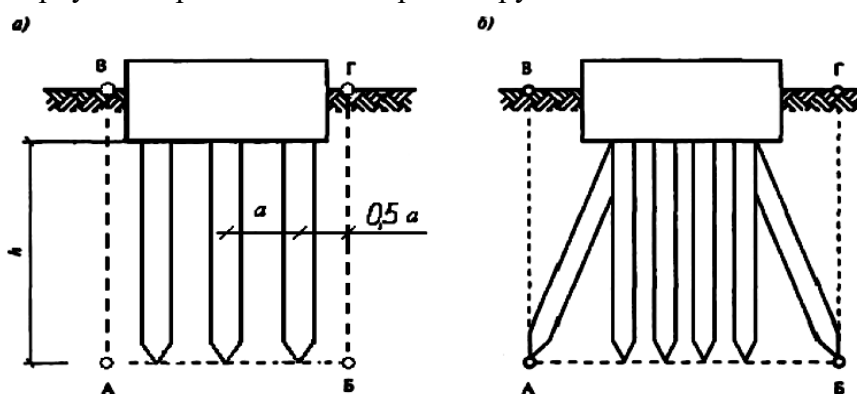


Рис. 3.15. Определение границ условного фундамента при расчете осадки свайных фундаментов

При расчете оснований опор мостов условный фундамент допускается принимать ограниченным с боков вертикальными плоскостями АВ и БГ, отстоящими от наружных крайних рядов вертикальных свай на расстоянии h ($\tan \alpha \cdot l, n/4$).

Расчет осадки условного фундамента производят методом послойного суммирования деформаций линейно-деформируемого основания с условным ограничением сжимаемой толщи (СП 22.13330). Вертикальное нормальное напряжение σ_{zp} , определяющее деформации и глубину сжимаемой толщи, подсчитывается только от действия нагрузки, приложенной к свайному фундаменту, т.е. вес грунта в пределах условного фундамента не учитывается. Начальные напряжения σ_{zi} определяются с учетом отрывки котлована. Величина осадки продавливания Δs_{pr} зависит от шага свай в свайном поле, причем шаг может быть переменным. Расчет следует выполнять применительно к цилиндрическому объему (ячейке), в пределах которого все точки находятся ближе к оси данной сваи, чем к осям остальных свай (это не относится к крайним сваям). Площадь горизонтального поперечного сечения ячейки равна a^2 , где a - шаг свайного поля в окрестности данной сваи. Грунт в объеме ячейки делится на две однородные части: в пределах длины сваи l с модулем общей деформации E_1 и коэффициентом поперечной деформации ν_1 , а ниже - с аналогичными параметрами E_2 и ν_2 . (В общем случае неоднородного по глубине основания эти параметры получаются осреднением).

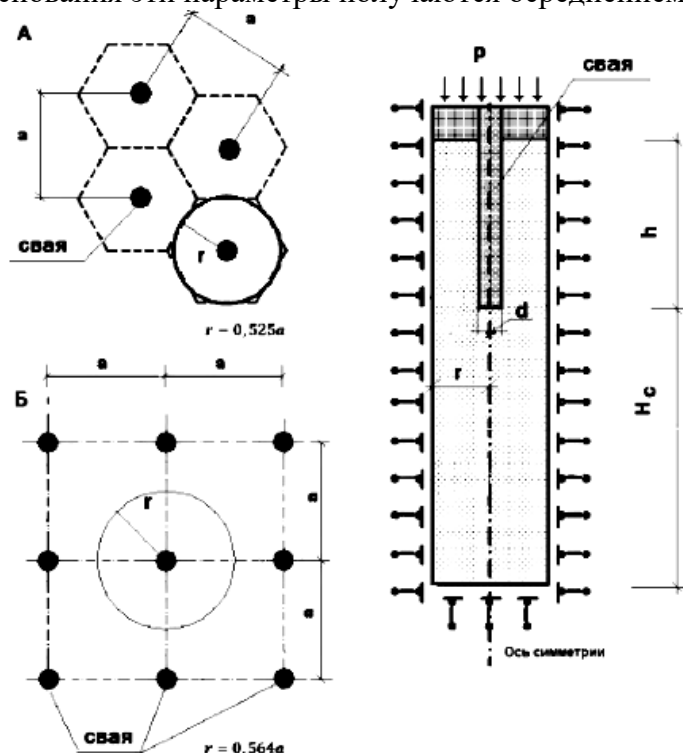


Рис. 3.16. Расчетная схема метода ячейки

Внешняя нагрузка на ячейку составляет $P = p \cdot a^2$.

Осадка продавливания в случае однородного основания ($E_1 = E_2$, $\nu_1 = \nu_2$) равна

$$\Delta s_{p1} = \frac{\pi(1-\nu_2^2)p}{4E_2}(a-1,5d),$$

где d - диаметр свай.

$$\Delta s_{p0} \approx \frac{(1-\nu_2^2)(1-k)P}{dE_2}, \quad \text{где } \frac{2z_i}{b} \left(\frac{2z_i}{d} \right)$$

Для идеальной сваи ($E_1 = 0$):

В общем случае $0 < E_1 \leq E_2$ осадка продавливания равна

c_v^0

Осадку за счет сжатия ствола допускается определять по формуле

$$(c_v^0 = c_v t_0 / h_0^2);$$

РАСЧЕТ КОМБИНИРОВАННОГО СВАЙНО-ПЛИТНОГО ФУНДАМЕНТА.

Комбинированный свайно-плитный (КСП) фундамент, сочетающий сопротивление свай и плиты, должен применяться для уменьшения общей и неравномерной осадки сооружений. Большеразмерные свайные кусты и поля свай в случае, если их основание сложено песком

средней плотности и плотными, а также глинистыми грунтами с показателем текучести ниже $IL < 0,5$, могут быть запроектированы комбинированными свайно-плитными. При опирании фундаментов из свай, объединенных ростверком, на скальные и полускальные грунты их следует рассчитывать как чисто свайные фундаменты, без учета передачи нагрузки на основание фундаментной плиты.

Величина сжимаемой толщи H при определении осадки комбинированного свайно-плитного (КСП) фундамента должна определяться как для условного фундамента.

Расчет свайно-плитного фундамента может осуществляться как плиты на упругом основании с использованием переменного в плане коэффициента упругого отпора грунта.

При этом средняя величина упругого отпора грунта может быть назначена как непосредственно из пространственного нелинейного расчета, так и путем решения осесимметричной задачи для ячейки, включающей сваю и окружающий ее массив грунта. При назначении величины коэффициента упругого отпора в краевых зонах и других местах концентрации напряжений следует учитывать пространственную работу фундаментов. Плановое распределение жесткостных характеристик в этом случае определяется на основании численного моделирования с использованием геотехнических программ или иных решений.

При проведении предварительных расчетов осадки $S_{ксп}$ свайно-плитного фундамента следует учитывать, что ее величина не может превысить осадки плитного фундамента, определенной в соответствии с методикой СП 22.13330, и оказаться менее осадки свайного фундамента, полученной по схеме условного фундамента.

Свайные фундаменты на территориях с просадочными грунтами при возможности замачивания грунтов следует применять в случаях, когда возможна прорезка сваями всех слоев просадочных грунтов, прочностные и деформационные характеристики которых снижаются при замачивании.

Нижние концы свай должны быть заглублены, как правило, в скальные грунты, пески плотные и средней плотности, глинистые грунты с показателем текучести в водонасыщенном состоянии:

$IL < 0,6$ для всех видов свай в грунтовых условиях I типа;

$IL < 0,4$ для забивных свай и $IL < 0,2$ для буронабивных свай при $ssl, g \leq su$ в грунтовых условиях II типа;

$IL < 0,2$ для забивных свай и $IL \leq 0$ для буронабивных свай при $ssl, g \leq su$ в грунтовых условиях II типа (где ssl, g - просадка от собственного веса грунта с учетом подсыпки или другой пригрузки его поверхности).

Заглубление свай в указанные грунты должно назначаться по расчету путем проверки условия, что осадка сваи не превысит предельную осадку su , и условия обеспечения требуемой несущей способности сваи. При этом принимают наибольшее из полученных значений заглубления сваи.

Если прорезка указанных грунтов в конкретных случаях экономически нецелесообразна, то в грунтовых условиях I типа по просадочности для зданий и сооружений II и III уровней ответственности допускается устройство свай (кроме свай-оболочек) с заглублением нижних концов не менее чем на 1 м в слой грунта с относительной просадочностью $\leq sl < 0,02$ (при давлении не менее 300 кПа и не менее давления, соответствующего давлению от собственного веса грунта и нагрузки на его поверхности) при условии, что в этом случае обеспечивается несущая способность свай, а суммарные значения возможных просадок и осадок основания не превышают предельных значений для здания и сооружения при неравномерном замачивании грунтов. При этом должна быть обеспечена несущая способность свай и свайных фундаментов, а возможные недопустимые осадки и просадки грунтов должны быть исключены применением дополнительных мероприятий.

Сваи-колонны одноэтажных зданий III уровня ответственности в грунтовых условиях I типа допускается опирать нижними концами на грунты с $\sigma_{sl} \leq 0,02$, если несущая способность свай подтверждена испытаниями.

В случае если по результатам инженерных изысканий установлено, что погружение забивных свай в просадочные грунты затруднено, в проекте должно быть предусмотрено устройство лидерных скважин, диаметр которых в грунтовых условиях I типа следует назначать менее диаметра сечения свай (до 50 мм), а в грунтовых условиях II типа - равным ему или менее (до 50 мм). В последнем случае глубина лидерных скважин не должна превышать толщину просадочного от замачивания слоя грунта.

При расчете свайных фундаментов в набухающих грунтах по деформациям должен выполняться дополнительный расчет по определению подъема свай при набухании грунта. Подъем $h_{sw,p}$, м, забивных свай, погруженных в предварительно пробуренные лидерные скважины, набивных свай без уширения, а также свай-оболочек, не прорезающих набухающую зону грунтов, следует определять по формуле

$$h_{sw,p} = (h_{sw} - h'_{sw,p})\alpha + h'_{sw,p} - 0,0001 \frac{\sigma}{uN},$$

где h_{sw} - подъем поверхности набухающего грунта, м; $h'_{sw,p}$ - подъем слоя грунта в уровне заложения нижнего конца свай (в случае прорезки набухающей зоны грунта $h'_{sw,p} = 0$; α , σ - коэффициенты, определяемые по таблице 3.14, при этом σ зависит от показателя σ , который характеризует уменьшение деформации по глубине массива при набухании грунта и принимается для набухающих глин: сарматских - 0,31 м-1, аральских - 0,36 м-1 и хвалынских - 0,42 м-1; и - периметр свай, м; N - расчетная нагрузка на сваю, кН, определенная с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$ [7].

Таблица 3.14

Значения коэффициента α

Глубина погружения свай, м	Коэффициент α , м-1, при значениях σ					Коэффициент σ , м ² /кН
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	
3	0,72	0,62	0,53	0,46	0,40	-
4	0,64	0,53	0,44	0,36	0,31	1,5
5	0,59	0,46	0,36	0,29	0,24	1,1
6	0,53	0,40	0,31	0,24	0,19	0,7
7	0,48	0,35	0,26	0,20	0,15	0,5
8	0,44	0,31	0,22	0,17	0,13	0,4
9	0,40	0,27	0,19	0,14	0,11	0,3
10	0,37	0,24	0,17	0,12	0,09	0,2
11	0,34	0,21	0,15	0,10	0,08	0,2
12	0,31	0,19	0,13	0,09	0,07	0,1

Предельные значения подъема сооружений, а также значение подъема поверхности набухающего грунта h_{sw} и подъема слоя грунта в уровне расположения нижних концов свай $h'_{sw,p}$, следует определять в соответствии с требованиями СП 22.13330 [4].

Список литературы.

Основная литература:

1. Дроздов, А. Н. Строительные машины и оборудование. Практикум : [учеб. пособие] / А.Н. Дроздов, Е.М. Кудрявцев. - М. : Академия, 2012. - 176 с. : ил. - (Высшее профессиональное образование. Строительство) (Бакалавриат). - Библиогр.: с. 171. - ISBN 978-5-7695-8423-7

2. Дроздов, А. Н. Строительные машины и оборудование : учебник / А.Н. Дроздов. - М. : Академия, 2012. - 448 с. : ил. - (Высшее профессиональное образование.

Строительство) (Бакалавриат). - На учебнике гриф: Рек.УМО. - Библиогр.: с. 441-442. - ISBN 978-5-7695-8422-0

Дополнительная литература:

1.Смирнов, В.В. Электроавтоматика строительных машин : учебное пособие / В.В. Смирнов ; Министерство образования и науки РФ, Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего профессионального образования «Самарский государственный архитектурно-строительный университет». - Самара : Самарский государственный архитектурно-строительный университет, 2013. - 156 с. : ил. - Библиогр. в кн. - ISBN 978-5-9585-0548-7 ; То же [Электронный ресурс]. - URL: <http://biblioclub.ru/index.php?page=book&id=256151> (11.08.2015).

2.Геращенко В.Н. Строительные машины и оборудование [Электронный ресурс]: лабораторный практикум/ Геращенко В.Н., Щиенко А.Н.— Электрон. текстовые данные.— Воронеж: Воронежский государственный архитектурно-строительный университет, ЭБС АСВ, 2015.— 128 с.— Режим доступа: <http://www.iprbookshop.ru/55029>.— ЭБС «IPRbooks», по паролю

МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ АВТОНОМНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ
УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«СЕВЕРО-КАВКАЗСКИЙ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Пятигорский институт (филиал) СКФУ

Методические указания
по организации и проведению самостоятельной работы
по дисциплине «Конструкции городских зданий и сооружений (основания и фундаменты,
металлические конструкции)»
для студентов направления подготовки 08.03.01 Строительство

Содержание

Введение.....	4
1. Общая характеристика самостоятельной работы обучающегося при изучении дисциплины «Конструкции городских зданий и сооружений (основания и фундаменты, металлические конструкции)».....	5
2. План график выполнения самостоятельной работы	5
3. Контрольные точки и виды отчетности по ним.....	5
4. Методические указания по изучению теоретического материала	6-8
5. Методические указания (по видам работ, предусмотренных рабочей программой дисциплины).....	9
6. Список рекомендуемой литературы.....	10

Введение

Фундаменты являются главными несущими элементами любого здания или сооружения, так как они воспринимают нагрузку от вышележащих конструкций и передают ее на основание. При этом в силу своего расположения они практически недоступны для освидетельствования. Поэтому надежность работы фундаментов (и основания) при эксплуатации должна быть обеспечена как на стадии проектирования, так и на стадии строительства. Как правило, основания, фундаменты и надземные конструкции проектируют отдельно. Однако они неразрывно связаны между собой, влияют друг на друга и должны рассматриваться как единая система. Поэтому для проектирования оснований и фундаментов необходимо знать особенности их совместной работы под действием внешних силовых и несиловых воздействий. Современная прикладная теория расчета оснований и фундаментов позволяет проектировать эти конструкции достаточно надежными и экономичными.

Общая характеристика самостоятельной работы

Самостоятельная работа студента при изучении дисциплины «Конструкции городских зданий и сооружений (основания и фундаменты, металлические конструкции)», предусмотренная рабочим учебным планом и рабочей программой дисциплины включает в себя:

8 семестр

1.Самостоятельное изучение литературы по темам 3-4,7-9

Цели самостоятельной работы:

- научиться разрабатывать основные элементы проекта производства работ для отдельного объекта, с целью последующего закрепления на производственной практике и разработке выпускной квалификационной работе;

- углубления и расширения теоретических знаний и практических навыков;

Задачи самостоятельной работы:

- сформировать умение использовать справочную документацию и специальную литературу;

- научить студентов систематизировать и закреплять полученные теоретические знания и практические умения.

В результате студент овладевает следующими компетенциями:

ПК-3 Способен проводить расчетное обоснование и конструирование строительных конструкций зданий и сооружений промышленного и гражданского назначения

План-график выполнения самостоятельной работы

Коды реализуемой компетенции	Вид деятельности студентов	Итоговый продукт самостоятельной работы	Средства и технологии оценки	Объем часов		
				СРС	Контактная работа с преподавателем	Всего
8 семестр						
ИД-1.ПК-3; ИД-2.ПК-3; ИД-3.ПК-3; ИД-4.ПК-3; ИД-5.ПК-3; ИД-6.ПК-3; ИД-7.ПК-3; ИД-8.ПК-3	Самостоятельное изучение литературы по теме 3-4; 7-9	Ответы на вопросы по темам дисциплин	Собеседование	67,5	7,5	75
ИД-1.ПК-3; ИД-2.ПК-3; ИД-3.ПК-3; ИД-4.ПК-3; ИД-5.ПК-3; ИД-6.ПК-3; ИД-7.ПК-3; ИД-8.ПК-3	Подготовка к практическим занятиям	Индивидуальное задание	Отчёт (письменный)	6,3	0,7	7
ИД-1.ПК-3; ИД-2.ПК-3; ИД-3.ПК-3; ИД-4.ПК-3; ИД-5.ПК-3; ИД-6.ПК-3; ИД-7.ПК-3; ИД-8.ПК-3	Подготовка к лабораторным занятиям	Индивидуальное задание	Отчёт (письменный)	5,4	0,6	6
Итого за 8 семестр				79,2	8,8	88
Итого				79,2	8,8	88

1.Контрольные точки и виды отчетности

Рейтинговая оценка знаний студента не предусмотрена.

2.Методические указания по изучению теоретического материала

Указания по организации работы с литературой

Указания по организации работы с литературой

Работа с литературой - обязательный компонент любой научной деятельности. Сама научная литература является высшим средством существования и развития науки. За время пребывания в высшей школе студент должен изучить и освоить много учебников, статей, книг и другой необходимой для будущего специалиста литературы на родном и иностранном языках. В связи с этим перед студентами стоит большая и важная задача - в совершенстве овладеть рациональными приемами работы с книжным материалом.

Приступая к работе над книгой, следует сначала ознакомиться с материалом в целом: оглавлением, аннотацией, введением и заключением путем беглого чтения-просмотра, не делая никаких записей. Этот просмотр позволит получить представление обо всем материале, который необходимо усвоить.

После этого следует переходить к внимательному чтению - штудированию материала по главам, разделам, параграфам. Это самая важная часть работы по овладению книжным материалом. Читать следует про себя. (При этом читающий меньше устает, усваивает материал примерно на 25% быстрее, по сравнению с чтением вслух, имеет возможность уделить больше внимания содержанию написанного и лучше осмыслить его). Никогда не следует обходить трудные места книги. Их надо читать в замедленном темпе, чтобы лучше понять и осмыслить.

Рекомендуем возвращаться к нему второй, третий, четвертый раз, чтобы то, что осталось непонятным, дополнить и выяснить при повторном чтении.

Изучая книгу, надо обращать внимание на схемы, таблицы, карты, рисунки: рассматривать их, обдумывать, анализировать, устанавливать связь с текстом. Это поможет понять и усвоить изучаемый материал.

При чтении необходимо пользоваться словарями, чтобы всякое незнакомое слово, термин, выражение было правильно воспринято, понято и закреплено в памяти.

Надо стремиться выработать у себя не только сознательное, но и беглое чтение. Особенно это умение будет полезным при первом просмотре книги. Обычно студент 1-2 курса при известной тренировке может внимательно и сосредоточенно прочитать 8-10 страниц в час и сделать краткие записи прочитанного. Многие студенты прочитывают 5-6 страниц. Это крайне мало. Слишком медленный темп чтения не позволит изучить многие важные и нужные статьи книги. Обучаясь быстрому чтению (самостоятельно или на специальных курсах), можно прочитывать до 50-60 страниц в час и даже более. Одновременно приобретается способность концентрироваться на важном и схватывать основной смысл текста.

Запись изучаемого - лучшая опора памяти при работе с книгой (тем более научной). Читая книгу, следует делать выписки, зарисовки, составлять схемы, тезисы, выписывать цифры, цитаты, вести конспекты. Запись изучаемой литературы лучше делать наглядной, легко обозримой, расчлененной на абзацы и пункты. Что прочитано, продумано и записано, то становится действительно личным достоянием работающего с книгой.

Основной принцип выписывания из книги: лишь самое существенное и в кратчайшей форме.

Различают три основные формы выписывания:

1. Дословная выписка или цитата с целью подкрепления того или иного положения, авторского довода. Эта форма применяется в тех случаях, когда нельзя выписать мысль автора своими словами, не рискуя потерять ее суть. Запись цитаты надо правильно

оформить: она не терпит произвольной подмены одних слов другими; каждую цитату надо заключить в кавычки, в скобках указать ее источник: фамилию и инициалы автора, название труда, страницу, год издания, название издательства.

Цитирование следует производить только после ознакомления со статьей в целом или с ближайшим к цитате текстом. В противном случае можно выхватить отдельные мысли, не всегда точно или полно отражающие взгляды автора на данный вопрос в целом.

Ксеро- и фотокопирование (сканирование) заменяет расточающее время выписывание дословных цитат!

2. Выписка "по смыслу" или тезисная форма записи.

Тезисы - это кратко сформулированные самим читающим основные мысли автора. Это самая лучшая форма записи. Все виды научных работ будут безупречны, если будут написаны таким образом. Делается такая выписка с теми же правилами, что и дословная цитата.

Тезисы бывают краткие, состоящие из одного предложения, без разъяснений, примеров и доказательств. Главное в тезисах - умение кратко, закончено (не теряя смысл) сформулировать каждый вопрос, основное положение. Овладев искусством составления тезисов, студент четко и правильно овладевает изучаемым материалом.

3. Конспективная выписка имеет большое значение для овладения знаниями. Конспект - наиболее эффективная форма записей при изучении научной книги. В данном случае кратко записываются важнейшие составные пункты, тезисы, мысли и идеи текста. Подробный обзор содержания может быть важным подспорьем для запоминания и вспомогательным средством для нахождения соответствующих мест в тексте.

Делая в конспекте дословные выписки особенно важных мест книги, нельзя допускать, чтобы весь конспект был "списыванием" с книги. Усвоенные мысли необходимо выразить своими словами, своим слогом и стилем. Творческий конспект - наиболее ценная и богатая форма записи изучаемого материала, включающая все виды записей: и план, и тезис, и свое собственное замечание, и цитату, и схему.

Обзор текста можно составить также посредством логической структуры, вместо того, чтобы следовать повествовательной схеме.

С помощью конспективной выписки можно также составить предложение о том, какие темы освещаются в отдельных местах разных книг. Дополнительное указание номеров страниц облегчит нахождение этих мест.

При составлении выдержек целесообразно последовательно придерживаться освоенной системы. На этой базе можно составить свой архив или картотеку важных специальных публикаций по предметам.

Конспекты, тезисы, цитаты могут иметь две формы: тетрадную и карточную. При тетрадной форме каждому учебному предмету необходимо отвести особую отдельную тетрадь.

Если используется карточная форма, то записи следует делать на одной стороне карточки. Для удобства пользования сверху карточки надо написать название изучаемого вопроса, фамилию автора, название и УДК (универсальная десятичная классификация) изучаемой книги.

Карточки можно использовать стандартные или изготовить самостоятельно из белой бумаги (полуватмана). Карточки обычно хранят в специальных ящиках или в конвертах. Эта система конспектирования имеет ряд преимуществ перед тетрадной: карточками удобно пользоваться при докладах, выступлениях на семинарах; такой конспект легко пополнять новыми карточками, можно изменить порядок их расположения, добиваясь более четкой, логической последовательности изложения.

И, наконец, можно применять для этих же целей персональный компьютер. Сейчас существует великое множество самых различных прикладных программ (органайзеров и пр.), которые значительно облегчают работу при составлении выписок из научной и

специальной литературы. Используя сеть Internet, можно получать уже готовые подборки литературы.

Методические указания по самостоятельному изучению литературы по темам

Важным этапом является подбор и изучение литературы по исследуемой теме. Помимо учебной и научной литературы, обязательно использование и нормативно-правовых актов. Нельзя подменять изучение литературы использованием какой-либо одной монографии или лекции по избранной теме. Так же рекомендуется использовать информацию, размещенную на официальных сайтах сети Интернет, ссылки на которые указаны в списке рекомендуемой литературы. В процессе работы над реферативным исследованием и сбором литературы студент также может обращаться к преподавателю за индивидуальными консультациями.

Изучение дополнительных источников.

Таковыми источниками могут быть рецензии, критические статьи, критико-биографические, историко-литературные работы. Выявить эти источники можно с помощью справочных и библиографических изданий.

При работе с книгой необходимо подобрать литературу, научиться правильно ее читать, вести записи. Особое внимание следует обратить на определение основных понятий дисциплины. Студент должен подробно разбирать примеры, которые поясняют такие определения, и уметь строить аналогичные примеры самостоятельно. Нужно добиваться точного представления о том, что изучаешь. Полезно составлять опорные конспекты. При изучении материала по учебнику полезно в тетради дополнять конспект лекций, также следует отмечать вопросы, выделенные студентом для консультации с преподавателем.

Работа со справочными изданиями.

Словарь – справочное издание, содержащее упорядоченный перечень языковых единиц (слов, словосочетаний, фраз, терминов, имен, знаков), снабженных относящимися к ним справочными данными.

Терминологический словарь – словарь, содержащий термины какой-либо области знания или темы и их определения (разъяснения).

Справочник – справочное издание, носящее прикладной, практический характер, имеющее систематическую структуру или построенное по алфавиту заглавий статей. По целевому назначению различают: научный, массово-политический, производственно-практический, учебный, популярный и бытовой справочники.

Биографический справочник (словарь) – справочник, содержащий сведения о жизни и деятельности каких-либо лиц.

Библиографический справочник (словарь) – справочник, содержащий биографические сведения о каких-либо лицах, списки их трудов и литературы, освещающей их жизнь и деятельность.

Справочное пособие – пособие, рассчитанное по форме на то, чтобы по нему можно было наводить справки. От справочника отличается тем, что может быть использовано и для последовательного освоения материала, в то время как справочник нацелен главным образом на выборочное чтение, по мере того, как возникают те или иные вопросы и нужда в справке, и для последовательного чтения не приспособлен.

Энциклопедия – справочное издание, содержащее в обобщенном виде основные сведения по одной или всем отраслям знаний и практической деятельности, изложенные в виде кратких статей, расположенных в алфавитном или систематическом порядке. В зависимости от круга включенных сведений различают универсальную (общую), специализированную (отраслевую), региональную (универсальную или специализированную) энциклопедии.

Энциклопедический словарь – энциклопедия, материал в которой расположен в алфавитном порядке.

Глоссарий – словарь терминов.

Тезаурус относится к специальному типу словаря нормативной лексики с точно определенными связями между терминами.

5. Методические указания по видам работ, предусмотренных рабочей программой дисциплины

8 семестр

5.1 Вид самостоятельной работы студентов: самостоятельное изучение литературы по теме 3-4, 7-9

Для выполнения данного вида самостоятельной работы студентов, необходимо изучить следующие темы:

Тема 3. Расчет фундаментов мелкозаложенного

При изучении данной темы нужно знать определение глубины заложения фундамента. Форма и размер подошвы фундамента. Внецентренно нагруженные фундаменты. Проверка давления на слабый подстилающий слой грунта

Тема 4. Защита фундаментов и заглубленных помещений от подземных вод и сырости.

При изучении данной темы нужно знать расчет фундаментов на грунтовых (песчаных) подушках. О влагонасыщении и водопроницаемости подземных частей сооружений.

Тема 8. Общие положения. Фундаменты в сложных условиях

При изучении данной темы нужно знать Общие положения. Фундаменты на лёссовых и просадочных грунтах. Характеристики просадочных свойств. Принципы строительства на просадочных грунтах. Улучшение строительных свойств просадочных грунтов

Тема 9. Взаимодействие свай с окружающим грунтом.

При изучении данной темы нужно знать определение несущей способности одиночной сваи при действии вертикальной нагрузки

Итоговый продукт самостоятельной работы: ответы на вопросы по темам дисциплины.

Средства и технологии оценки: собеседование.

Порядок оформления и предоставления: собеседование включает подготовку к ответам на вопросы по темам дисциплины, студенту предоставляется право на работу: с методическими указаниями по выполнению практических работ, с методическими указаниями для студентов по организации самостоятельной работы.

6. Список рекомендуемой литературы

1. Основная литература

1. Барменкова Е.В. Расчет системы здание - фундамент - основание с использованием модели двухслойной балки на упругом основании винклеровского типа [Электронный ресурс]: учебное пособие/ Барменкова Е.В.— Электрон. текстовые данные.— М.: Московский государственный строительный университет, Ай Пи Эр Медиа, ЭБС АСВ, 2015.— 35 с.— Режим доступа: <http://www.iprbookshop.ru/40439>.— ЭБС «IPRbooks», по паролю

2. Основания и фундаменты [Электронный ресурс]: методическое пособие к выполнению курсового проектирования для студентов по направлению подготовки 270800.62 «Строительство» профиль («Промышленное и гражданское строительство»)/ — Электрон. текстовые данные.— Черкесск: Северо-Кавказская государственная гуманитарно-технологическая академия, 2014.— 97 с.— Режим доступа: <http://www.iprbookshop.ru/27214>.— ЭБС «IPRbooks», по паролю

2. Дополнительная литература:

1. Черныш А.С. Расчет оснований и фундаментов [Электронный ресурс]: учебное пособие/ Черныш А.С., Калачук Т.Г., Куликов Г.В.— Электрон. текстовые данные.— Белгород: Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова, ЭБС АСВ, 2014.— 83 с.— Режим доступа: <http://www.iprbookshop.ru/28392>.— ЭБС «IPRbooks», по паролю

2.Алексеев С.И. Механика грунтов, основания и фундаменты [Электронный ресурс]: учебное пособие/ Алексеев С.И., Алексеев П.С.— Электрон. текстовые данные.— М.: Учебно-методический центр по образованию на железнодорожном транспорте, 2014.— 332 с.— Режим доступа: <http://www.iprbookshop.ru/45278>.— ЭБС «IPRbooks», по паролю