

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

**УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ
«БРЕСТСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»**

Кафедра оснований, фундаментов, инженерной геологии и геодезии

**П.С.Пойга, П.В.Шведовский, А.Н.Тарасевич,
В.Н.Дедок, Г.П.Демина**

МЕХАНИКА ГРУНТОВ, ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

(курс лекций, часть I)

*Рекомендован к изданию редакционно-издательским советом
учреждения образования «Брестский государственный технический
университет» в качестве пособия для студентов дневной и заочной
форм обучения для специальностей 1-70 01 01, 1-70 02 01 и 1-70 02 02*

Брест 2011

УДК 624.131
ББК 38.58
П 47

Рецензенты:

В.И. Деркач, зам. директора РУП «Институт БелНИИС.
Научно-технический центр», к.т.н.

Д.И. Сливка, начальник проектного отдела ОДО НПІ «Брест-Кад».

И.С.Пойга, П.В.Шведовский, А.Н.Тарасевич, В.И.Дедок, Г.П.Демина
И47 Механика грунтов, основания и фундаменты. Курс лекций. Часть 1. –
Брест: Издательство БрГТУ, 2010. – 226 с.

ISBN 978-985-493-156-2

ISBN 978-985-493-157-9

Книга является учебным пособием по курсу «Механика грунтов, основания и фундаменты» для студентов вузов преимущественно строительных специальностей.

Даны сведения о природе грунтов и их физических свойствах, основные закономерности механики грунтов, теория предельного напряженного состояния грунтов, расчет осадок фундаментов и динамика дисперсных грунтов.

Пособие составлено на базе новейших экспериментальных и теоретических исследований, проведенных как в странах СНГ, так и в дальнем зарубежье.

Некоторые рассмотренные инженерные задачи теории оснований сооружений снабжены приложениями. Приведены также условные обозначения, термины и определения, соответствующие действующим нормативным документам, а также Еврокодам.

Издается в двух частях. Часть 1.

УДК 624.131

ББК 38.58

ISBN 978-985-493-156-2

ISBN 978-985-493-157-9

© Коллектив авторов, 2010

© Издательство БрГТУ, 2010

ОГЛАВЛЕНИЕ

ОГЛАВЛЕНИЕ	3
ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ	6
НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ	19
ПРИНЯТЫЕ УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ	21
УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ СОГЛАСНО ЕВРОКОДАМ	27
ВВЕДЕНИЕ	33
1 ОСНОВНЫЕ ВИДЫ, СОСТАВ И СОСТОЯНИЕ ГРУНТОВ	40
1.1 Строительная классификация грунтов	40
1.2 Состав грунтов	42
1.3 Вода в грунтах, ее виды и свойства	44
1.4 Газообразная составляющая грунта	47
1.5 Влияние состава грунта на физико-механические свойства	48
1.6 Структурные связи и стрессные грунты	49
1.7 Структура и текстура грунтов	51
2 ФИЗИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА И КЛАССИФИКАЦИОННЫЕ ПОКАЗАТЕЛИ ГРУНТОВ	53
2.1 Основные физические характеристики грунтов	53
2.2 Производные характеристики грунтов	55
2.3 Гранулометрический состав	58
2.4 Пластичность глинистых грунтов	60
2.5 Понятие об оптимальной плотности скелета грунта и оптимальной влажности грунта	61
3 ОСНОВНЫЕ ЗАКОНОМЕРНОСТИ МЕХАНИКИ ГРУНТОВ	62
3.1 Механические свойства грунтов	62
3.2 Сжимаемость грунтов	63
3.2.1 Физические представления	63
3.2.2 Компрессионная зависимость	63
3.2.3 Коэффициент относительной сжимаемости	65
3.2.4 Структурная прочность грунта	66
3.2.5 Закон уплотнения и линейная деформируемость грунта	68
3.2.6 Компрессионная зависимость при объемном сжатии	69
3.2.7 Определение модуля деформации грунта с помощью компрессионной кривой	71
3.2.8 Модуль объемной деформации и модуль сдвига	72
3.3 Водопроницаемость грунтов	74
3.3.1 Закон ламинарной фильтрации	74
3.3.2 Понятие о начальном градиенте	75
3.3.3 Определение коэффициента фильтрации	76
3.3.4 Модель водонасыщенного грунта	77
3.3.5 Понятие об эффективном и нейтральном давлении	78
3.4 Сопrotивление грунтов сдвигу. Закон Кулона	78
3.4.1 Сопrotивление сдвигу сыпучих грунтов	79
3.4.2 Сопrotивление сдвигу связных консолидированных грунтов	80
3.4.3 Сопrotивление сдвигу неконсолидированных грунтов	80
3.4.4 Условия предельного равновесия сыпучих и связных грунтов	81
3.4.5 Испытание грунтов на сдвиг при простом и трехосном сжатии	83
3.5 Структурно-фазовая деформируемость грунтов	88
3.5.1 Общая зависимость между деформациями и напряжениями	89
3.5.2 Принцип линейной деформируемости	90
3.6 Полевые методы определения характеристик деформируемости и прочности	91
3.7 Особенности свойств структурно-неустойчивых грунтов	99

4 ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В ГРУНТОВОЙ ТОЛЩЕ	109
4.1 Напряжения от действия сосредоточенной силы (основная задача).....	109
4.2 Напряжения от нескольких сосредоточенных сил	111
4.3 Определение сжимающих напряжений способом элементарного суммирования	112
4.4 Определение сжимающих напряжений по методу угловых точек	113
4.5 Распределение напряжений в случае плоской задачи	115
4.6 Распределение давлений по подошве фундаментов (контактная задача)	119
4.7 Определение напряжений от собственного веса грунта	123
5 ТЕОРИЯ ПРЕДЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ ГРУНТОВ И ЕЕ ПРИЛОЖЕНИЕ	125
5.1 Понятие о предельном напряженном состоянии (равновесии) грунта.....	125
5.2 Уравнения предельного равновесия.....	125
5.3 Фазы напряженного состояния грунтов при возрастании нагрузки	126
5.4 Начальная критическая нагрузка на грунт	127
5.5 Предельная нагрузка на грунт	129
5.6 Устойчивость грунтов в откосах, склонах	130
5.6.1 Основные понятия и причины нарушения устойчивости откосов	130
5.6.2 Устойчивость откоса предельно сыпучего грунта	131
5.6.3 Устойчивость вертикального откоса в предельно связанных грунтах	132
5.6.4 Устойчивость откосов по теории предельного равновесия	133
5.7 Графоаналитические методы расчета устойчивости откосов (метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения)	134
5.8 Устойчивость прислоненных откосов	136
5.9 Меры борьбы с оползнями.....	136
5.10 Определение давления грунта на подпорные стенки	137
5.10.1 Понятие об активном давлении и пассивном отпоре грунта	137
5.10.2 Аналитический метод определения давления грунта на подпорную стенку	138
5.10.3 Определение давления грунта на подпорные стенки методом теории предельного равновесия	141
5.10.4 Графоаналитический метод определения давления грунта на подпорную стенку	142
5.10.5 Построение эпюр давления грунта при сложном очертании задней грани стенки и слоистом напластовании грунтов	143
6 ДЕФОРМАЦИИ ГРУНТОВ И ПРОГНОЗ ОСАДКИ ФУНДАМЕНТОВ	145
6.1 Виды деформаций и причины их обуславливающие	145
6.2 Упругие деформации грунтов и методы их определения	146
6.2.1 Условия возникновения упругих деформаций	146
6.2.2 Метод общих упругих деформаций	147
6.2.3 Метод местных упругих деформаций	150
6.2.4 Обобщенные методы определения деформаций	151
6.3 Прогноз осадок фундаментов	152
6.3.1 Общие положения	152
6.3.2 Осадка слоя грунта при сплошной нагрузке (основная задача)	153
6.3.3 Метод послойного суммирования	155
6.3.4 Метод линейно-деформируемого слоя	160
6.3.5 Метод эквивалентного слоя грунта	162
6.3.6 Метод ограниченной сжимаемой толщи	169
6.3.7 Метод общих деформаций	171
6.3.8 Учет влияния загрузки соседних площадей фундаментов	171
6.3.9 Особенности практического использования методов расчета осадок фундаментов	172

6.4	Прогноз изменения осадок во времени.....	175
6.4.1	<i>Общие положения</i>	175
6.4.2	<i>Одномерная задача консолидации грунтов (основной случай)</i>	178
6.4.3	<i>Другие случаи одномерной задачи консолидации</i>	182
6.4.4	<i>Учет структурности грунтов (структурной прочности скелета грунта) и сжимаемости газосодержащей поровой воды</i>	187
6.4.5	<i>Вторичная консолидация</i>	188
6.4.6	<i>Учет начального гидравлического градиента напора</i>	189
6.4.7	<i>Учет слоистости залегания грунтов и изменения сжимаемости и водопроницаемости грунта при его уплотнении</i>	190
6.4.8	<i>Плоская и пространственная задачи теории фильтрационной консолидации грунтов</i>	192
7	РЕОЛОГИЧЕСКИЕ ПРОЦЕССЫ В ГРУНТАХ И ИХ ЗНАЧЕНИЕ.....	199
7.1	Реологические явления в грунтах.....	199
7.2	Физические причины протекания реологических процессов в грунтах.....	200
7.3	Длительная прочность грунта и релаксация напряжений.....	202
7.4	Деформации ползучести грунта при уплотнении.....	203
7.5	Вопросы нелинейной механики грунтов.....	206
8	ДИНАМИКА ДИСПЕРСНЫХ ГРУНТОВ.....	208
8.1	Общие сведения о динамических воздействиях на грунт.....	208
8.2	Особенности развития объемных деформаций при динамических воздействиях.....	210
8.3	Модели основания при динамических воздействиях.....	213
8.4	Изменение свойств грунтов при динамических воздействиях.....	218
8.5	Учет динамических воздействий при расчёте оснований.....	221
	РЕКОМЕНДУЕМАЯ ЛИТЕРАТУРА.....	225

ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ

Общие термины

Воздействие пассивное – природные и техногенные явления, влияющие на работу основания и фундамента.

Воздействие активное – механическое воздействие, вызывающее изменение напряженно-деформируемого состояния элементов и конструкций сооружения и его основания.

Геотехника – направление инженерной геологии, основанное на использовании механико-математических методов исследования. В более широком понятии включает в себя: инженерную геологию, механику грунтов и основания фундаментов.

Грунтовый карьер – выемка, разрабатываемая с целью получения грунта для устройства насыпей и обратных засыпок, не относящаяся к горнодобывающим предприятиям.

Земляные работы – принудительное перемещение и складирование земляных масс с целью подготовки основания для устройства фундаментов зданий и сооружений, а также возведение насыпей. Разработка выемок и котлованов, вертикальная планировка, возведение насыпей – виды земляных работ.

Квазистатическая нагрузка – нагрузка не статическая, но принимаемая как статическая.

Котлован – выемка в грунте.

Мониторинг геотехнический – визуальные и инструментальные наблюдения за поведением строительных конструкций и их оснований в процессе строительства и в период эксплуатации объекта.

Нагрузка динамическая – нагрузка, характеризующаяся быстрым изменением во времени ее значения, направления или точки приложения и вызывающая в грунтах основания или строительной системе силы инерции, подлежащие учету при расчете фундаментов.

Объект мониторинга – объект, в процессе строительства и эксплуатации которого проводятся визуальные и инструментальные наблюдения за строительными конструкциями и основаниями фундаментов.

Осадка (фундамента) – вертикальная деформация, возникающая в результате передачи на основание усилий от сооружения или возникающая в результате изменения физического состояния грунта в период строительства и эксплуатации сооружения.

Относительная неравномерность осадок (фундаментов) – разность абсолютных осадок двух соседних фундаментов, отнесенная к расстоянию между ними.

Относительный прогиб (выгиб) – отношение предельного прогиба (выгиба) к длине изогнувшейся части здания или сооружения (изгибаемого участка), определяемое по абсолютным осадкам минимально трех отдельных фундаментов или стольких же точек сплошного фундамента.

Предельное состояние – состояние конструкции или основания, после достижения которого дальнейшая их эксплуатация невозможна вследствие потери несущей способности (предельное состояние первой группы), либо вследствие недопустимых перемещений и деформаций (предельное состояние второй группы).

Просадка – быстро протекающая во времени деформация грунта основания (с уменьшением объема грунта при замачивании) при постоянной внешней нагрузке, сопровождающаяся коренным изменением структуры и свойств грунта.

Пучение морозное – неравномерное поднятие поверхности почвы (грунта), вызываемое изменением объема грунта при промерзании.

Сооружение заглубленное – сооружение, имеющее более одного этажа, часть которого расположена ниже уровня поверхности земли (планировки).

Сооружение подземное – сооружение, расположенное ниже уровня поверхности земли (планировки) и не имеющее надземной части.

Угловые перемещения – перемещения, связанные с крепом, наклоном, отностельным прогибом или поворотом конструкций сооружения.

Условия особые – условия, характеризующиеся наличием:

– грунтов с особыми свойствами (просадочных, набухающих, засоленных, искусственных и др.);

– неблагоприятных геологических и инженерно-геологических процессов (карст, оползни, подрабатываемые территории и др.);

– динамических, вибрационных и других воздействий.

Этаж подвальный – часть здания или сооружения, расположенная ниже уровня поверхности земли (планировки) более чем на половину высоты помещения.

Грунты

Биогенные грунты – грунты минерально-биологического происхождения с содержанием органики свыше 10%.

Грунт – горная порода, почва или искусственное образование (твердые отходы производств и бытовые), представляющие собой многокомпонентные системы, изменяющиеся во времени, используемые как основание, среда или материал при строительстве.

Грунт глинистый – связный минеральный грунт, обладающий сцеплением между частицами (связностью) и пластичностью и имеющий число пластичности не менее единицы.

Грунт дисперсный – грунт, состоящий из отдельных минеральных частиц (зерен) разного размера, слабосвязанных друг с другом; образуется в результате выветривания скальных грунтов с последующей транспортировкой продуктов выветривания водным или эоловым путем и их отложением.

Грунт заторфованный – песчаный, пылевато-глинистый или насыпной грунт, содержащий по массе от 10% до 50% органического вещества.

Грунты, измененные физическим воздействием – природные грунты, в которых техногенное воздействие (уплотнение, замораживание, тепловое воздействие и т. д.) изменяет строение и фазовый состав.

Грунты, измененные химико-физическим воздействием – природные грунты, в которых при техногенном воздействии и в результате химической реакции изменяется их вещественный состав, структура и текстура.

Грунт искусственный – грунт природного происхождения, закрепленный или уплотненный различными методами, насыпной и намывной, а также твердые отходы производств и бытовые.

Грунт лессовидный – пылевато-глинистый грунт, в гранулометрическом составе которого более 50% пылеватых (0,05–0,005мм) частиц, бескарбонатный или известковый; преимущественно низкопористый (коэффициент пористости – не более 0,8), слоистый и непрсадочный; встречаются прослойки песка, гравия, включения галек, раковин моллюсков, иногда погребенные почвенные горизонты; легко размокает и размывается.

Грунт набухающий – грунт, который при замачивании водой или другой жидкостью увеличивается в объеме с относительным набуханием в условиях свободного набухания (без нагрузки) не менее 0,04.

Грунт немерзлый, талый – грунт при положительной температуре.

Грунт полускальный – грунт, предел прочности которого при одноосном сжатии в водонасыщенном состоянии менее 5МПа.

Грунт просадочный – связный пылевато-глинистый грунт, который под действием внешней нагрузки или собственной массы при замачивании водой или другой жидкостью дает просадку, и при этом величина относительной просадочности составляет не менее 0,01.

Грунт пучинистый – дисперсный грунт, который при переходе из талого в мерзлое состояние увеличивается в объеме вследствие образования кристаллов льда и имеет относительную деформацию морозного пучения не менее 0,01.

Грунты техногенные – естественные грунты, измененные и перемещенные в результате производственной и хозяйственной деятельности человека, и антропогенные образования.

Гумус – перегной, органическая, обычно черная или темно-коричневая, часть почвы, образующаяся в результате биологического и биохимического превращений растительных и животных остатков.

Ил – водонасыщенный современный осадок водоемов, образовавшийся при наличии микробиологических процессов, природная влажность которого, как правило, превышает влажность на границе текучести (текучую консистенцию, содержание частиц меньше 0,01мм составляет 30%–50% по массе), коэффициент пористости не менее 0,9.

Микроагрегат – образования грунта диаметром менее 1мм, образующиеся в результате цементирования частиц грунта соединениями, нерастворимыми в воде; отличаются прочностью и не растворяются в воде.

Моренные грунты – минеральные грунты ледникового происхождения.

Намывной грунт – искусственный грунт, образующийся в процессе переукладки природного грунта гидромеханизированным способом.

Насыпной грунт – грунт природного происхождения с нарушенной структурой, образуемый принудительным перемещением в сооружение или для складирования с использованием средств механизации, взрыва.

Образец грунта нарушенного сложения – представительная масса грунта, в которой при отборе из массива грунта изменились естественное его сложение и (или) влажность.

Образец грунта ненарушенного сложения (моноплит) – образец грунта определенной формы, в котором при отборе из массива грунта сохраняются ненарушенное сложение и влажность.

Органическое вещество – органические соединения, входящие в состав грунта в виде неразложившихся остатков растительных и животных организмов, а также продуктов их разложения и преобразования.

Песок (песчаный грунт) – несвязный (сыпучий) минеральный грунт, в котором масса частиц размером меньше 2мм составляет более 25% и число пластичности меньше единицы.

«**Плывуны**» – рыхлые водонасыщенные пески, проявляющие при определенных гидродинамических условиях (вибрация, воздействие восходящих потоков) большую подвижность (плывучесть), вследствие чего зерна песка переходят во взвешенное состояние, а несущая способность грунта становится очень низкой.

Почва – природное образование в виде поверхностного слоя земной коры, обладающего плодородием; состоит из нескольких горизонтов, возникших в результате сложного взаимодействия материнских горных пород, климата, рельефа, растительности, животных организмов и хозяйственной деятельности человека.

Растительные остатки – неразложившиеся включения негумифицированных растений.

Сапропель – пресноводный ил, образовавшийся при саморазложении органических (преимущественно растительных) остатков на дне застойных водоемов (озер) и содержащий более 10% органического вещества; как правило, коэффициент пористости более 3, показатель текучести более 1; содержание частиц размером более 0,25мм не превышает 5%.

Торф – органо-минеральный грунт, образовавшийся в результате естественного отмирания и неполного разложения болотных растений в условиях повышенной влажности при недостатке кислорода, содержащий по массе 50% и более органического вещества.

Свойства грунтов

Влажность грунта – отношение массы воды в объеме грунта к массе этого грунта, высушенного до постоянной массы.

Влажность на границе раскатывания (граница раскатывания) – влажность грунта, при которой грунт находится на границе между твердым и пластичным состояниями; определяется по ГОСТ 5180.

Влажность на границе текучести (граница текучести) – влажность грунта, при которой грунт находится на границе между пластичным и текучим состояниями; определяется по ГОСТ 5180.

Влажность на пределе усадки – влажность грунта в момент резкого уменьшения усадки, определяемая по точке перегиба кривой графика зависимости изменения объема образца грунта от изменения влажности при высыхании.

Влажность набухания – влажность, полученная после завершения набухания образца грунта, обжимаемого в условиях, исключающих возможность бокового расширения, заданным давлением.

Водонасыщенное состояние грунта – состояние грунта при практически полном заполнении пор грунта водой.

Водопроницаемость (грунтов) – свойство (способность) грунта пропускать воду.

Воздушно-сухое состояние грунта – состояние грунта, высушенного на воздухе.

Гигроскопическая влажность – влажность грунта в воздушно-сухом состоянии, т.е. в состоянии равновесия с влажностью и температурой окружающего воздуха.

Глубина промерзания – толщина грунтов от поверхности, располагающаяся выше нулевой изотермы. В природных условиях определяется расстоянием по вертикали от поверхности площадки до границы слоя грунта в твердомерзлом состоянии.

Глубина промерзания нормативная – средняя из ежегодных максимальных глубин сезонного промерзания грунта, наблюдаемых за 10-летний период на горизонтальной площадке, оголенной от снега, при уровне грунтовых вод ниже глубины промерзания.

Глубина промерзания расчетная – глубина промерзания грунта у наружной или внутренней граней фундаментов на расстоянии 0,5м от них с учетом теплового режима внутри и снаружи здания.

Глубина сезонного промерзания – толщина грунтов от поверхности, располагающаяся выше нулевой изотермы, подразделяемая по физическому состоянию на твердомерзлый и переходный (от талого к мерзлому) слои. Активной зоной пучения является переходный слой.

Глубина сезонного промерзания глинистого грунта – толщина глинистых грунтов, в природных условиях определяемая расстоянием по вертикали от поверхности площадки до границы слоя грунта в твердомерзлом состоянии, при уровне грунтовых вод, расположенном ниже глубины сезонного промерзания. Измеряется с целью обоснования значений нормативной глубины сезонного промерзания. Переходный пластично-мерзлый слой грунта, располагаемый между твердомерзлым и талым грунтами, в толщу твердомерзлого слоя не включается.

Градиент напора – отношение разности гидростатических напоров воды (потери напора) к длине пути фильтрации.

Гранулометрический состав (грунта) – содержание по массе групп частиц (фракций) грунта различного размера по отношению к общей массе абсолютно сухого грунта; определяется по ГОСТ 12536.

Касательная сила морозного пучения – сила, действующая в процессе подъема промерзающего грунта вдоль боковой поверхности фундамента, обусловленная сопротивлением смерзания и трением между ними.

Коэффициент водонасыщения – степень заполнения объема пор водой.

Коэффициент вторичной консолидации – показатель, характеризующий скорость деформации грунта при постоянном давлении за счет ползучести грунта.

Коэффициент нелинейной деформации – показатель, характеризующий зависимость деформаций ползучести грунта от напряжений и времени.

Коэффициент оттаивания – показатель деформируемости, характеризующий осадку мерзлого грунта при его оттаивании без нагрузки.

Коэффициент поперечного расширения – показатель деформируемости, характеризующий отношение поперечных и продольных деформаций грунта.

Коэффициент пористости – отношение объема пор к объему твердых частиц грунта.

Коэффициент Пуассона – отношение относительного бокового расширения образца испытуемого грунта к относительной вертикальной деформации при одноосном сжатии.

Коэффициент размягчаемости – отношение значений предела прочности скальных и полускальных грунтов при одноосном сжатии соответственно в водонасыщенном и воздушно-сухом состояниях.

Коэффициент уплотнения грунта – отношение плотности сухого грунта в контролируемом слое земляного сооружения к максимальной плотности сухого грунта, определенной в приборе стандартного уплотнения по ГОСТ 22733.

Коэффициент фильтрации (водопроницаемости) – скорость фильтрации воды в грунте при градиенте напора, равном единице; определяется по ГОСТ 23278.

Коэффициент фильтрационной консолидации – показатель, характеризующий скорость деформации грунта при постоянном давлении за счет фильтрации воды.

Максимальная плотность (стандартная плотность) – наибольшая плотность сухого грунта, которая достигается при испытании грунта методом стандартного уплотнения; определяется по ГОСТ 22733.

Масса грунта – свойство тела или вещества, характеризующее их инерционность и способность создавать гравитационное поле (скалярная величина).

Микроагрегатный состав грунта – весовое содержание в грунте водостойких микроагрегатов различной крупности, выраженное в процентах, по отношению к весу сухой пробы грунта, взятой для анализа.

Модуль деформации – коэффициент пропорциональности линейной связи между приращениями давления на грунт и его деформациями.

Модуль линейной деформации – показатель линейной деформируемости грунта, отражающий отношение напряжений к вызванным относительным продольным деформациям.

Модуль сдвига – характеристика деформируемости, определяемая отношением интенсивности касательных напряжений к интенсивности деформаций сдвига.

Морозное пучение грунта – увеличение объема влажного грунта при замерзании в нем воды, приводящее к подъему слоя промерзающего грунта.

Набухаемость – свойство глинистого грунта увеличивать свой объем при взаимодействии с водой или другой жидкостью.

Оптимальная влажность – влажность, при которой достигнута максимальная плотность сухого грунта, определенная при трамбовании образцов с постоянной затратой работы на их уплотнение в приборе стандартного уплотнения по ГОСТ 22733.

Относительная просадочность – отношение уменьшения высоты образца грунта в результате замачивания водой или другой жидкостью при определенном вертикальном давлении к высоте образца природной влажности при давлении, равном природному на глубине отбора образца; определяется по ГОСТ 23161.

Относительное содержание органического вещества (степень заторфованности) – отношение массы органического вещества в образце абсолютно сухого грунта к массе образца грунта.

Плотность влажного грунта – отношение массы влажного грунта (включая массу воды в его порах) к занимаемому этим грунтом объему (включая имеющиеся в грунте поры).

Плотность грунта – масса единицы объема грунта.

Плотность сухого грунта (скелета грунта) – отношение массы сухого грунта (исключая массу воды в его порах) к первоначальному объему.

Плотность частиц грунта – масса единицы объема твердых (скелетных) частиц грунта.

Показатель максимальной неоднородности – мера неоднородности гранулометрического состава песка, определяемая по формуле $U_{max} = (d_{50}d_{95}) / d_5$, где d_{50} , d_{95} , d_5 – диаметры частиц, мм, меньше которых в данном грунте содержится по массе соответственно 50%, 95% и 5% частиц.

Показатель текучести – отношение разности влажностей, соответствующих двум состояниям грунта: естественному и на границе раскатывания, к числу пластичности.

Предел прочности грунта на одноосное сжатие – отношение вертикальной нагрузки на образец грунта, при которой происходит его разрушение, к площади поперечного сечения образца.

Предельно плотное состояние грунта – состояние грунта при максимальной плотности.

Предельно рыхлое состояние грунта – состояние грунта при минимальной плотности.

Проницаемость – свойство (способность) грунта пропускать жидкость или газ под действием перепада давления или напора.

Растворимость грунта – способность грунта при взаимодействии с водой или иной жидкостью переходить в раствор.

Сила пучения касательная – сила, обусловленная механическим воздействием пучащегося грунта на фундамент (вдоль боковой поверхности) при промерзании грунта в пределах глубины его заложения.

Сила пучения нормальная – сила, возникающая при промерзании и пучении грунта под штампом или фундаментом и отнесенная к единице площади их подошвы.

Силы пучения – силы, возникающие внутри объема промерзающего грунта в связи с расширением замерзающей в грунте воды и формированием ледяных включений, раздвигающих отдельные минеральные части грунта.

Скорость фильтрации – расход жидкости, протекающей через единицу площади поперечного сечения грунта, включающей площадь сечения порового пространства и площадь сечения скелета грунта (вместе с его порами и скелетом).

Сопrotивление грунта срезу – характеристика прочности грунта, определяемая значением касательного напряжения, при котором происходит разрушение (срез).

Состав грунта вещественный – категория, характеризующая химико-минеральный состав твердых, жидких и газовых компонентов в грунте.

Средняя плотность зерен (крупнее 10мм) – отношение массы высушенной пробы зерен к занимаемому ими объему.

Степень водопроницаемости – характеристика, отражающая способность грунтов пропускать через себя воду и количественно выражающаяся в виде коэффициента фильтрации; определяется по ГОСТ 25584.

Степень засоленности – содержание легко- и среднерастворимых солей в процентах от массы абсолютно сухого грунта.

Степень зольности торфа – отношение массы минеральной части торфа ко всей его массе в абсолютно сухом состоянии; определяется по ГОСТ 11306.

Степень неоднородности гранулометрического состава (грунта) – показатель неоднородности гранулометрического состава песчаных грунтов, определяемый по формуле $C_u = d_{60}/d_{10}$, где d_{60} и d_{10} – диаметры частиц, меньше которых в данном грунте содержится (по массе) соответственно 60% и 10% частиц.

Степень пластичности ила – отношение природной влажности к границе текучести, отражающее уплотнение и дегидратацию ила.

Степень плотности песков – отношение разности коэффициента пористости в предельно-плотном сложении и коэффициента пористости при естественном или искусственном сложении к разности коэффициентов пористости в предельно-плотном и в предельно-рыхлом сложении.

Степень пучинистости грунта – характеристика, отражающая способность грунта к морозному пучению, которую следует определять по значению относительной деформации морозного пучения, полученному по результатам испытаний образцов грунта в специальных установках, обеспечивающих промораживание образца исследуемого грунта в заданном температурном и влажностном режимах.

Степень разложения торфа – отношение массы бесструктурной (полностью разложившейся) части, включающей гуминовые кислоты и мелкие частицы негумифицированных остатков растений, к общей массе торфа; определяется по ГОСТ 10650.

Степень растворимости в воде – характеристика, отражающая способность грунтов растворяться в воде и выражающаяся в граммах на единицу объема воднорастворимых солей.

Структура грунта – пространственная организация структурных (твердого, жидкого, газообразного и биогенного) компонентов грунта, характеризующаяся совокупностью геометрических, морфометрических и энергетических признаков и определяющаяся составом, количественным соотношением и взаимодействием компонентов грунта.

Текстура грунта – признак структуры, характеризующий пространственную композицию слагающих грунт элементов (слоистость, трещиноватость и др.).

Температура начала замерзания (оттаивания) – температура, при которой в порах грунта появляется (исчезает) лед.

Теплопроводность грунта – теплофизическая характеристика грунта, определяющая его способность проводить тепло и численно равная плотности теплового потока в нем при градиенте температур равном единице.

Угол внутреннего трения – параметр прямой зависимости сопротивления грунта срезу от вертикального давления, определяемый как угол наклона этой прямой к оси абсцисс.

Удельное значение касательной силы морозного пучения – значение касательной силы пучения, отнесенной к площади боковой поверхности фундамента, контактирующей с промерзающим грунтом.

Удельное сцепление грунта – параметр прямой зависимости сопротивления грунта срезу от вертикального давления, определяемый как отрезок, отсекаемый этой прямой на оси ординат.

Фильтрация жидкости – движение жидкости в пористой среде.

Число пластичности грунта – разность между влажностями, соответствующими границе текучести и границе раскатывания (пластичности).

Эквивалентное сцепление – комплексная характеристика прочности мерзлого грунта, учитывающая как собственно сцепление, так и наличие внутреннего трения.

Испытания грунтов

Абсолютное суффозионное сжатие – уменьшение первоначальной высоты образца грунта в результате сжатия при постоянном вертикальном давлении и непрерывной фильтрации жидкости, вызывающей суффозию.

Бороздовый метод отбора образцов грунта – отбор образцов грунта нарушенного сложения, устойчивого в стенках горных выработок, посредством проходки борозды, как правило, шириной 10-20 см и глубиной 5-10 см с целью получения необходимой массы образца.

Вертикальное давление на образец грунта – отношение приложенной к образцу грунта вертикальной нагрузки к площади его поперечного сечения.

Геофизические исследования – комплекс геофизических методов, основанных на использовании физических свойств грунтов (электрических, гравитационных, магнитных, упругих, радиоактивных и др.), применяемых для решения разнообразных геологических, гидрогеологических и специальных задач при строительстве зданий и сооружений.

График стандартного уплотнения – графическое изображение зависимости изменения плотности сухого грунта от влажности при испытании методом стандартного уплотнения.

Грунтонос – устройство для отбора образцов грунта ненарушенного сложения.

Давление на образец грунта – отношение приложенной к образцу грунта нагрузки (через штамп прибора) к площади его поперечного сечения (штампа).

Давление набухания – давление, возникающее при замачивании жидкостью и отжатии образца грунта в условиях, исключающих возможность бокового расширения, при котором деформации набухания или сжатия грунта равны нулю.

Давление начальное просадочное – минимальное давление, при котором проявляются просадочные свойства грунта за счет его полного водонасыщения.

Динамическое зондирование – процесс погружения зонда в грунт под действием ударной нагрузки (ударное зондирование) или ударно-вибрационной нагрузки (ударно-вибрационное зондирование) с измерением показателей сопротивления грунта внедрению зонда.

Залог – число ударов молота, после которых производят измерение глубины погружения зонда.

Зонд – устройство, воспринимающее сопротивление грунта в процессе погружения. В состав зонда входят набор штанг и конический наконечник.

Зондирование – метод полевых исследований грунтов, основанный на принудительном погружении устройства (зонда или конуса) в основание.

Каротаж – геофизический метод исследования посредством измерения физических свойств грунтов, а также естественных и искусственно созданных полей по стволу скважины.

Керн – цилиндрический столбик грунта (образец), образующийся в результате кольцевого разрушения грунта на забое скважины.

Консолидация – процесс уплотнения глинистого водонасыщенного грунта под действием длительной постоянной нагрузки. Различают: консолидацию вторичную (стадия консолидации связного грунта при компрессионном уплотнении, наступающая после выравнивания порового давления); начальную (стадия консолидации связного грунта при компрессионном уплотнении до начала вытеснения поровой воды и постепенного выравнивания порового давления); первичную (начальная стадия консолидации связного грунта при компрессионном уплотнении, включающая вытеснение поровой воды и постепенное выравнивание порового давления); фильтрационную (процесс сжатия грунта, обусловленный в основном его водопроницаемостью и условиями оттока выжимаемой из него воды).

Консолидированно-дренированное испытание – испытание грунта для определения характеристик прочности и деформируемости с предварительным уплотнением образца и отжатием из него воды в процессе всего испытания.

Консолидированно-недренированное испытание – испытание грунта для определения характеристик прочности и деформируемости с предварительным уплотнением образца и отжатием из него воды только в процессе уплотнения.

Коэффициент сжимаемости – отношение относительной вертикальной деформации к давлению, вызвавшему эту деформацию.

Набухание грунта – процесс изменения объема грунта во времени при взаимодействии его с водой или другой жидкостью.

Набухание грунта абсолютное – увеличение высоты образца грунта в процессе его испытаний при взаимодействии с водой или другой жидкостью.

Набухание грунта относительное – отношение увеличения высоты образца грунта в результате замачивания образца водой или другой жидкостью (абсолютного набухания) к начальной высоте образца грунта природной влажности; определяется по ГОСТ 24143.

Набухание грунта под нагрузкой – относительное набухание грунта при данном давлении на образец.

Набухание грунта свободное – относительное набухание грунта, полученное в приборах типа ПШГ, когда давлением от массы штампа и измерительного оборудования, не превышающем 0,006МПа пренебрегают.

Начальное давление суффозионного сжатия – минимальное давление, при котором проявляется суффозионное сжатие грунта.

Неконсолидированно-недренированное испытание – испытание грунта для определения прочностных характеристик без предварительного уплотнения образца и при отсутствии отжатия из него воды в процессе всего испытания.

Нестабилизированное состояние грунта – состояние грунта, характеризующееся незавершенностью деформаций уплотнения под определенной нагрузкой и наличием избыточного давления в поровой воде.

Относительная вертикальная деформация образца грунта – отношение вертикальной деформации к начальной высоте образца.

Относительная деформация набухания без нагрузки – отношение увеличения высоты образца грунта после свободного набухания в условиях невозможности бокового расширения к начальной высоте образца грунта природной влажности (ГОСТ 24143).

Относительная деформация просадочности – отношение разности высот образцов, соответственно природной влажности и после его полного водонасыщения при определенном вертикальном давлении, к высоте образца природной влажности.

Относительное суффозионное сжатие – отношение абсолютного суффозионного сжатия к высоте образца грунта природной влажности при природном давлении.

Пенетрационный каротаж (ПК) – геофизический метод определения комплекса показателей свойств пород непрерывно по глубине внедрения в породу пенетрационно-каротажного зонда.

Ползучесть – процесс развития деформаций грунта во времени при неизменном напряжении.

Полевые методы исследований – методы определения несущей способности и деформаций основания, основанные на натуральных или модельных испытаниях (исследованиях) грунтов в условиях их залегания.

Свая-зонд – забивная инвентарная металлическая составная свая диаметром 127мм с коническим наконечником и муфтой трения.

Сжатие образца грунта абсолютное – уменьшение первоначальной высоты образца в результате уплотнения при определенном вертикальном давлении.

Сжатие образца грунта относительное – отношение абсолютного сжатия к высоте образца с природной влажностью при природном давлении на глубине отбора образца.

Сопротивление грунта на боковой поверхности зонда – сопротивление грунта на боковой поверхности штанги зонда типа I.

Стабилизация деформации – величина приращения деформации, характеризующая практическое ее затухание во времени при определенной нагрузке.

Стабилизация осадки образца грунта условная – приращение величины осадки образца грунта во времени, характеризующее практическое затухание деформации.

Стабилизация просадки образца грунта условная – приращение величины осадки образца грунта во времени, характеризующее практическое затухание дополнительной деформации от замачивания (просадки).

Стабилизированное состояние грунта – состояние грунта, характеризующее окончанием деформаций уплотнения под определенной нагрузкой и отсутствием избыточного давления в поровой воде.

Стадия незатухающей ползучести – процесс деформирования грунта с постоянной или увеличивающейся скоростью при неизменном напряжении.

Стандартное уплотнение – послойное (в три слоя) уплотнение образца грунта с постоянной работой уплотнения. Выполняется по ГОСТ 22733.

Статическое зондирование – процесс погружения зонда в грунт под действием статической вдавливающей нагрузки с измерением показателей сопротивления грунта внедрению зонда на глубину больше высоты наконечника.

Структурная прочность – вертикальное напряжение в образце грунта, соответствующее началу перехода от упругих к пластическим деформациям сжатия.

Точечный метод отбора образцов грунта – отбор образцов грунта нарушенного или ненарушенного сложения (монолита) из точки массива грунта.

Точка зондирования – пункт на поверхности грунта, в который устанавливается наконечник прибора.

Точка испытаний – пункт на поверхности контролируемого слоя, в котором планируется провести или проведено испытание.

Удельное сопротивление грунта на участке боковой поверхности (муфты трения) зонда – сопротивление грунта на участке боковой поверхности (муфты трения) зонда типа II, отнесенное к площади боковой поверхности муфты трения (при статическом зондировании).

Удельное сопротивление грунта под наконечником (конусом) зонда – сопротивление грунта наконечнику (конусу) зонда при статическом зондировании, отнесенное к площади основания наконечника (конуса) зонда.

Удельное сопротивление пенетрации – сопротивление грунта внедрению конического наконечника под действием статической нагрузки на глубину, меньшую, чем высота наконечника.

Усадка грунта – процесс изменения линейных размеров и объема образца грунта во времени при испарении из него влаги.

Усадка грунта абсолютная по высоте, диаметру, объему – уменьшение высоты, диаметра, объема образца грунта во время испытаний.

Усадка грунта относительная по высоте, диаметру, объему – отношение абсолютной усадки образца грунта по высоте, диаметру, объему к их начальным размерам соответственно.

Условное динамическое сопротивление грунта – сопротивление грунта погружению зонда при забивке его падающим молотом (вибромолотом).

Устройство для вдавливания и извлечения зонда – силовое устройство механического, гидравлического или пневматического действия.

Эталонная свая – забивная инвентарная металлическая составная свая диаметром 114мм.

Эффективное напряжение – напряжение, действующее в скелете грунта, определяемое как разность между полным напряжением в образце грунта и давлением в поровой жидкости. Это напряжение вызывает эффект трения между частицами грунта.

НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ

СТБ 943-93 Грунты. Классификация.

СТБ 1164.0-99 Основания и фундаменты зданий и сооружений. Контроль качества и приемка работ. Параметры контроля и состав контролируемых показателей.

СТБ 1241-2000 Зонд забивной. Технические условия.

СТБ 1242-2000 Плотномер динамический. Технические условия.

СТБ 1377-2003 Грунты. Метод ускоренного определения степени уплотнения динамическим зондированием.

СТБ 1405-2003 Безопасность в чрезвычайных ситуациях. Мониторинг и прогнозирование опасных геологических явлений и процессов. Общие требования.

СТБ 1407-2003 Безопасность в чрезвычайных ситуациях. Мониторинг и прогнозирование опасных гидрогеологических явлений и процессов. Общие требования.

ГОСТ 5180-84 Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик.

ГОСТ 5686-94 Грунты. Методы полевых испытаний сваями.

ГОСТ 10650-72 Торф. Метод определения степени разложения.

ГОСТ 11306-83 Торф и продукты его переработки. Методы определения зольности.

ГОСТ 12071-2000 Грунты. Отбор, упаковка, транспортирование и хранение образцов.

ГОСТ 12248-96 Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости.

ГОСТ 12536-79 Грунты. Методы лабораторного определения гранулометрического (зернового) и микроагрегатного состава.

ГОСТ 16504-81 Система государственных испытаний продукции. Испытания и контроль качества продукции. Основные термины и определения.

ГОСТ 18321-73 Статистический контроль качества. Методы случайного отбора выборок штучной продукции.

ГОСТ 19912-2001 Грунты. Методы полевых испытаний статическим и динамическим зондированием.

ГОСТ 20276-99 Грунты. Методы полевого определения характеристик прочности и деформируемости.

ГОСТ 20522-96 Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний.

ГОСТ 21123-85 Торф. Термины и определения.

ГОСТ 22733-2002 Грунты. Метод лабораторного определения максимальной плотности.

ГОСТ 23061-90 Грунты. Методы радиоизотопных измерений плотности и влажности.

ГОСТ 23161-78 Грунты. Метод лабораторного определения характеристик просадочности.

ГОСТ 23278-78 Грунты. Методы полевых испытаний проницаемости.

ГОСТ 23740-79 Грунты. Методы лабораторного определения содержания органических веществ.

ГОСТ 24143-80 Грунты. Методы лабораторного определения характеристик набухания и усадки.

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

ГОСТ 24847-81 Грунты. Методы определения глубины сезонного промерзания.

ГОСТ 25260-82 Породы горные. Метод полевого испытания пенетрационным каротажом.

ГОСТ 25358-82 Грунты. Метод полевого определения температуры.

ГОСТ 25584-90 Грунты. Методы лабораторного определения коэффициента фильтрации.

ГОСТ 26262-84 Грунты. Методы полевого определения глубины сезонного оттаивания.

ГОСТ 26263-84 Грунты. Метод лабораторного определения теплопроводности мерзлых грунтов.

ГОСТ 27217-87 Грунты. Метод полевого определения удельных касательных сил морозного пучения.

ГОСТ 28514-90 Строительная геотехника. Определение плотности грунтов методом замещения объема.

ГОСТ 28622-90 Грунты. Метод лабораторного определения степени пучинистости.

ГОСТ 30416-96 Грунты. Лабораторные испытания. Общие положения.

СНБ 1.02.01-96 Инженерные изыскания для строительства.

EN 1997-1: 2004 «Еврокод 7. Проектирование геотехническое. Ч.1., Общие положения».

ПРИНЯТЫЕ УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

Геометрические характеристики

- A – площадь, м^2 ;
 A_c – площадь поперечного сечения, м^2 ;
 A_i – площадь боковой поверхности конструкции в пределах i -го слоя, м^2 ;
 A_{con} – площадь проекции консолей на горизонтальную плоскость, м^2 ;
 a – продольный или больший размер поперечного сечения, м;
 b – поперечный или меньший размер поперечного сечения, м;
 \bar{b} – приведенная ширина фундамента;
 C – толщина защитного слоя, м;
 d – диаметр, рабочая высота, глубина заложения, размер стороны сваи, м;
 e_0 – эксцентриситет, м;
 h_f – высота фундамента, ростверка, м;
 h_q – глубина погружения сваи в грунт от подошвы ростверка, м;
 h_0 – глубина расположения нулевой точки от поверхности грунта, м;
 h_i – толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, м;
 h_c – толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала, м;
 h_{cf} – толщина пола подвала, м;
 h_j – толщина j -го слоя оседающего грунта, вызывающего отрицательное трение, м;
 h_{ml} – расстояние от нижнего конца сваи до кровли слабого слоя, м;
 r – радиус ядра сечения, м;
 t – толщина, м;
 d_f – приведенная глубина заложения подошвы фундамента, ростверка, м;
 d_n – глубина подвала, м;
 d_n – нормативная глубина промерзания грунта, м;
 d_f – расчетная глубина промерзания, м;
 H – толщина слоя грунта, м;
 H_c – сжимаемая толща грунта, м;
 U – периметр, м;
 x, y – расстояние от главных осей до оси сваи, для которой вычисляется нагрузка, м;
 x_i, y_i – расстояние от главных осей до оси каждой сваи, м;
 L – длина (пролет) конструкции, фундамента, м;
 α_c – угол конусности сваи, град.; относительная глубина расположения нулевой точки сваи, м;
 λ_i – относительная высота приложения горизонтальной нагрузки над уровнем поверхности грунта;
 n – число слоев грунта;
 s – шаг поперечной арматуры, мм;
 S_c – расстояние между стержнями арматуры в свету, мм;
 l_n – пролет в свету между опорами, м;
 W – момент сопротивления, м^3 ;

- J – осевой момент инерции, м^4 ;
 N_L – отметка поверхности природного рельефа, м;
 D_L – отметка планировки, м;
 F_L – отметка подошвы фундамента, м;
 WL – уровень подземных вод;
 HL – нижняя граница сжимаемой толщи.

Коэффициенты

- γ_k – коэффициент надежности метода испытаний;
 γ_q – коэффициент надежности по грунту;
 γ_f – коэффициент надежности по нагрузке;
 $\gamma_s, \gamma_o, \gamma_{sp}, \gamma_c$ – коэффициенты условий работы (коэффициенты безопасности);
 γ_{cu} – динамический коэффициент условий работы сваи в грунте;
 $\gamma_{cr}, \gamma_{cf}, \gamma_{cp}$ – коэффициенты условий работы грунта, соответственно, под нижним концом сваи, на боковой поверхности сваи, под подошвой несущего ростверка;
 γ_{cjo} – коэффициент условий работы при действии силы отрицательного трения;
 α_{oh} – коэффициенты (показатель) гибкости сваи;
 ρ_m – реологический коэффициент;
 S – коэффициент перехода от предельного значения средней осадки фундамента к осадке сваи по результатам статических испытаний;
 ε – коэффициент восстановления удара;
 K_{cum} – коэффициент уплотнения грунта;
 ν – коэффициент Пуассона;
 e – коэффициент пористости;
 k_f – коэффициент фильтрации, м/с;
 C_c – коэффициент компрессии;
 k_n – коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружений;
 χ – относительная жесткость сваи;
 m_v – коэффициент относительной сжимаемости;
 m_{vo} – коэффициент сжимаемости;
 m_{om} – средний коэффициент сжимаемости;
 λ – расчетный параметр, определяющий увеличение осадки за счет сжатия ствола сваи;
 η – коэффициент отношения сторон;
 α – коэффициент затухания напряжений;
 ξ – относительная глубина;
 $F, F_w, F_v, M, n_f, K, \psi_w$ – эмпирические коэффициенты;
 D_{pd} – степень разложения органического вещества;
 M_n, M_q, M_c – безразмерные коэффициенты;
 N_n, N_q, N_c – коэффициенты несущей способности грунта.

Характеристики грунтов, материалов и механизмов

- E_0 – модуль общей деформации грунта;
 E – модуль нормальной упругости грунта;
 E_d – энергия удара молота;
 E_n – модуль упругости прокладки;
 E_b – модуль упругости бетона;
 G – вес ударной части молота;
 E_m – модуль упругости материала;
 q_c – вес сваи;
 J_L – показатель текучести глинистых грунтов;
 m_1, m_2, m_3, m_4 – соответственно, масса молота, сваи и наголовника, масса подбаб-
ка, масса ударной части молота;
 J_{om} – степень заторфованности грунтов;
 J_p – число пластичности;
 \bar{G} – модуль сдвига;
 S_r – степень влажности;
 W_{sat} – полная влагоёмкость;
 E_A – жесткость ствола сваи на сжатие;
 γ – удельный вес грунта;
 ρ – плотность грунта;
 γ_s – удельный вес частиц грунта;
 γ_w – удельный вес воды;
 γ_{sb} – удельный вес взвешенного в воде грунта;
 ρ_s – плотность частиц грунта;
 ρ_d – плотность сухого грунта (скелета);
 \bar{W} – влажность грунта;
 W_{opt} – оптимальная влажность грунта;
 S_r – степень влажности грунта;
 φ – угол внутреннего трения;
 c – удельное сцепление;
 $\varphi_{l,m}$ – осредненное значение угла внутреннего трения грунта;
 $C_{\Sigma} C_{zh}$ – соответственно, коэффициент постели грунта, коэффициент постели
грунта в уровне нижнего конца сваи;
 κ – количество слоев грунта по длине сваи;
 g – ускорение свободного падения;
 n – число испытаний, число свай в кусте;
 E_{\perp} – жесткость поперечного сечения сваи;
 t – возраст намытого грунта;
 H_m – фактическая высота подъема или падения ударной части молота;
 H_w – напор воды;
 S – абсолютная конечная осадка основания отдельного фундамента;
 S_m – средняя осадка;
 i – крен;
 k – относительный прогиб (выгиб).

Нагрузки, напряжение, сопротивления

- N – нагрузка, передаваемая на фундамент, грунтовый массив;
 N_{crit} – условная продольная критическая сила;
 N_{sd} – продольная сила от внешнего воздействия;
 $N_{sd,z}$ – продольная сила от внешней нагрузки по направлению оси Z;
 $N_{sd,II}$ – расчетная продольная сила от внешнего воздействия;
 II – горизонтальное усилие (распор);
 M – изгибающий момент;
 M_{cr} – момент, соответствующий образованию трещин;
 $M_{R,d}$ – прочность сечения при изгибе;
 $M_{sd,x}$ – расчетный изгибающий момент от внешней нагрузки, определенный относительно оси X;
 $M_{sd,y}$ – то же, относительно оси Y;
 M_{max} – максимальное значение изгибающего момента;
 q – равномерно-распределенная нагрузка;
 q_s – удельное сопротивление грунта погружению зонда при статическом зондировании;
 P_0 – условное динамическое сопротивление грунта;
 F – сила, воздействие;
 F_w, F_H – соответственно, вертикальная и горизонтальная составляющая силы;
 F_f – расчетное значение силы отрицательного трения;
 F_{fk} – сила отрицательного трения, действующая на куст свай;
 F_d – несущая способность одиночной сваи;
 F_{dv} – расчетная несущая способность сваи на действие вертикальных нагрузок;
 F_{dh} – то же, горизонтальных нагрузок;
 Q – поперечная сила;
 f_s – удельное сопротивление грунта по боковой поверхности зонда на определенном участке;
 R – расчетное сопротивление грунта;
 R_{sp} – то же, под нижним концом эталонной сваи, сваи-зонда;
 R_f – расчетное сопротивление грунта по боковой поверхности сваи;
 $R_{f,sp}$ – среднее значение предельного сопротивления грунта по боковой поверхности эталонной сваи;
 $R_{f,sp,i}$ – среднее значение предельного сопротивления i -го слоя грунта по боковой поверхности сваи-зонда;
 P_m – среднее давление;
 P_{max} – максимальное давление;
 P_{min} – минимальное давление;
 P_k – капиллярное давление;
 σ – нормальные напряжения (давление);
 σ_s – напряжения в арматуре;
 σ_v – вертикальная составляющая напряжения;

- σ_x – горизонтальная составляющая напряжений;
- σ_y – боковое (горизонтальное) давление грунта;
- σ_a – активное давление;
- σ_p – пассивное давление;
- $\sigma_{\text{вг}}$ – напряжение от собственного веса грунта;
- $\sigma_{\text{вп}}$ – напряжение от внешней нагрузки;
- σ_c – нормальные сжимающие напряжения в бетоне;
- τ – касательное напряжение;
- τ_{Rd} – расчетное сопротивление бетона срезу;
- f_{cd} – расчетное сопротивление бетона сжатию;
- f_{cs} – нормативное сопротивление бетона сжатию;
- f_{ctd} – расчетное сопротивление бетона растяжению;
- f_{ctk} – нормативное сопротивление бетона растяжению;
- f_{ctd} – расчетное сопротивление бетона смятию;
- f_{yd} – расчетное сопротивление ненапрягаемой арматуры;
- f – то же, но нормативное сопротивление.

Деформации основания

- U_p – горизонтальное перемещение;
- Ψ_p – угол поворота фундамента, сваи;
- S – совместная деформация фундамента и сооружения;
- S_u – предельное значение совместной деформации;
- $S_{u,mt}$ – предельное значение средней осадки;
- S_i^s – стабилизированная (конечная) осадка слоя грунта;
- S_i – осадка i -го слоя грунта;
- S_0 – осадка грунта относительно сваи;
- S_a, S_{el}, S_e – соответственно фактический, остаточный и упругий отказ сваи;
- ϵ_n – относительное сжатие насыпного слоя;
- U_0 – горизонтальное перемещение сваи в уровне поверхности грунта;
- Ψ_0 – угол поворота сечения сваи в уровне поверхности грунта;
- U_n, U_L – горизонтальное перемещение соответственно нижнего конца сваи и в точке приложения горизонтальной нагрузки.

Индексы

- c – бетон, сжатие;
- cr – трещинообразование;
- $crit$ – критический;
- ext – внешний;
- eff – эффективное значение;
- int – внутренний;
- κ – нормативное значение;
- l – нижнее значение;
- m – материал, среднее значение, изгиб.

<i>max</i>	–	максимум;
<i>min</i>	–	минимум;
<i>nom</i>	–	номинальное значение;
<i>pl</i>	–	пластический;
<i>s</i>	–	арматурная сталь;
<i>t(ten)</i>	–	растяжение;
<i>tor</i>	–	кручение;
<i>u</i>	–	предельное значение.
<i>opt</i>	–	оптимальное значение;
<i>str</i>	–	структурный.

УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ СОГЛАСНО ЕВРОКОДАМ

(информационно в соответствии с EN 1997-1: 2004 «Еврокод 7.
Проектирование геотехническое. Ч.1. Общие положения»)

ОПРЕДЕЛЕНИЯ

Определения, общие для всех Еврокодов

Определения, общие для всех Еврокодов, приводятся в EN 1990:2002, 1.5.

Определения, специфичные для EN 1997-1

Геотехническое воздействие – воздействие, передаваемое на сооружение основанием, засыпкой, надземной или подземной водой.

Сопоставимый опыт – документированная либо иная четко установленная информация о грунтовом основании, которое рассматривается в проекте, с указанием видов грунтов и скальных пород, обладающих аналогичными геотехническими свойствами, ожидаемыми для данного сооружения. Информация, полученная на месте, является наиболее достоверной.

Грунтовое основание (ground) – грунт, скала или насыпь на площадке до начала строительных работ.

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

Производная величина – величина геотехнического параметра, полученная теоретически, путем корреляции или эмпирически из результатов испытания.

Жесткость – сопротивление материала деформациям.

Сопrotивление – способность элемента или поперечного сечения элемента сооружения выдерживать воздействия без механических повреждений, например, прочность грунта на сдвиг, сопротивление изгибу, сопротивление потере устойчивости при продольном изгибе, сопротивление растяжению.

Обозначения

Для целей EN 1997-1 применяются следующие обозначения:

Латинские буквы

- A' – эффективная площадь основания;
- A_b – площадь основания под пятой сваи;
- A_c – суммарная площадь основания при сжатии;
- $A_{s,t}$ – площадь боковой поверхности сваи в слое I ;
- ad – проектное значение геометрических данных;
- $a_{,om}$ – номинальное значение геометрических данных;
- Aa – приращение к номинальным геометрическим данным для конкретных целей проектирования;
- b – ширина фундамента;
- b' – эффективная ширина фундамента;

- C_d – предельная проектная величина для результата воздействия;
 c – удельное сцепление грунта;
 c' – удельное сцепление грунта при эффективных напряжениях;
 c_u – прочность грунта при недренированном сдвиге;
 $c_{u,d}$ – проектная величина прочности грунта при недренированном сдвиге;
 d – глубина заложения;
 E_d – проектная величина результата воздействия;
 $E_{stb,d}$ – проектная величина результата стабилизирующих воздействий;
 $E_{dst,d}$ – проектная величина результата дестабилизирующего воздействия;
 $F_{c,d}$ – проектная осевая вдавливающая нагрузка на сваю или группу свай;
 F_d – проектное значение воздействия;
 F_k – характеристическое значение воздействия;
 F_{rep} – репрезентативное значение воздействия;
 $F_{r,d}$ – проектная осевая выдергивающая нагрузка на сваю или группу свай;
 $F_{rc,d}$ – проектная величина поперечной нагрузки на сваю или свайный фундамент;
 $G_{dst,d}$ – проектная величина постоянных дестабилизирующих воздействий для проверки подъемной силы;
 $G'_{stb,d}$ – проектная величина постоянных стабилизирующих воздействий для проверки подъемной силы;
 $G_{stb,d}$ – проектное значение стабилизирующих постоянных вертикальных воздействий для определения взвешивающих усилий (вес во взвешенном состоянии);
 H – горизонтальная нагрузка или составляющая полного воздействия параллельно подошве фундамента;
 H_d – проектное значение H ;
 h – высота стены;
 h – уровень воды при гидравлическом поднятии;
 h' – высота призмы грунта для проверки гидравлического взвешивания;
 $h_{w,k}$ – характеристическое значение гидростатического давления воды на основание призмы грунта;
 K_0 – коэффициент бокового давления грунта в состоянии покоя;
 $K_{0,\beta}$ – коэффициент бокового давления грунта в состоянии покоя на поверхности подпорного сооружения, наклоненной под углом β к горизонту;
 k – отношение $\delta_d \varphi_{c,d}$;
 l – длина фундамента;
 l' – эффективная длина фундамента;
 n – число, например, свай или графиков испытаний;
 P – нагрузка на анкер;
 P_d – проектная величина P ;
 P_p – максимальная допустимая нагрузка при испытаниях буроньекционного анкера;
 $Q_{dst,d}$ – проектная величина переменных дестабилизирующих вертикальных воздействий для проверки подъемной силы;

- $q_{b,k}$ – характеристическое значение предельного сопротивления основания;
- $q_{st,i,k}$ – характеристическое значение сил трения вдоль боковой поверхности свай в i -м слое;
- R_d – сопротивление выдергиванию анкера;
- $R_{a,d}$ – проектное значение R_a ;
- $R_{a,k}$ – характеристическое значение R_a ;
- $R_{b,cat}$ – сопротивление грунта под пятой свай, рассчитанное по результатам испытания грунта в предельном состоянии по несущей способности;
- $R_{b,d}$ – проектная величина сопротивления грунта под пятой свай;
- $R_{b,k}$ – характеристическая величина сопротивления грунта под пятой свай;
- R_c – сопротивление грунта сжатию в предельном состоянии по несущей способности;
- $R_{c,cal}$ – рассчитанная величина R_c ;
- $R_{c,d}$ – проектная величина R_c ;
- $R_{c,k}$ – характеристическая величина R_c ;
- $R_{c,m}$ – измеренная величина R_c при одном или нескольких испытаниях свай пробной нагрузкой;
- R_d – проектная величина сопротивления воздействию;
- $R_{p,d}$ – проектная величина силы сопротивления, вызываемой давлением грунта на боковую сторону фундамента;
- $R_{s,d}$ – проектное значение сопротивления по боковой поверхности ствола свай;
- $R_{s,cat}$ – предельное значение сопротивления по боковой поверхности ствола свай, рассчитанное с использованием параметров грунта по результатам испытания;
- $R_{s,k}$ – характеристическое значение сопротивления по боковой поверхности ствола свай;
- R_t – предельное сопротивление выдергиванию одиночной свай;
- $R_{t,d}$ – проектная величина сопротивления выдергиванию свай или группы свай, или сопротивление выдергиванию анкеров в конструкции;
- $R_{t,k}$ – характеристическая величина сопротивления выдергиванию свай или группы свай;
- $R_{t,m}$ – измеренное сопротивление выдергиванию одиночной свай при одном или нескольких испытаниях под нагрузкой;
- R_{tr} – сопротивление свай поперечной нагрузке;
- $R_{tr,d}$ – проектное сопротивление свай поперечной нагрузке;
- $S_{dst,d}$ – проектное значение дестабилизирующей силы фильтрационного давления в грунте;
- $S_{dst,k}$ – характеристическое значение дестабилизирующей силы фильтрационного давления в грунте;
- s – осадка;
- s_0 – мгновенная осадка;
- s_l – осадка, вызванная консолидацией;

- s_2 — осадка, вызванная ползучестью (вторичная осадка);
 T_d — проектная величина суммарного сопротивления сдвигу, который развивается вокруг блока грунта, в котором размещается группа выдерживаемых свай, или в части сооружения на контакте с грунтом основания;
 u — поровое давление воды;
 $u_{dst,d}$ — проектное значение суммарного дестабилизирующего полного порового давления воды;
 V — вертикальная нагрузка или составляющая полного воздействия нормально к основанию фундамента;
 V_d — проектное значение V ;
 V'_d — проектное значение эффективного вертикального воздействия или компонента суммарного воздействия нормально к основанию фундамента;
 $V_{dst,d}$ — проектная величина вертикального дестабилизирующего воздействия на сооружение;
 $V_{dst,k}$ — характеристическая величина вертикального дестабилизирующего воздействия на сооружение;
 X_d — проектная величина свойства материала;
 X_k — характеристическая величина свойства материала;
 z — вертикальное расстояние.

Греческие буквы

- α — наклон поверхности основания фундамента к горизонтали;
 β — угол откоса грунта позади стены (вверх положительный);
 δ — угол трения на границе раздела грунт-конструкция;
 δ_d — проектное значение δ ;
 γ — удельный вес;
 γ' — эффективный удельный вес;
 γ_a — частный коэффициент для анкеров;
 $\gamma_{a,p}$ — частный коэффициент для постоянных анкеров;
 $\gamma_{a,t}$ — частный коэффициент для временных анкеров;
 γ_b — частный коэффициент для сопротивления основания свай;
 γ_c — частный коэффициент для эффективного сцепления;
 γ_{cu} — частный коэффициент для прочности на сдвиг в недренированном состоянии;
 γ_E — частный коэффициент для воздействия;
 γ_f — частный коэффициент для воздействий с учетом неблагоприятных отклонений от репрезентативных значений;
 γ_G — частный коэффициент для постоянного воздействия;
 $\gamma_{G,dst}$ — частный коэффициент для постоянного дестабилизирующего воздействия;
 $\gamma_{G,stb}$ — частный коэффициент для постоянного стабилизирующего воздействия.

- γ_m – частный коэффициент для параметра грунта (свойства материала);
- $\gamma_{m,i}$ – частный коэффициент для параметра грунта в слое i ;
- γ_M – частный коэффициент для параметра грунта (свойства материала), в том числе учитывающий неопределенности моделей;
- γ_Q – частный коэффициент для переменного воздействия;
- γ_{qu} – частный коэффициент для прочности при возможности бокового расширения;
- γ_R – частный коэффициент для сопротивления;
- $\gamma_{R,d}$ – частный коэффициент для неопределенности в модели сопротивления;
- $\gamma_{R,e}$ – частный коэффициент для сопротивления грунта;
- $\gamma_{R,h}$ – частный коэффициент для сопротивления скольжения;
- $\gamma_{R,v}$ – частный коэффициент для сопротивления сжатию;
- γ_s – частный коэффициент для сопротивления по боковой поверхности ствола сваи;
- $\gamma_{S,d}$ – частный коэффициент для неопределенностей при моделировании результатов воздействий;
- $\gamma_{Q,dst}$ – частный коэффициент для дестабилизирующего воздействия, вызывающего гидравлический разрыв;
- $\gamma_{Q,stab}$ – частный коэффициент для стабилизирующего воздействия, вызывающего гидравлический разрыв;
- $\gamma_{s,t}$ – частный коэффициент для сопротивления сваи на растяжение;
- γ_t – частный коэффициент для полного сопротивления сваи;
- γ_w – удельный вес воды;
- γ' – частный коэффициент для угла внутреннего трения ($\tan \phi$);
- γ'_w – частный коэффициент для удельного веса воды;
- θ – угол наклона H ;
- ζ – коэффициент корреляции в зависимости от числа испытанных свай и от вида испытаний;
- ξ_a – коэффициент корреляции для анкеров;
- $\xi_1; \xi_2$ – поправочные коэффициенты для оценки результатов испытаний свай статической нагрузкой;
- $\xi_3; \xi_4$ – поправочные коэффициенты для определения сопротивления сваи по результатам инженерно-геологических изысканий, не являющихся испытаниями свай нагрузкой;
- $\xi_5; \xi_6$ – поправочные коэффициенты для определения сопротивления сваи на основе ее испытания динамической ударной нагрузкой;
- ψ – коэффициент преобразования характеристической величины в репрезентативную;
- $\sigma_{std,d}$ – проектное значение полного стабилизирующего вертикального напряжения;
- $\sigma'_{h,0}$ – горизонтальный компонент эффективного давления грунта в покос;
- $\sigma(z)$ – напряжение, нормальное к стене на глубине z ;
- $\tau(z)$ – напряжение, касательное к стене на глубине z ;

- φ^* – угол внутреннего трения при эффективных напряжениях;
- φ_{cv} – угол внутреннего трения в предельном состоянии при сдвиге;
- $\varphi_{cv,d}$ – проектная величина φ_{cv} ;
- φ'_d – проектная величина φ'

Сокращения

- CFA* сваи с непрерывной винтовой лопастью
- OCR* коэффициент переуплотнения

Для геотехнических расчетов рекомендуются следующие размерности и их производные:

- сила кН
- масса кг
- момент кНм
- массовая плотность кг/м³
- весовая плотность кН/м³
- напряжение, давление, прочность и жесткость (модуль деформации) кПа
- коэффициент фильтрации м/с
- коэффициент консолидации м²/с

ВВЕДЕНИЕ

Основные задачи курса

Курс состоит из двух частей. В первой части «Механика грунтов» рассматриваются вопросы распределения напряжений в грунтах, деформации и условия устойчивости массивов грунтов, а во второй – «Основания и фундаменты», вопросы проектирования и устройства фундаментов в различных грунтовых условиях.

Для успешного усвоения курса необходимы знания по инженерной геологии, сопротивлению материалов, теории упругости, строительной механике, строительным конструкциям, технологии строительного производства, технике безопасности и экономике.

Грунты основания обычно обладают в тысячи раз большей деформативностью и в сотни раз меньшей прочностью, чем материалы, из которых возводятся сооружения, поэтому надежная эксплуатация последних в значительной степени зависит от величины неравномерности деформаций грунтов оснований. Следствием неправильной оценки характера инженерно-геологических условий и строительных свойств грунтов часто являются большие деформации конструкций сооружений и даже их полное разрушение.

Деформации грунтов в основании в значительной степени зависят от нагрузки по подошве фундаментов. В связи с этим при проектировании фундаментов конструкции и размеры их в плане необходимо выбирать с учетом совместной работы грунтов в основании и конструкций сооружения.

Стоимость работ по подготовке оснований и устройству фундаментов обычно составляет 5...10% от общей стоимости объекта, а при сложных грунтовых условиях она может превысить и 20%. Это свидетельствует о важности изучения основных задач курса, определяющими из которых являются:

- правильная оценка возможных геодинамических процессов, свойств грунтов, возможности их деформации и потери устойчивости под действием нагрузок;
- разработка мер по уменьшению или исключению воздействия геодинамических процессов на возводимые сооружения;
- улучшение, в случае необходимости, строительных качеств грунтов для возможности использования их в основании;
- определение рациональных размеров фундаментов и вида подземных конструкций сооружений;
- выбор методов устройства фундаментов, при которых не нарушается структура грунтов в основании в период строительства.

Значение науки механики грунтов и фундаментостроения в современном строительстве

Всякое сооружение передает действующие нагрузки, включая собственный вес, на основание. *Основание* – это массив грунта, находящийся в силовом взаимодействии с сооружением или с подземной его частью. Различают *основания естественные*, сложенные природными грунтами и *искусственно улучшенные* (уплотненные, закрепленные и т.д.).

Располагать сооружение непосредственно на поверхности земли (на дневной поверхности) можно только в редких случаях. Этому препятствуют особенности верхних слоев грунта:

- их малая несущая способность;
- возможность вертикального перемещения под воздействием метеорологических факторов (пучение при промерзании, просадка при оттаивании, набухание при увлажнении, усадка при высыхании);
- возможность физического разрушения (выветриванием) и биологического (корнями растений и земляеоями).

По указанным причинам необходимо устройство *фундамента* – конструктивного элемента здания, сооруженного, передающего нагрузку от сооружения, здания на основание (см. рисунок).

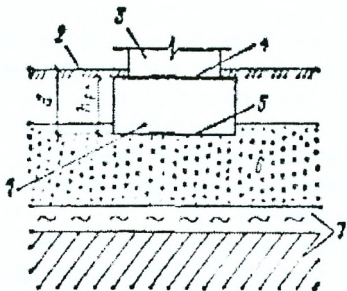


Схема фундамента с основанием

Фундамент 1 чаще всего располагают ниже поверхности земли 2. Надземные конструкции 3 опираются на верхнюю плоскость фундамента – его *обрез* 4. Нижнюю плоскость фундамента, опирающуюся на основание, называют *подшовой* 5. В основании различают *несущий слой* грунта 6, на который передается давление от фундамента, и *подстилающие* слои 7.

Высота фундамента h_f – расстояние от подошвы до обреза фундамента – обычно несколько меньше глубины его заложения d , поскольку обрез фундамента располагают, как правило, ниже планировочной отметки (VDL) поверхности земли около фундамента.

В настоящее время возводятся больше многоэтажных (высоких) зданий и массивных (тяжелых) сооружений (здание национальной библиотеки в г.Минске; высотные жилые и административные здания в г.Минске, Бресте, Гомеле, Витебске; многоэтажные парковки автомобилей в г.Минске; «подземный город» в г.Минске и др.). Кроме того, в промышленных зданиях часто устанавливается уникальное оборудование, не допускающее сколько-нибудь ощутимых взаимных смещений (электростанции, здания ТЭЦ и др.).

То и другое заставляет предъявлять особые требования к основаниям и фундаментам, что обуславливает удорожание строительства, так как нагрузку от фундаментов приходится передавать на более плотные грунты. Однако при правильном прогнозе совместной деформации грунтов и конструкций возводимого сооружения можно найти оптимальное решение, обеспечивающее требуемую их надежность. Поэтому перед специалистом всегда стоит задача прогноза с требуемой точностью совместной деформации надземных конструкций и основания.

Наиболее сложно решаются вопросы передачи нагрузки на основание и при реконструкции зданий и предприятий, что связано со стесненностью условий.

Строителям все чаще приходится заглублять различное оборудование в грунт и даже устраивать подземные этажи. В таких случаях грунты не только воспринимают давление от сооружений, но и сами создают нагрузку на боковые поверхности заглубленных в грунт конструкций, т.е. являются средой, в которой приходится возводить такие конструкции.

Таким образом, при проектировании и возведении фундаментов и заглубленных в грунт частей сооружений специалист должен правильно оценивать инженерно-геологические условия строительной площадки, уметь решать задачи не только с позиции совместной работы сооружений с основаниями, но и в части оценки грунтов как среды, в которой возводятся конструкции.

Исторический обзор становления и развития дисциплины «Механика грунтов, основания и фундаменты»

Умение устраивать основания и фундаменты появилось в глубокой древности и развивалось с искусством постройки самих сооружений.

Еще римский архитектор и военный инженер Витрувий (I в. до н.э.) в своих трудах «Десять книг об архитектуре» подчеркивал важность устройства надежных фундаментов.

В эпоху феодализма трудом крепостных крестьян создавались замки, монастыри и города, для укрепления которых возводились высокие толстые стены и башни, передававшие значительное давление на основание. Примером таких сооружений может служить Московский Кремль, построенный из камня и кирпича в XV веке.

Выдающийся итальянский зодчий эпохи Возрождения Андреа Палладио в своем трактате «Четыре книги об архитектуре» (1570 г.) предостерегал строителей от ошибок, касающихся устройства фундамента, придавал особое значение и вопросам устройства фундаментов на прочном основании. Он писал, что **«...из всех ошибок, происходящих на постройке, наиболее пагубны те, которые касаются фундамента, так как они влекут за собой гибель всего здания и исправляются только с величайшим трудом...»**. Поэтому он рекомендует закладывать фундаменты в «твердой почве» на глубину, равную одной шестой высоты здания, а в слабых грунтах применять дубовые сваи и забивать их до «хорошей и крепкой земли». Если это невозможно, то применять «сваи длиной в одну восьмую вышины стены и толщиной в двенадцатую долю своей длины» и «ставить их настолько тесно, чтобы между ними не оставалось места для других, и вбивать ударами скорее частыми, чем тяжелыми, для того, чтобы земля под ними плотнее улеглась и лучше держала».

Следует отметить, что в старинных трудах по строительному делу и архитектуре встречаются лишь практические рекомендации, относящиеся к области фундаментостроения, которые были выработаны на основе многолетнего опыта. Вопросы же теоретического характера не освещались.

Французский ученый Кулон впервые в 1773г. предложил решение задачи о сопротивлении грунтов сдвигу и их давлении на подпорные стенки, которое не утратило своего значения и до настоящего времени. Но только в середине XIX в. был изобретен железобетон, который вскоре нашел широкое применение в фундаментостроении. Что касается вклада в этой области русских учёных и специалистов, то следует отметить, что академик П.И.Фусс (1801г.), изучая колесобразование на грунтовых дорогах, впервые высказал мысль о пропорциональной зависимости деформации грунтов от нагрузки. Он считал, что эти деформации имеют остаточный характер и возникают лишь в пределах площади действия нагрузки. Такое же предложение было сделано и Винклером в 1867г., который считал деформации грунта упругими и ввел для определения их величины коэффициент пропорциональности, получивший название коэффициента постели. Однако в настоящее время его применение резко сократилось в связи с разработкой русскими учеными более совершенной теории расчета фундаментных балок и плит на упругом (линейно деформируемом) основании.

Особое место среди печатных работ того времени занимает опубликованный в 1869 г. труд профессора В.М. Карловича «Основания и фундаменты», который являлся первым научным трактатом в области данной специальности не только у нас, но и за рубежом.

Известный русский ученый профессор В.И. Курдюмов в опытах на моделях впервые выявил криволинейный характер поверхностей скольжения, образующихся в сыпучих грунтах при вдавливании жесткого фундамента или штампика. Результаты этих исследований были опубликованы в его работе «О сопротивлении естественных оснований» (1889 г.). П.А. Миняев также показал возможность применения теории упругости к расчету напряжений в сыпучих грунтах (1916 г.).

Большой вклад в развитие фундаментостроения внес выдающийся советский ученый профессор Н.М. Герсеванов. Ему принадлежат важнейшие работы по различным проблемам механики грунтов, опубликованные в его труде «Основы динамики грунтовой массы» (1931 г.) и в написанном им совместно с Д.Е. Польшинским труде «Теоретические основы механики грунтов и их практические применения» (1948 г.). Н.М. Герсеванов (1917 г.) опубликовал формулу для определения сопротивления свай по результатам динамических испытаний и впервые высказал соображения о целесообразности перехода к расчету по допускаемым осадкам вместо расчета по допускаемым нагрузкам.

Разработка вопросов оценки деформаций грунтов и расчета осадки фундаментов, начатая за рубежом К. Терзаги, получила в нашей стране в связи с огромным строительством значительное развитие в трудах Н.М. Герсеванова, Н.А. Цытовича, В.А. Флорина, Н.Н. Маслова, М.Н. Гольдштейна, К.В. Егорова, Б.И. Далматова и других отечественных ученых. Исследования ползучести грунтов освещены в работах С.С. Вялова, С.Р. Месчана, Ю.К. Зарского и А.Я. Будина.

Выполнено много работ по оценке свойств и деформируемости структурно неустойчивых грунтов. Деформациям вечномерзлых грунтов посвящены работы Н.А. Цытовича, С.С. Вялова и др.; лессовых грунтов – работы Ю.М. Абелева.

Н.Я. Денисова, А.К. Ларионова и др.; торфянистых грунтов – работы Л.С. Аморяна, Н.Н. Морарескула и др. Деформируемость грунтов при динамических воздействиях исследовалось Д.Д. Барканом, П.Л. Ивановым и Н.Н. Масловым.

В области расчета фундаментных балок и плит на упругом основании наиболее широко известны работы М.И. Горбунова-Пасадова, И.А. Симбулиди, Б.Н. Жемочкина и А.П. Сеницына.

Многочисленные исследования посвящены оценке совместной работы несущих конструкций сооружений с деформируемым основанием. Этим вопросом занимались Б.Д. Васильев, С.Н. Клеников, Д.Е. Польшин и А.Б. Фадеев.

Эти и многие другие исследования, выполненные советскими учеными, послужили основой для создания теории расчета и норм проектирования оснований по предельным состояниям.

За последние 30 лет фундаменты на естественном основании во многих случаях вытеснены свайными фундаментами. Большой вклад в развитие расчетов и применения свайных фундаментов внесли А.А. Бартоломей, Б.В. Бахолдин, Н.М. Герсезанов, В.Н. Голубков, Б.И. Далматов, Ф.К. Лапшин, А.В. Паталесв, Ю.В. Россихин и Ю.Г. Трофименков.

В Беларуси многочисленные исследования работы оснований и фундаментов под нагрузкой выполнены Ф.П.Винокуровым, Ю.А.Соболевским, Е.Ф.Винокуровым, П.Н. Макаруком, В.Е.Сеськовым, Д.Ю.Соболевским, И.А.Кудрявцевым, М.И.Никитенко, П.С.Пойтой, М.С.Грицуком, П.В.Шведовским, С.Д.Семнюком и др.

Изложенное указывает, что фундаментостроение в нашей стране уже давно успешно развивается как одна из ведущих отраслей строительного дела. Характерной его особенностью является путь широко развернутых научных исследований, предпринимаемых для решения ряда важных задач, возникающих в практике капитального строительства.

Основные задачи в области дальнейшего развития фундаментостроения

В условиях широко развернутого в нашей стране капитального строительства требования к всемерному сокращению его сроков, снижению стоимости и повышению качества имеют исключительно важное значение. Особое внимание здесь придается вопросам повышения эффективности капиталовложений и своевременному вводу в эксплуатацию различных объектов строительства. Решение этих больших задач тесно связано с дальнейшим совершенствованием процесса строительного производства на основе использования новейших достижений науки и техники.

Возведение фундаментов, являясь одной из наиболее трудоемких частей каждого сооружения, связано с затратой больших средств и времени. Их стоимость составляет не менее 5-10% и значительно повышается в сложных инженерно-геологических условиях, достигая в некоторых случаях 15-20% от общей стоимости строительства объекта.

Сегодня в связи с интенсивным развитием индустриальных методов строительства широкое применение получили сборные фундаменты, которые в гражданском строительстве почти полностью вытеснили монолитные их конструкции. Кроме сборных фундаментов, в последнее время нашли применение в массовом жилищном строительстве также и свайные фундаменты, а в мостостроении – фундаменты из тонкостенных сборных железобетонных оболочек.

Важнейшей задачей дальнейшего развития методов возведения фундаментов является всемерное сокращение сроков производства работ нулевого цикла и снижения их стоимости. В этих целях необходимо всемерно развивать существующие индустриальные способы ведения работ по их устройству и продолжать изыскания и разработку новых скоростных методов устройства фундаментов. Необходимо также развивать и совершенствовать эффективные способы закрепления и упрочнения грунтов для повышения их несущей способности, устранения просадочных свойств лессовых пород, борьбы с оползневыми явлениями и т.д.

Так как разработка и внедрение новых типов фундаментов и прогрессивных способов их устройства тесно связаны с дальнейшим развитием теории механики грунтов, то особое внимание здесь следует уделять углубленным исследованиям совместной работы грунта и сооружения и дальнейшему совершенствованию методов расчета оснований по предельным состояниям. Это даст возможность полнее использовать несущую способность грунтов и достигнуть экономии средств, расходуемых на устройство оснований и фундаментов.

Кроме развития общетеоретических вопросов механики грунтов, необходима разработка и простых инженерных методов расчета оснований и различных фундаментных конструкций, а также проведение научных исследований для разрешения сложных вопросов, возникающих на практике, для обоснования принятых конструктивных решений и методов производства работ.

Особенно форсированно должны проводиться исследования по поиску прогрессивных форм устройства фундаментов и их оснований и скорости их внедрения в производство.

Большое значение также имеет и углубление исследований прочностных и других строительных свойств грунтов отдельных регионов (областей республики и особенно в районах распространения грунтов, обладающих особыми свойствами (просадочные, набухающие, торфы, заторфованные грунты и т.д.).

Внедрение современных достижений в практику фундаментостроения в свете задач по ускорению научно-технического прогресса в Республике Беларусь

На современном этапе развития народного хозяйства, когда решаются стратегические вопросы повышения конкурентоспособности страны, должны быть задействованы все без исключения возможности для перехода к инновационной и наукоемкой экономике. А это означает, что наука и технологии на современном этапе предопределяют модернизацию страны.

Для принятия правильных, экономически обоснованных решений в области фундаментостроения, важным является наличие достоверной информации об инженерно-геологических условиях строительных площадок. И здесь огромное значение приобретают методы и оборудование, применяемые для инженерно-геологических исследований. В последнее время все больше внедряются в практику изысканий грунтов полевые испытания (статическое зондирование, динамическое зондирование, штамповые испытания и др.). Все это повышает качество выполняемых работ, обеспечивает получение более достоверных результатов.

Очень важное значение приобретают различные геофизические методы оценки свойств грунтов, позволяющие оперативно и с высокой точностью определить физико-механические характеристики грунтов. Очевидно, что наилучшие результаты могут быть достигнуты при комплексном проведении исследований, когда немногочисленные полевые эксперименты служат для контроля и корректировки данных лабораторных определений. Следовательно, применение современных лабораторных методов исследований свойств материалов является важной и актуальной задачей. Такими же важными и необходимыми являются и вопросы применения для оценки свойств грунтов современного, высокоточного оборудования.

Появление в арсенале строителей обширного парка универсальных специализированных буровых станков и инъекционного оборудования вызвало бурное развитие и все большее применение в геотехнической практике буроинъекционных анкеров и свай. В процессе их выполнения при бурении скважин малого диаметра происходит минимальное нарушение природных свойств грунтов, а благодаря инъекционной опрессовке, существенно повышается несущая способность и снижается деформативность оснований таких фундаментных конструкций.

Использование в качестве оснований уплотненных песчано-гравийных подушек позволило применить весьма экономичные «узкие» фундаменты для промышленных и гражданских зданий. Именно благодаря увеличению несущей способности в 2-3 раза за счет высокой плотности песчано-гравийных смесей и достигается существенная экономия бетона и металла.

Применение буронабивных свай различного диаметра с использованием при их бетонировании напрягающих бетонов позволяет максимально использовать несущую способность весьма прочных грунтов, расположенных на большой глубине, и в то же время, передать значительные нагрузки на основание.

Не менее важное значение имеют используемые в настоящее время методы расчета и проектирования фундаментных конструкций. В этом аспекте особое внимание заслуживают разработки ОДО «БрестКАД», где вся технологическая цепочка, от исходных данных для составления проекта до его непосредственного исполнения, представляет собой комплекс уникальных компьютерных программ, позволяющих полностью автоматизировать процесс проектирования.

Вместе с тем, большое значение сегодня имеет и совершенствование методов расчета оснований и фундаментов с позиции гармонизации европейских строительных норм и республиканской базы.

1 ОСНОВНЫЕ ВИДЫ, СОСТАВ И СОСТОЯНИЕ ГРУНТОВ

1.1 Строительная классификация грунтов

В соответствии с СТБ 943-2007 классификация грунтов включает следующие таксономические единицы, выделяемые по группам признаков:

- класс – по характеру структурных связей;
- группа – по происхождению (генетическое подразделение первого порядка);
- подгруппа – по условиям образования (генетическое подразделение второго порядка);
- тип – по петрографическому и гранулометрическому составу, числу пластичности;
- вид – по структуре, текстуре, составу цемента и примесей, содержанию заполнителя и включений, гранулометрическому составу и степени его неоднородности, пористости, относительному содержанию органического вещества, зольности торфа, по способу преобразования, степени уплотнения от собственного веса, возрасту намывного грунта;
- разновидность – по физическим, механическим, химическим свойствам и состоянию.

Класс грунтов с жесткими структурными связями (класс скальных грунтов) подразделяется на следующие группы: *магматические* (граниты, диориты, сиениты и др.), *метаморфические* (гнейсы, кварциты, кристаллические сланцы и др.), *осадочные цементированные* (конгломераты, брекчии, песчаники и др.) и *искусственные*.

Класс грунтов без жестких структурных связей (класс нескальных дисперсных грунтов) подразделяется на группы: *осадочные нецементированные* и *искусственные*.

Рассмотрим более подробно классификацию группы осадочных нецементированных грунтов, так как данные грунты являются, в большинстве, основаниями в Республике Беларусь (табл. 1.1.).

Таблица 1.1 – Класс грунтов – без жестких структурных связей

Группа – осадочные нецементированные грунты

Подгруппа	Тип	Вид
1	2	3
Обломочные – крупнообломочные	По грансоставу: валунный грунт – масса частиц крупнее 200 мм более 50% галечниковый (щебенистый) – масса частиц крупнее 90 мм более 50% гравийный (древесный) – масса частиц крупнее 2 мм более 50%	По составу и содержанию заполнителя: с песчаным заполнителем – при его содержании более 40% с глинистым заполнителем – при его содержании более 30%

Продолжение таблицы 1.1

1	2	3
Обломочные – песчаные	Песок (песчаный грунт) – в грансоставе масса частиц крупнее 2мм более 50%, число пластичности меньше 1	По грансоставу: гравелистый – масса частиц крупнее 2мм более 25% крупный – масса частиц крупнее 0,5 мм более 50% средний – масса частиц крупнее 0,25мм более 50% мелкий – масса частиц крупнее 0,1мм более 75% и более пылеватый – масса частиц крупнее 0,1мм менее 75%
Обломочные – глинистые	По числу пластичности: супесь $1 \leq J_p \leq 7$ суглинок $7 < J_p \leq 17$ глина $J_p > 17$	По показателю текучести J_L : супесь твердая $J_L < 0$ --//-- пластичная $0 \leq J_L \leq 1$ --//-- текучая $J_L > 1$ суглинок и глина: твердые $J_L < 0$ полутвердые $0 < J_L \leq 0,25$ тугопластичные $0,25 < J_L \leq 0,50$ мягкопластичные $0,5 < J_L \leq 0,75$ текучепластичные $0,75 < J_L \leq 1$ текучие $J_L > 1$
Биогенные	Ил Мергель озерно-болотный	По коэффициенту пористости: низкопористый $e < 0$ среднепористый $1 \leq e \leq 1,5$ высокопористый $e > 1,5$
	Сапропель	По относительному содержанию органического вещества: минеральный $0,1 < J_{om} \leq 0,3$ среднеминеральный $0,3 < J_{om} \leq 0,5$ слабоминеральный $J_{om} > 0,5$
	Торф	По зольности торфа: нормальный $D_{ash} < 20$ высокозольный $D_{ash} \geq 20$
	Грунт загорфованный	По относительному содержанию органического вещества: слабозагорфованный $0,1 < J_{om} \leq 0,25$ среднезагорфованный $0,25 < J_{om} \leq 0,40$ сильнозагорфованный $0,40 < J_{om} \leq 0,5$

1.2 Состав грунтов

Грунтом называют горные породы, почвы или искусственные образования, представляющие собой многокомпонентные системы, изменяющиеся во времени, используемые как основание, среда или материал при строительстве.

Грунт в условиях естественного залегания представляет сложную систему частиц, находящихся в твердом, жидком и газообразном состояниях. В общем случае схему грунта можно представить в следующем виде: твердые минеральные частицы не сплошь занимают объем, а между ними находятся промежутки – поры, частично заполненные водой, частично – газами и паром. Таким образом, в состав грунта входят твердые, жидкие и газообразные компоненты. Свойства этих компонентов, объемы, форма и количественные соотношения в грунте, а также взаимодействие между ними и определяют физическую природу грунтов.

Было бы сравнительно просто решать задачи фундаментостроения, если бы грунт можно было рассматривать как механическую систему, состоящую из твердого, жидкого и газообразного веществ с фиксированными независимыми свойствами каждой компоненты. В действительности дело обстоит сложнее. На свойства грунта как системы значительное влияние оказывает минеральный и химический состав вещества, наличие биологически активной составляющей. Химические, физические, физико-химические и биологические процессы в грунтах протекают в сложном взаимодействии, сливаясь в единый геологический процесс, который изменяет свойства грунта во времени до строительства, при строительстве и впоследствии при эксплуатации сооружений.

Иногда в грунте выделяют биоту – живое вещество. Это оправдано с общенаучной точки зрения и полезно практически, так как жизнедеятельность организмов может оказывать существенное воздействие на свойства грунтов. Активизация жизнедеятельности бактерий, как правило, снижает прочность грунта, а их отмирание приводит к повышению его прочности. Однако пока свойства биоты не нашли отражения в моделях механики грунтов, мы будем рассматривать грунт как трехкомпонентную систему.

Твердые минеральные частицы

Твердые частицы представляют систему минеральных зерен величиной от нескольких сантиметров до мельчайших частиц, измеряемых сотыми и тысячными долями миллиметра. Свойства твердых частиц зависят от их крупности и формы, а также от свойств составляющих их минералов. Для отдельных групп в зависимости от характера и крупности частиц можно принять классификацию, приведенную в табл. 1.2.

Таблица 1.2 – Классификация минеральных частиц, грунтов по крупности

Наименование частиц			Наименование и размер, мм
Рыхлые породы		Сцементированные породы	
окатаные	угловатые		
Валуны	Глыбы	Брекции (из угловатых обломков)	Грубые >200
Галька	Щебень	–	200... 20
Гравий	Дресва	Конгломерат (из окатанных обломков)	20... 2
	Песчаные	Песчаники	2...0,05
	Пылеватые	Алевролиты	0,05... 0,005
	Глинистые	Аргиллиты	0,005... 0,00025
	Коллоидные	–	<0,00025

Часть минералов инертна по отношению к воде и практически не вступает во взаимодействие с растворенными в ней веществами (кварц, полевые шпаты, слюда, авгит, кремний, роговая обманка и др.). Эти минералы не меняют свойств не только при изменении содержания воды, но и в широком диапазоне температур. Очевидно, что грунты, полностью сложенные такими минералами, обладают наиболее благоприятными строительными свойствами. Из инертных минералов состоят все магматические горные породы, подавляющее большинство метаморфических и часть осадочных. Среди осадочных пород этими минералами сложены пески и крутообломочные грунты, а также образующиеся из них при цементации песчаники и конгломераты. Многие грунты содержат инертные минералы в значительных количествах, но наряду с минералами других групп.

Большое влияние на свойства грунтов оказывают растворимые в воде минералы. К ним относятся галит NaCl , гипс $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$, кальцит CaCO_3 и некоторые другие. Такие распространенные горные породы, как мрамор, известняк, гипс, сложены растворимыми минералами. Растворение мрамора и известняка в естественных условиях идет очень медленно. Эти грунты традиционно используются как надежные основания и стойкие строительные материалы. При этом необходимо убедиться в отсутствии в основании крупных пустот. Однако образование кислых дождей и утечка кислот на предприятиях приводят к быстрому разрушению мрамора и известняка и как основания, и как материала сооружений.

В нескольких грунтах растворимые минералы обычно или отсутствуют, или встречаются в небольших количествах, не превышающих нескольких процентов по массе. Однако и малое содержание растворимых минералов оказывает существенное влияние на свойства грунта. В сухом состоянии частицы грунта могут быть скреплены растворимыми минералами (например, лёссовые грунты). При увлажнении связи разрушаются, грунт теряет прочность и может деформироваться даже от собственного веса, тем более под нагрузкой от сооружений. В насыпных грунтах из различного рода отходов производства обычно встречаются и другие нестойкие минералы, которые при взаимодействии с водой сильно повышают ее агрессивность по отношению к бетону и металлу.

Глинистые минералы составляют третью группу. Они нерастворимы в воде в отличие от минералов предыдущей группы, но их никак нельзя приравнять к инертным минералам первой группы. В силу чрезвычайно малых размеров кристаллов глинистые минералы обладают высокой коллоидной активностью. К ним относятся каолинит, монтмориллонит, иллит и другие минералы, кристаллы которых имеют выраженное свойство гидрофильности. Форма кристаллов пластинчатая или игольчатая. Размеры кристаллов не превышают 1...2мкм. Поэтому, например, в грамме каолина суммарная площадь поверхности всех частиц составляет около 10м². Для монтмориллонита, у которого кристаллы мельче, площадь частиц в 1г вещества достигает даже 800м².

Из-за мельчайших размеров и высокоразвитой поверхности глинистые минералы активно взаимодействуют с жидкой составляющей грунтов. Поэтому уже малое содержание их в общей массе грунта резко изменяет его свойства.

Органическое вещество в грунтах у поверхности земли находится в виде микроорганизмов, корней растений и гумуса, а в глубоких горизонтах – в виде нефти, бурого и каменного угля. Повсеместно на равнинных площадях с поверхности залегает почва, которая содержит 0,5...5% органических соединений.

1.3 Вода в грунтах, ее виды и свойства

Вода в грунтах находится в различных видах и состояниях (парообразном, жидком и твердом). Это обуславливает изменение свойств грунтов при изменении содержания в них влаги. Например, кусок глины в сухом состоянии обладает свойствами твердого тела, при увлажнении приобретает пластичные свойства, т.е. может изменять свою форму без разрыва сплошности (целостности) под действием нагрузки. Классификацию воды, содержащуюся в порах грунта, можно представить в следующем виде:

- вода в форме пара;
- связанная вода: прочносвязанная; рыхлосвязанная;
- свободная вода: гравитационная; капиллярная;
- вода в твердом состоянии;
- кристаллизационная вода.

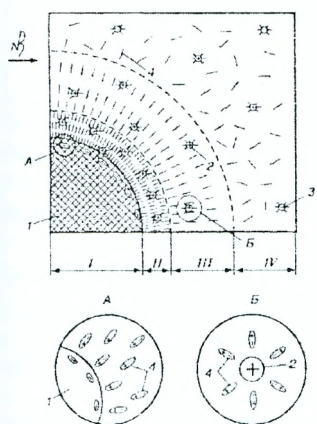
Вода в форме пара в грунтах содержится не более 0,001% массы грунта. Однако она играет большую роль в процессах, протекающих в грунтах. Такая вода способна перемещаться в грунте как вместе с газообразным компонентом (воздухом), так и самостоятельно – под влиянием разности упругости пара (или зон с большей температурой грунта) независимо от расположения этих зон.

Из физико-химических представлений известно, что при понижении температуры грунта удельная поверхностная энергия минеральных частиц возрастает и, следовательно, возрастает притяжение молекул воды и растворенных в ней веществ к поверхности частиц. Поэтому в грунте при понижении температуры меняется количественное соотношение объемов имеющихся видов воды. В частности, молекулы парообразной воды попадают в более сильное поле свободной поверхностной энергии минеральных частиц в зависимости от первоначальной влажности. В то же время при повышении температуры грунта количе-

ство парообразной воды увеличивается за счет изменения энергетических связей между поверхностью минеральных частиц и водными молекулами. Часть молекул прочносвязанной воды, утрачивая силовое притяжение поверхностной энергии минеральных частиц, приобретает свойства рыхлосвязанной воды, а часть молекул рыхлосвязанной воды переходит в свободную воду.

Молекулы воды непосредственно у поверхности частиц испытывают огромные, в сотни МПа, силы притяжения. Свойства этой воды, называемой прочносвязанной водой, существенно отличны от свойств свободной воды: плотность достигает $1,2...2,4 \text{ г/см}^3$, вода имеет повышенную вязкость, не замерзает при температуре до -100°C и т. п.

Последующие слои молекул воды, оставаясь связанными поверхностью частицы, уже испытывают все уменьшающуюся силу притяжения. Такая вода называется рыхлосвязанной. Максимальное содержание связанной воды имеет место в глинах и суглинках. Наконец, на достаточном удалении от поверхности частицы силы притяжения ослабевают настолько, что определяющим становится тепловое движение молекул воды и ионов раствора. Такая вода называется свободной.



- I – твердая частица; II – прочносвязанная вода;
 III – рыхлосвязанная вода;
 IV – свободная вода; 1 – частица; 2 – катион;
 3 – анион; 4 – молекула воды

Рисунок 1.1 – Схема взаимодействия частиц с водой

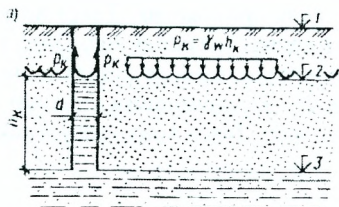
На рис. 1.1 показана принципиальная схема взаимодействия поверхности пылевато-глинистой частицы с поровой водой. Часто свободную воду разделяют на гравитационную и капиллярную.

Свободная гравитационная вода в грунте подчиняется законам гидравлики. Она передает гидростатическое давление и может перемещаться под воздействием разности напоров. Практически вся вода, содержащаяся в трещиноватых скальных породах, крупнообломочных, гравелистых и крупных песках, относится к гравитационной. Капиллярная вода может содержаться в песках средней крупности, мелких и особенно в пылеватых песках и глинистых грунтах над уровнем подземных вод (рис. 1.2). В них поры объединяются в систему сложных по конфигурации капиллярных каналов. За счет смачивания водой стенок вертикальных каналов поверхность водяного столба искривляется, обра-

зую вогнутый мениск. Силы поверхностного натяжения на вогнутой поверхности, складываясь, дают вертикальную составляющую давления P_k , поднимающую столб воды на высоту h_k , тем большую, чем меньше диаметр капилляра.

Предельная высота капиллярного поднятия h_k в песке крупном – 3,5см; песке среднем – 35см; песке мелком – 120см; супеси – 3,5м; суглинке – 6,5м

В глинах диаметр капилляров меньше, чем в суглинках. Казалось бы, следует ожидать дальнейшего увеличения высоты капиллярного поднятия. Однако здесь одновременно увеличивается толщина пленок связанной воды, окружающей глинистые частицы, и нарушается механизм смачивания. Тонкие поры в глинистых грунтах (ультрапоры) могут быть полностью заняты связанной водой, и движение капиллярной воды в них будет отсутствовать.



1 – поверхность грунта; 2 – поверхность капиллярной каймы над грунтовыми водами.
3 – уровень подземных вод; 4 – частица; 5 – вода;
6 – газ

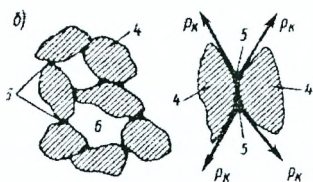


Рисунок 1.2 – Капиллярная вода в грунтах

Давление P_k , называемое капиллярным давлением, уравнивается весом столба жидкости высотой h_k . Следовательно, вода в пределах капилляра испытывает растяжение. В то же время, согласно третьему закону Ньютона, к частицам грунта, составляющим стенки капилляра, в уровне менисков оказывается приложено сжимающее давление такой же величины.

В не полностью водонасыщенных грунтах образуется капиллярностыковая вода, которая сосредотачивается вблизи контактов соприкасающихся частиц. В этом случае на границах воды и газа также образуются мениски, в воде возникают растягивающие напряжения P_k , передающие сжимающие напряжения на частицы. В результате по всему объему влажного грунта создается всестороннее сжатие.

Вода в твердом состоянии. При температуре ниже 0°C вода, содержащаяся в порах, замерзает и превращается в лед в виде прослойки линз кристаллов. Лед играет роль цемента, повышая прочность грунта и придавая ему свойства твердого тела. Эти свойства проявляются у сезонно- и многолетнемерзлых грунтов.

Процесс формирования льда в мерзлом грунте имеет физико-механическую природу и связан с возникновением нового твердого тела, обладающего свободной поверхностной энергией. Миграция воды к фронту промер-

зания приводит к тому, что молекулы рыхлосвязанной воды переходят в твердое состояние, увеличивая объем льда, но при этом удельная свободная поверхностная энергия не уменьшается. Поэтому при соответствующих условиях процесс миграции и накопления льда в грунте развивается интенсивно. С одной стороны, происходит уплотнение грунта за счет уменьшения пористости при объемном расширении льда, а с другой – уменьшается объем намерзшей воды, которая сохраняется в виде прочносвязанной воды в грунте.

Кристаллизационная и химически связанная вода разделяется на воду, входящую в состав минералов, и адсорбированную на поверхности минералов.

Эта вода принимает участие в строении кристаллических решеток минералов. Ее наличие имеет большое значение для улучшения свойств грунтов, так как при удалении, например, кристаллизационной воды из состава минералов свойства последних сильно изменяются, а при удалении химически связанной воды образуются новые химические соединения.

Таким образом, вода в грунтах может находиться в различных видах и состояниях, и изменение ее количества в грунте или переход из одного состояния в другое приводит к изменению свойств грунтов.

1.4 Газообразная составляющая грунта

Содержание воздуха и газов в грунтах называется газовой составляющей грунта. Эта величина переменная и зависит от строения, состава влажности и объема пор грунта. Чем больше поры заполнены водой, тем меньше в них содержится газов. В самых верхних слоях грунта газообразная составляющая представлена атмосферным воздухом, ниже – метаном, азотом, сероводородом и другими газами. Так как метан, сероводород, угарный газ ядовиты, то они могут содержаться в грунте в концентрациях, опасных для жизни работающих в слабо проветриваемых выемках или горных выработках.

Газы в грунте могут быть в свободном состоянии или растворенными в воде. Свободный газ подразделяется на незашемленный, сообщающийся с атмосферой, и заземленный, находящийся в контактах между частицами и пленками воды в виде мельчайших пузырьков в воде. В поровой воде всегда содержится то или иное количество растворенного газа. Повышение давления или понижение температуры приводит к увеличению количества растворенного газа.

Содержание в грунте заземленного и растворенного в воде газа существенно сказывается на свойствах грунта и протекающих в нем процессах. Уменьшение давления вследствие разработки котлована или извлечения образца грунта на поверхность может привести к выделению пузырьков газа и разрушению природной текстуры грунта. Наоборот, увеличение давления при передаче нагрузки от сооружения может сопровождаться повышением содержания растворенного в воде газа. В то же время увеличение содержания в воде пузырьков воздуха может увеличить сжимаемость воды в сотни раз и сделать ее соизмеримой со сжимаемостью скелета грунта.

При подтоплении территории подземными водами в обводненном грунте на многие годы, если не на десятилетия, задерживается заземленный газ. Это имеет большое значение, в частности, при сейсмическом микрорайонировании. На обводненных грунтах сейсмическая балльность выше. Заземленный воздух поднимает ее дополнительно, так как снижает скорость прохождения сейсмических волн.

1.5 Влияние состава грунта на физико-механические свойства

Как мы уже знаем, грунт состоит из твердых, жидких и газообразных составляющих. Важно иметь в виду, что свойства грунтов зависят от состава, состояния и взаимодействия его составных элементов. Наиболее стабильным является твердый компонент, поэтому вначале рассмотрим его влияние на свойства грунтов.

Каждая группа (фракция) частиц обладает определенными свойствами. Изучение свойств отдельных фракций грунтов дает возможность произвести качественную оценку свойств однородных грунтов. Рассмотрим характерные особенности отдельных фракций.

Однородная галька или гравий являются при мощном их залегании хорошим основанием для сооружений. Галька и гравий характеризуются значительной водопроницаемостью: скорость течения грунтовых вод может достигать 1м/ч и больше; они не обладают связностью; высота капиллярного поднятия воды в них не превышает одного диаметра зерна.

Песчаные частицы в чистом виде не обладают связностью, они непластичны и жестки; песчаные грунты водопроницаемы, высота капиллярного поднятия воды в них незначительна и увеличивается с уменьшением диаметра зерен. Форма зерен может быть округлая (морские, речные, эоловые пески) и угловатая (горные пески); поверхность частиц может быть гладкой и шероховатой. В большинстве случаев песчаные частицы состоят из обломков кварца, но в песке могут находиться также частицы слюды, полевого шпата и других минералов. Цвет песчаных частиц – от белого до темно-желтого. При оценке строительных свойств песков следует считаться с примесью частиц слюды, которые придают песчаным грунтам значительную сжимаемость.

При содержании слюды более 10% сжимаемость песка увеличивается в 2 и более раз, а водопроницаемость уменьшается в 1,5 раза.

Пылеватые частицы состоят из очень мелких обломков минералов. Форма этих частиц приближается к сферической. Пылеватые частицы обладают незначительным внутренним трением, вследствие чего удобоподвижны, но при увлажнении приобретают некоторую связность. Пылеватые частицы вследствие малой их величины легко вымываются и переносятся водой. Преобладание в грунте пылеватых частиц делает грунт легкоподвижным; такой грунт, будучи насыщен водой, при нарушении гидростатического равновесия воды в его порах легко переходит в пльзунное состояние. характеризуем ничтожно малой несущей способностью. При содержании в грунте более 50% пылеватых частиц строительные свойства грунта значительно ухудшаются; такой грунт при насыщении его водой является одним из наиболее слабых естественных оснований.

К глинистым частицам обычно относят все частицы, гидравлический диаметр которых менее 0,005 мм. При этом под гидравлическим диаметром принимают диаметр воображаемого шарового зерна, падающего в воде с той же скоростью, что и данная частица.

Глинистые частицы образовались в результате химического выветривания горных пород и характеризуются сложностью своего минералогического состава.

Глинистые грунты содержат значительное число частиц пластинчатой, чешуеобразной формы. Количество чешуйчатых частиц в глинке зависит от ее минералогического состава, от содержания таких минералов, как слюда (мусковит, биотит), и типичных глинистых минералов (каолинит, монтмориллонит и др.). Толщина глинистых чешуек в 10–20 раз меньше их диаметра. Ясно выраженная пластинчатая форма большинства глинистых частиц и их незначительный абсолютный размер обуславливают огромную удельную их поверхность, а следовательно, и поверхностную энергию, что имеет первостепенное значение для связывания воды в грунте. Наличие больших количеств связанной воды обуславливает особые свойства дисперсных глинистых грунтов.

На физические свойства неоднородных грунтов основное влияние оказывает содержание в нем глинистой фракции. Весьма важной характеристикой грунта является также содержание в нем пылеватой фракции.

Сложное и разнообразное взаимодействие твердых частиц грунта с водой очень сильно влияет на свойства грунта.

Важно отметить, что знание физико-химических особенностей взаимодействия твердых частиц с водой в грунте позволяет не только объяснить многие важные особенности поведения грунта, но и разработать важные для практики строительства инженерные мероприятия.

Что касается газообразной составляющей, то обычно *незащемленный* газ находится в слоях грунта, непосредственно примыкающих к дневной поверхности (на глубине от 1 до 2 м), ниже – *защемленный*, оказывающий значительное влияние на свойства грунтов.

Содержание в грунте *защемленного* и растворенного в воде газа существенно сказывается на свойствах грунта, так как обуславливает упругость и сжимаемость поровой воды.

Например, при разработке котлована уменьшается давление на грунты, и это приводит к выделению пузырьков газа и разрушению природной структуры грунта. И, наоборот, увеличение давления на грунт сопровождается повышением содержания растворенного в воде газа.

1.6 Структурные связи и строение грунтов

Связи между частицами и агрегатами частиц в грунте называются *структурными*.

Прочность грунтов зависит не столько от прочности минеральных частиц, сколько от структурных связей между отдельными частицами и агрегатами. Сопрогнвление, препятствующее взаимному отрыву частиц, называется *связностью*.

По своей природе и по прочности структурные связи различны. Именно они определяют деформируемость и прочность грунтов.

Основными видами структурных связей в грунтах являются:

- кристаллизационные;
- водно-коллоидные (коагуляционные, конденсационные).

Скальным грунтам присущи жесткие кристаллизационные связи, энергия которых соизмерима с внутрикристаллической энергией химической связи отдельных атомов. Поэтому блоки слаботрещинчатых скальных пород обладают очень высокой прочностью и малой деформируемостью. При разрушении кристаллизационные связи не восстанавливаются – блоки породы расчленяются трещинами на отдельные камни. Снижение прочности и увеличение деформируемости скальных грунтов в условиях естественного залегания обусловлено прежде всего их трещиноватостью.

Нескальные грунты по характеру структурных связей разделяются на связные и несвязные (сыпучие). К связным относятся глинистые группы (супеси, суглинки, глины); к сыпучим – крупнообломочные и песчаные грунты.

Связные грунты способны воспринимать малые растягивающие напряжения, поэтому в них возможно существование вертикальных откосов небольшой высоты. Сыпучие грунты растягивающих напряжений не воспринимают и создание в них вертикальных откосов без укрепления невозможно.

Сопротивление взаимному перемещению частиц сыпучих грунтов обусловливается силами трения соприкасающихся поверхностей и зацепления между неровностями этих поверхностей. Эти силы тем больше, чем менее окатаны зерна в грунте. Такой механизм связи между частицами сыпучих грунтов называют внутренним трением грунта. При очень малом водонасыщении в пылеватых и мелких песках могут возникать слабые силы связности между частицами из-за капиллярного давления в контактах. Однако при увеличении водонасыщения они исчезают и практического значения не имеют.

Структурные связи в глинистых грунтах имеют значительно более сложную природу и определяются электромолекулярными силами взаимного притяжения и отталкивания между частицами, а также частицами и ионами в поровой воде. Такие связи называются водно-коллоидными. Они и обуславливают связность глинистых грунтов. Интенсивность этих связей зависит от расстояния между частицами, зарядов на их поверхности, состава и содержания ионов в поровой воде.

Например, увеличение плотности грунта под нагрузкой или его высушивание, приводящее к выжиманию или испарению части слоев рыхлосвязанной воды, вызовет дальнейшее повышение прочности связей.

Рассмотренные выше формы водно-коллоидных связей характеризуют первичное сцепление. Необходимо отметить две важнейшие особенности этих связей: во-первых, прочность их сравнительно невелика и, во-вторых, они восстанавливаются через некоторое время после разрушения.

Альтернативными особенностями обладают цементационные связи в грунте. Они возникают в процессе диагенеза осадка, когда на поверхность частиц из поровых растворов отлагаются более или менее прочные и водостойкие гели оксидов кремния или железа либо прочные кристаллы гипса, кальцита, галита или других солей. Пленки срастаются в местах контакта частиц и обуславливают сцепление упрочнения. Цементационные связи хрупки. При разрушении они не восстанавливаются или восстанавливаются лишь частично по прошествии очень длительного времени, соизмеримого со сроком службы сооружений. Разница между глинистыми грунтами нарушенной и ненарушенной структуры и заключается, в частности, в том, что у первых оказываются разрушенными цементационные связи, придающие ненарушенным грунтам большую прочность.

Особый интерес представляет для строителей вопрос о природе связей в так называемых структурно-неустойчивых грунтах. К ним относятся ил, лёсс, засоленные, набухающие, вечномёрзлые грунты. Связи между частицами в этих грунтах легко разрушаются при любых воздействиях, типичных для строительства.

1.7 Структура и текстура грунтов

Структура грунта – это пространственная организация структурных (твёрдого, жидкого, газообразного и биогенного) компонентов грунта, характеризующихся совокупностью геометрических, морфометрических и энергетических признаков и определяющаяся составом, количественным соотношением и взаимодействием компонентов грунта.

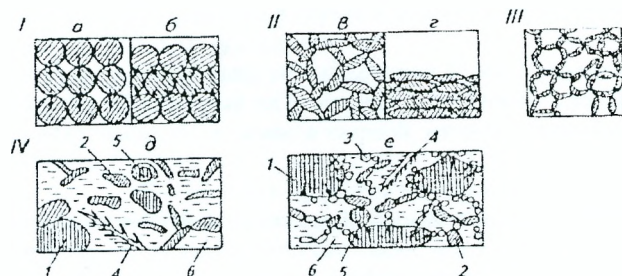
Различают следующие основные структуры грунтов:

I – зернистая, характерна для грубодисперсных, песчаных и крупнообломочных (рис. 1.3: *а* – рыхлая; *б* – плотная);

II – сотовидная (губчатая), характерна для глинистых грунтов (рис. 1.3: *в* – рыхлая; *г* – плотная);

III – хлопьевидная, характерна для глинистых грунтов;

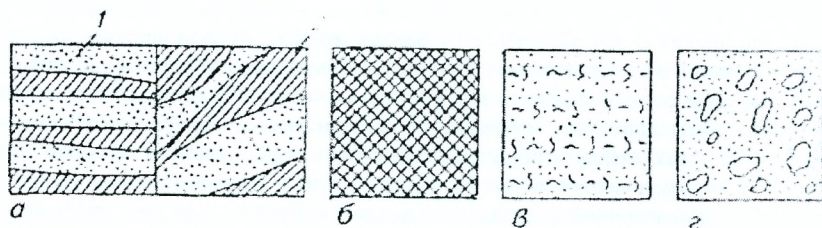
IV – сложная, характерна для глинистых.



I – зернистая: *а* – рыхлая, *б* – плотная; *II* – сотовидная: *в* – рыхлая, *г* – плотная;
III – хлопьевидная; *IV* – сложная: *д* – новейшие глинистые осадки, *е* – морские глинистые
 огложения; 1 – песчаные частицы; 2 – глинистые частицы; 3 – коллоиды;
 4 – растительные остатки; 5 – фауна; 6 – вода

Рисунок 1.3 – Структуры (строение) грунтов

Текстура грунта – это признак структуры, характеризующий пространственную композицию слагающих грунт элементов (слоистость, трещиноватость и др.)



а – слоистая; 1 – ленточная, сланцевая; 2 – косослойная; *б* – слитная (массивная и скрытослоистая); *в* – порфировая; *г* – ячеистая

Рисунок 1.4 – Текстуры (сложение) грунтов

– *слоистая* (ленточная) – наиболее распространенный вид сложения грунтов, характерный для морских, озерных и других отложений;

– *слитная* (монолитная) – присуща морским отложениям, имеющим однородное сложение в различных точках массива;

– *сложная* – порфировая, ячеистая, макропористая и др. Порфировая текстура характерна для морских суглинков; ячеистая – для вечномёрзлых грунтов; макропористая – для лессовых грунтов.

2 ФИЗИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА И КЛАССИФИКАЦИОННЫЕ ПОКАЗАТЕЛИ ГРУНТОВ

Оценка каждой конкретной разновидности грунта как физического тела производится с помощью ряда физических характеристик. Разнообразие состава, строения и состояния грунтов делает неизбежным введение значительного числа таких характеристик. Некоторые из них непосредственно применяются в расчетах оснований и грунтовых сооружений, другие – для классификации грунтов. Количественные показатели одних характеристик всегда определяются из опытов, чаще всего с образцами грунта, других – расчетом по значениям определенных в опытах показателей.

Соответствие полученных таким образом характеристик состоянию грунта, залегающего в основании или составляющего тело сооружения, является одним из важнейших условий точности инженерных прогнозов. Поэтому отбор образцов для определения характеристик исследуемого грунта, упаковка и транспортировка их производятся так, чтобы полностью сохранить состояние грунта в естественных условиях залегания или в теле грунтового сооружения. Правила отбора, упаковки и транспортировки образцов, а также методики определения их физических характеристик регламентируются ГОСТ 12071-2000.

2.1 Основные физические характеристики грунтов

Грунт состоит из частиц, объединенных в пористую систему (скелет). В зависимости от условий образования грунта, степени обжарки и влажности его поры в той или иной мере заполнены водой и воздухом, т.е. вещество грунтов находится в различных фазовых состояниях. Минеральные частицы представляют твердую, вода – жидкую, а воздух (газы и водяной пар) – газообразную фазы.

Грунт образует трехфазную систему (рис. 2.1,а), где часть объема приходится на твердую фазу (скелет), две другие части – на жидкую (вода) и газообразную (воздух). При полном заполнении пор водой система превращается в двухфазную (рис. 2.1,б). Нагружения, насыщение водой и высушивание вызывают изменения соотношений фаз в единице объема грунта.

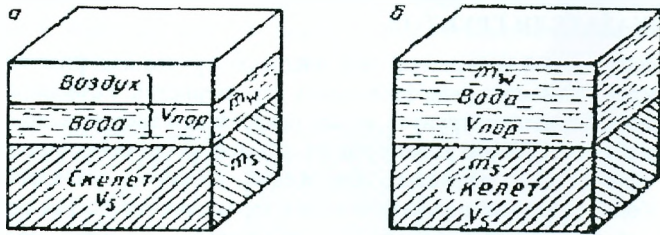
Распределение фаз вещества в грунте характеризуется влажностью, плотностью грунта и плотностью его частиц.

Следуя рис. 2.1, представим себе некоторый объем V_0 трехкомпонентного грунта массой M_0 , разделенный на отдельные компоненты, где V_1 ; m_1 ; V_2 ; m_2 ; V_3 ; m_3 – соответственно объем и масса твердой, жидкой и газообразной компонент грунта. Тогда

$$V_0 = V_1 + V_2 + V_3; M_0 = m_1 + m_2 + m_3 \approx m_1 + m_2,$$

так как масса газообразной составляющей ничтожно мала и не оказывает влияния на результаты определений. Отметим также, что $V_2 + V_3$ соответствует полному объему пор в грунте, частично занятому водой и частично газом. Теперь можно ввести определение важнейших физических характеристик грунта: влажности, плотности и плотности частиц.

Эти характеристики определяются лабораторным анализом и называются основными физическими характеристиками.



а – грунт – трехфазная система; б – грунт – двухфазная система
Рисунок 2.1 – Составные части грунтов

Влажность грунта W – отношение массы воды m_2 к массе твердых частиц m_1 , выражаемое в процентах:

$$W = \frac{m_2}{m_1} = \frac{M_0 - m_1}{m_1} \quad (2.1)$$

Для определения влажности с помощью взвешивания устанавливают массу влажного грунта M_0 . Затем выдерживают образец при температуре 105...110°C до достижения им постоянной массы m_1 , равной массе твердых частиц (массе сухого грунта). Разница $M_0 - m_1$ соответствует массе испарившейся при нагревании грунта воды.

Плотность грунта ρ (г/см³, т/м³) – отношение массы грунта к его объему:

$$\rho = \frac{M_0}{V_0} = \frac{m_1 + m_2}{V_1 + V_2 + V_3} \quad (2.2)$$

Для определения плотности грунта обычно способом режущего кольца отбирается известный объем грунта или парафинируется образец неправильной формы, объем которого определяется по объему вытесняемой им воды. Затем с помощью взвешивания находят массу грунта без учета массы кольца или парафина.

Плотность грунтов зависит от их гранулометрического состава, пористости и влажности.

Плотность частиц грунта ρ_s (г/см³, т/м³) – масса единицы объема твердых частиц грунта:

$$\rho_s = \frac{m_1}{V_1} = \frac{m_s}{V_s} \quad (2.3)$$

Плотность частиц зависит только от их минералогического состава. Для скальных грунтов она обычно изменяется в пределах от 2,4 до 3,3г/см³, для не-скальных грунтов – 2,4...2,8г/см³. Наиболее часто встречающиеся значения ρ_s составляют (г/см³): для песков – 2,65...2,67, для сунесей – 2,68...2,72, для суглинков – 2,69...2,73, для глин - 2,71...2,76.

Плотность частиц грунта определяется при помощи пикнометра.

Приведенные выше основные физические характеристики грунта ρ , w , ρ_s всегда определяются экспериментально. Они используются для расчета других указанных ниже характеристик.

Для подсчета нагрузок на основания и ограждения котлованов и сооружений определяется удельный вес грунта, представляющий произведение массы грунта на ускорение свободного падения.

Удельным весом γ (кН/м³) называется отношение веса грунта, включая вес воды в его порах, к занимаемому им объему:

$$\gamma = \frac{M_{\text{в}} g}{V_0} = \rho g. \quad (2.4)$$

где g – ускорение свободного падения, м/с² ($g = 9,81$ м/с²).

Удельный вес грунта в зависимости от его уплотненности и влажности колеблется в значительный пределах.

Удельным весом частиц γ_s (кН/м³) грунта называется отношение веса твердых частиц к занимаемому ими объему:

$$\gamma_s = \frac{m_s g}{V_s} = \rho_s g_0. \quad (2.5)$$

Ниже уровня подземных вод частицы грунта испытывают взвешивающее действие воды. Тогда в единице объема грунта удельный вес взвешенных частиц составит $\gamma_s - \gamma_w$. Поскольку их объем $m = V/(1 + e)$, можно определить **удельный вес грунта во взвешенном состоянии**:

$$\gamma_{\text{об}} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}. \quad (2.6)$$

2.2 Производные характеристики грунтов

Используя найденные лабораторным путем влажность, плотность грунта и плотность частиц, можно определить **плотность сухого грунта, пористость, коэффициент пористости и степень влажности**.

Плотность сухого грунта ρ_d (г/см³, т/м³) – часто называют плотностью скелета грунта и определяют как отношение массы сухого грунта (исключая массу воды в его порах) к первоначальному объему (рис. 2.1):

$$\rho_d = \frac{m_s}{V_0} = \frac{m_s}{V_0}. \quad (2.7)$$

Эта характеристика имеет важное значение при определении плотности сложения грунта в насыпях.

Плотность сухого грунта находят путем исключения массы воды из массы грунта:

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + 0,01W}. \quad (2.8)$$

Удельным весом сухого грунта γ_d (кН/м³) называется отношение веса высушенного грунта к полному объему, который он занимает (включая объем пор):

$$\gamma_d = \frac{m_s g}{V_0} = \rho_d g. \quad (2.9)$$

Пористость грунта n определяется отношением объема пор $V_{пор}$ к объему грунта V_0 :

$$n = \frac{V_{пор}}{V_0} \quad (2.10)$$

На рис 2.2. изображен кубик грунта единичного объема. Параметр m соответствует доле объема, занимаемой твердыми частицами, n – порами (пористость). Из рисунка видно, что $m + n = 1$, откуда $n = 1 - m$.

Доля объема, занимаемая скелетом:

$$m = \frac{\rho_d}{\rho_s} \quad (2.11)$$

а доля объема, занимаемая порами (пористость грунта):

$$n = 1 - \frac{\rho_d}{\rho_s} \quad (2.12)$$

Подставляя в (2.12) значение плотности сухого грунта (2.8), получим:

$$n = 1 - \frac{\rho}{\rho_s(1 + 0,01W)} \quad (2.13)$$

или в процентах:

$$n = \left[1 - \frac{\rho}{\rho_s(1 + 0,01W)} \right] 100 \quad (2.13 \text{ а})$$

Если представить, что грунт состоит из шариков одинакового диаметра, то максимальная пористость при укладке «шарик над шариком» (рис.2.3,а):

$$n_{\max} = \frac{\left(d^3 - \frac{\pi d^3}{6} \right)}{d^3} = 0,476,$$

а минимальная пористость при укладке «шарик с опорой на три шарика» (рис.2.3,б) $n_{\min} = 0,258$.

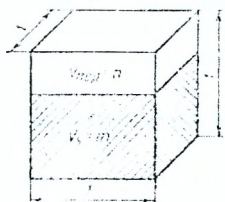


Рисунок 2.2 – Единичный объем грунта

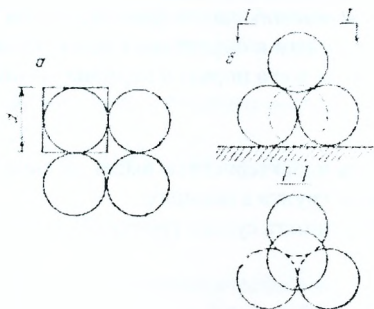


Рисунок 2.3 – Сложения шариков

Пористость однородных песков и гравия примерно соответствуют этим значениям. Разнозернистые пески могут иметь меньшую пористость, а глинистые грунты вследствие их способности к набуханию – значительно большую.

Коэффициентом пористости e называется отношение объема пор к объему твердых частиц грунта:

$$e = n/m,$$

где $n = 1 - \frac{\rho_d}{\rho_s}$; $m = \frac{\rho_d}{\rho_s}$.

Отсюда:

$$e = \frac{1 - \frac{\rho_d}{\rho_s}}{\frac{\rho_d}{\rho_s}} = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 \quad (2.14)$$

С учетом выражения (2.8) формула (2.14) принимает вид:

$$e = \frac{\rho_s (1 + 0.01W)}{\rho} - 1. \quad (2.15)$$

Коэффициент пористости характеризует уплотненность грунтов и используется для оценки их пригодности в качестве оснований сооружений. Если $e \leq 0,5$, грунт малосжимаем и основание надежно.

Из решения системы двух уравнений:

$$\left. \begin{aligned} m + n &= 1 \\ e &= \frac{n}{1-n} \end{aligned} \right\} \quad (2.16)$$

имеем:

$$n = \frac{e}{1+e}; \quad m = \frac{1}{1+e} \quad (2.17)$$

В табл. 2.1 приведена классификация песков по плотности сложения.

Таблица 2.1 – Классификация песков по плотности сложения

Вид песка	Плотность сложения песка		
	плотные	средней плотности	рыхлые
Гравелистые, крупные и средней крупности	$e < 0,55$	$0,55 \leq e < 0,7$	$e > 0,7$
Мелкие	$e < 0,6$	$0,6 \leq e < 0,75$	$e > 0,75$
Пылеватые	$e < 0,6$	$0,6 \leq e < 0,8$	$e > 0,8$

Для определения степени заполнения пор грунта водой требуется, помимо влажности, учитывать его полную влагоемкость.

Полная влагоемкость W_{sat} соответствует влажности грунта, при которой все поры заполнены водой:

$$\frac{m_w}{m_s} = \frac{nV\rho_w}{mV\rho_s} = \frac{n\rho_w}{m\rho_s} \quad (2.18)$$

Используя значения n и m из формул (2.17), получим выражение для определения полной влагоемкости:

$$W_{sat} = \frac{\rho_w}{\rho_s} \quad (2.19)$$

Степень влажности S_r – характеризует долю заполнения пор грунта водой или отношение влажности грунта к его полной влагоемкости:

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot 0,01W}{\rho_w e}, \quad S_r = \frac{W}{W_{\text{max}}} \quad (2.20)$$

Увлажненность грунта определяется в зависимости от степени влажности (табл.2.2):

Таблица 2.2 – Классификация песков по степени влажности

Степень влажности	Состояние грунта
$S_r \leq 0,5$	Маловлажный
$0,5 < S_r \leq 0,8$	Влажный
$0,8 < S_r \leq 1$	Насыщенный водой

2.3 Гранулометрический состав

Гранулометрическим составом грунта называют весовое содержание частиц различной крупности, выраженное в процентах от массы общей навески грунта. Диапазон изменения крупности частиц весьма значительный. Частицы, близкие по крупности, объединяют в определенные группы, которым присвоены соответствующие наименования (табл. 2.3).

Таблица 2.3 – Наименование частиц грунта в зависимости от крупности фракций

Наименование частиц		Размер частиц, мм
окатаные	угловатые	
Валуны	Камни	>200
Галька	Щебень	200–10
Гравий	Дресва	10–2
Песчаные гравелистые -«- средней крупности -«- мелкие	}	2–0,05
-«- пылеватые глинистые		0,05–0,005 <0,005

Зерновой состав для фракций больших 0,1мм определяют просеиванием пробы грунта через комплект сит (ситовой метод). Для более мелких фракций (<0,1мм) применяют методы, основанные на определении размеров частиц грунта по скорости их выпадения из суспензии (метод А.Н.Сабанина – для пылеватых и глинистых частиц; ареометрический метод – для глинистых частиц). Зная процентное содержание каждой фракции, строят кривые однородности грунтов (рис.2.4). По оси абсцисс откладывают логарифмы диаметра частиц, а по оси ординат – процент содержания частиц, меньших данного диаметра. Чем более крутыми получаются кривые однородности, тем более однороден грунт.

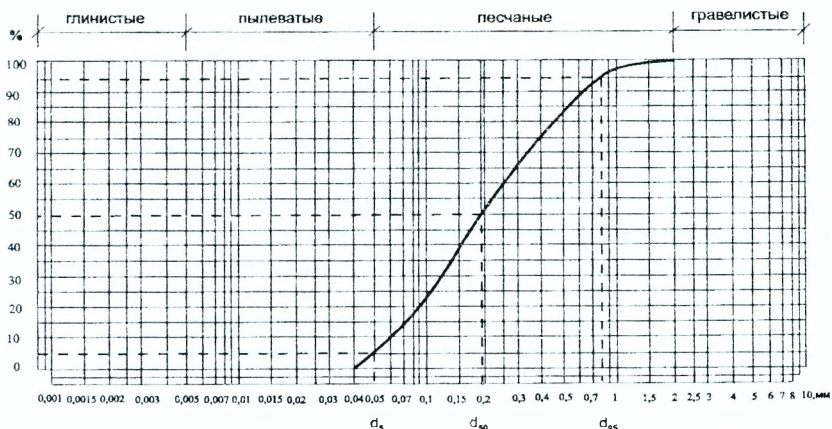


Рисунок 2.4 – Кривые однородности грунтов

По кривой гранулометрического состава находят (рис.2.4) показатель максимальной неоднородности U_{max} :

$$U_{max} = d_{95} \frac{d_{50}}{d_5}, \quad (2.21)$$

где d_{95} , d_{50} , d_5 – соответственно диаметры частиц, мм, процентное содержание которых в грунте менее 95,0; 50,0 и 5,0%.

Если: $U_{max} < 4,0$ – грунт однородный; $4,0 \leq U_{max} \leq 20,0$ – среднеоднородный; $20,0 < U_{max} \leq 40,0$ – неоднородный; $U_{max} > 40,0$ – повышенной неоднородности.

Крупнообломочные и песчаные грунты подразделяются по гранулометрическому составу на типы и виды (табл. 2.4).

Таблица 2.4 – Классификация крупнообломочных и песчаных грунтов

Типы и виды крупнообломочных и песчаных грунтов	Размер частиц, мм	Содержание частиц крупнее характерного размера, % по массе
Крупнообломочные:		
валунный (глыбовый)	>200	>50,0
галечниковый (щебенистый)	>10	>50,0
гравийный (дресвяный)	>2	>50,0
Песчаные:		
Песок гравелистый	>2	>25,0
крупный	>0,5	>50,0
средней крупности	>0,25	>50,0
мелкий	>0,1	>75,0
пылеватый	>0,1	<75,0

Кстати, к песчаным грунтам относятся грунты, содержащие в своем составе частицы >2,0мм меньше 50,0% по массе, и число пластичности которых $I_p < 1,0\%$.

2.4 Пластичность глинистых грунтов

Под *пластичностью грунта* понимают его способность в определенном интервале влажностей изменять свою форму без разрыва сплошности в результате внешнего давления и сохранять ее, когда внешнее давление снимается.

При изменении влажности свойства глинистых грунтов существенно меняются. Сильно увлажненная глина обладает способностью легко растекаться, при уменьшении влажности глина постепенно переходит в пластичное, а затем в твердое состояние. Поэтому в зависимости от влажности глинистые грунты могут иметь три консистенции – твердую, пластичную и текучую (рис.2.5).



Рисунок 2.5 – Изменение состояния грунта в зависимости от влажности

Для оценки состояния глинистых грунтов введены границы между ними. Влажность грунта, при которой грунт находится на границе между твердым и пластичным состоянием, называется *влажностью на границе раскатывания или нижним пределом пластичности* и обозначается W_p . Влажность на границе раскатывания определяется раскатыванием приготовленного теста в жгут диаметром 3.0мм. Если при такой толщине жгут распадается на кусочки длиной 3...10мм, то считают, что влажность грунта соответствует W_p . Влажность, при которой грунт находится на границе между пластичным и текучим состоянием называется *влажностью на границе текучести, или верхним пределом пластичности* и обозначается W_l . Влажность на границе текучести определяют погружая в приготовленное тесто специальный стандартный конус (конус А.М.Васильева). Верхний предел пластичности считается достигнутым, если конус погружается в грунт до определенной метки.

Влажность между верхним и нижним пределами пластичности есть *число пластичности I_p*

$$I_p = W_l - W_p, \% \quad (2.22)$$

В зависимости от значения числа пластичности I_p различают: супесь $1,0 \leq I_p \leq 7,0$; суглинок $7,0 < I_p \leq 17,0$; глина $I_p > 17,0$.

Для оценки состояния глинистого грунта введен показатель текучести (консистенции), обозначаемый I_L . Показателем текучести называют отношение разности влажностей, соответствующих двум состояниям грунта (естественному и на границе раскатывания) к числу пластичности.

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p} \quad (2.23)$$

Классификация грунтов по показателю текучести I_L приведена в таблице 2.5.

Таблица 2.5 – Классификация глинистых грунтов

Грунт	Показатель текучести I_L	
Супеси	- твердые	$I_L < 0$
	- пластичные	$0 \leq I_L \leq 1,0$
	- текучие	$I_L > 1,0$
Суглинки и глины	- твердые	$I_L < 0$
	- полутвердые	$0 \leq I_L \leq 0,25$
	- тугопластичные	$0,25 < I_L \leq 0,50$
	- мягкопластичные	$0,50 < I_L \leq 0,75$
	- текучепластичные	$0,75 < I_L \leq 1,0$
	- текучие	$I_L > 1,0$

2.5 Понятие об оптимальной плотности скелета грунта и оптимальной влажности грунта

При устройстве искусственно улучшенных оснований, засыпке грунтом пазух фундаментов, возведении насыпей при планировке территории или прокладке дорог приходится уплотнять грунт, в т.ч. и глинистый. Для оценки уплотняемости грунта при данной влажности его подвергают исследованию согласно ГОСТ 22733-02 в приборе СоюздорНИИ для стандартного уплотнения. Грунт укладывают в прибор тремя слоями, и каждый слой уплотняют 30...40 ударами стандартного груза, сбрасываемого с определенной высоты. Таким образом исследуют один и тот же грунт при различных влажностях. После уплотнения определяют плотность грунта ρ и влажность w . Затем вычисляют плотность скелета грунта ρ_d , характеризующую его уплотненность, и строят графическую зависимость $\rho_d - w$ (рис. 2.6).

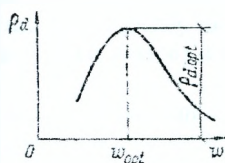


Рисунок 2.6 – Зависимость плотности скелета грунта от его влажности после стандартного уплотнения

По графику определяют влажность, при которой стандартным уплотнением достигается наибольшая плотность скелета грунта ρ_d . Эта влажность называется *оптимальной влажностью* W_{opt} так как грунт, характеризуемый такой влажностью, при одной и той же затрате энергии может быть уплотнен до наибольшей плотности скелета грунта. Наибольшее значение ρ_d достигнутое в приборе стандартного уплотнения при оптимальной влажности, называется *оптимальной плотностью скелета грунта* $\rho_{d,opt}$.

При устройстве искусственно улучшенных оснований и насыпей плотность скелета грунта обычно задается в долях единицы; за единицу принимается $\rho_{d,opt}$. Иногда для глинистых грунтов в качестве оптимальной приближенно принимается влажность на границе раскатывания.

3 ОСНОВНЫЕ ЗАКОНОМЕРНОСТИ МЕХАНИКИ ГРУНТОВ

3.1 Механические свойства грунтов

Под действием передаваемых сооружением вертикальных или наклонных сил в массиве основания возникают нормальные и касательные напряжения, приводящие к деформации грунтов. Кроме того, грунт испытывает напряжения от собственного веса. Деформации от собственного веса грунта завершаются, как правило, в процессе образования и диагенеза грунтов. Напряжения, возникающие от усилий, передаваемых сооружением, приводят к дополнительной деформации грунтов. Наиболее часто имеют место деформации уплотнения грунтов под действием нормальных напряжений, реже – деформации сдвигов грунтов, вызываемые касательными напряжениями.

Воздействие нормальных напряжений на сплошные тела рассматривают в механике деформируемых тел (сопротивление материалов, теория упругости). Поскольку грунты дисперсны, кроме закономерностей деформируемости сплошных тел, приходится учитывать изменение объема пор при сжатии, а иногда и при сдвиге, т.е. рассматривать дополнительно закон уплотнения (*закон компрессии*). Кроме того, в грунтах, как и в сплошных телах, при действии нормальных напряжений наблюдается боковое расширение, но по более сложной закономерности.

Деформируемость сплошных тел под действием касательных напряжений характеризуется модулем сдвига при упругих деформациях, границей текучести при пластических деформациях и коэффициентом вязкости, обуславливающим вязкое течение. В грунтах деформации сдвигов рассматривают сравнительно редко, обычно интересуются сопротивлением их сдвигу при предельно напряженном состоянии. Это сопротивление зависит от угла внутреннего трения и удельного сцепления грунтов, определяемых в соответствии с *законом сопротивления грунтов сдвигу*.

Как деформируемость грунтов во времени, так и их сопротивление сдвигу зависит от долей напряжений, передаваемых на скелет грунта и на воду, находящуюся в порах. Поровая вода под действием возникающего в ней давления постепенно отжимается и передает его на скелет грунта, поэтому деформируемость грунтов и их сопротивление сдвигу зависят от фильтрационных способностей грунта. Кроме того, фильтрация воды в грунтах интересует строителей в отношении определения притока воды в котлован и расчета водопонижающих установок. Все это обуславливает необходимость изучения *закона фильтрации поровой воды*.

Для грунтов, структура которых нарушается при увлажнении, динамических воздействиях, напряженном состоянии или оттаивании (структурно-неустойчивые грунты), приходится рассматривать закономерности, определяющие характер их деформируемости при нарушении структуры – *закономерности разрушения структуры*.

Знание указанных законов позволяет составлять прогнозы ожидаемой осадки и оценить условия потери устойчивости массивов грунтов.

3.2 Сжимаемость грунтов

3.2.1 Физические представления

Так как грунт состоит из твердых частиц и пор, которые частично или полностью заполнены водой, теоретически при его сжатии должны уменьшаться объемы всех трех компонентов: твердых частиц, воздуха (газа) и воды. Поскольку напряжения сжатия, возникающие обычно в основаниях сооружений, сравнительно небольшие, объемные деформации твердых частиц, состоящих из таких материалов, как кварц и полевой шпат и др., ничтожно малы и не учитываются. **Следовательно, можно считать, что изменение объема грунта при сжатии происходит только из-за изменения объема пор.**

Вследствие упругих деформаций скелета (частиц) грунта, тонких пленок воды, расположенных между частицами, упругого сжатия пузырьков воздуха, а также сжатия поровой воды, содержащей растворенный воздух, могут происходить упругие изменения объема грунта. Такие деформации грунта, как правило, во много раз меньше остаточных. Последние развиваются, когда возникающие в грунте напряжения превышают его структурную прочность. В конечном счете, остаточные деформации приводят к уплотнению (уменьшению пористости) грунта.

Деформации уплотнения развиваются в результате сдвигов или смещений отдельных частиц грунта относительно друг друга, а также при разрушении частиц, особенно в точках их контактов. Деформации уплотнения пылевато-глинистых грунтов чаще всего протекают медленно во времени. Это объясняется, прежде всего тем, что при уплотнении из пор водонасыщенного грунта должна быть выдавлена вода, без этого грунт уплотниться не может, так как вода практически не сжимается. Процесс же выдавливания воды из водонасыщенных пылевато-глинистых грунтов вследствие их малой водопроницаемости продолжается длительное время. Медленное развитие деформаций, как уплотнения, так и сдвигов, обуславливается, кроме того, ползучестью связанной воды, окружающей твердые частицы, и ползучестью самого скелета грунта.

3.2.2 Компрессионная зависимость

Возьмем образец грунта 6 (рис. 3.1), полностью насыщенного водой, и поместим его в кольцо 4 (высотой h) одометра. Кольцо поставим на фильтрующее днище 5 и установим поршень 2 с отверстиями. Одометр поместим в ванночку 3 с водой 1 для исключения капиллярного давления и предотвращения высыхания образца грунта. Когда грунт насыщен водой не полностью, одометр не заливают водой, а окружают влажным пористым материалом, чтобы вода не испарялась из образца. Если к поршню одометра приложить давление p , высота образца уменьшится вследствие уплотнения грунта (уменьшения его пористости). При увеличении давления образец получит дополнительное уплотнение из-за изменения объема пор.

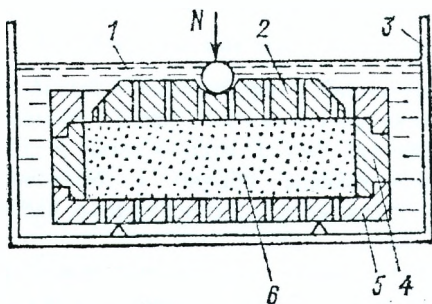


Рисунок 3.1 – Схема испытания образца грунта на сжатие в одометре

Поскольку образец грунта в кольце не может иметь бокового расширения, изменение его пористости Δn_i под давлением p_i , распределенным по площади A , найдем из выражения:

$$\Delta n_i = \frac{s_i A}{h A} = \frac{s_i}{h} \quad (3.1)$$

где s_i – осадка от давления p_i .

Объем твердых частиц в образце грунта до и после деформации остается практически неизменным, так как действующие напряжения не могут ощутимо изменить объем минеральных частиц. Объем твердых частиц в единице объема образца грунта составляет:

$$m = \frac{1}{1 + e_0} \quad (3.1a)$$

где e_0 – начальный коэффициент пористости грунта.

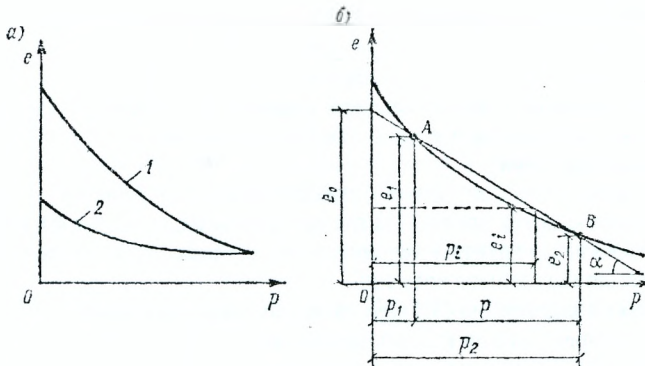
Делением формулы (3.1) на выражение (3.1a) получим изменение коэффициента пористости образца грунта Δe_i под действием давления p_i :

$$\Delta e_i = \frac{(1 + e_0) s_i}{h} \quad (3.2)$$

Исключив значение Δe_i из начального коэффициента пористости e_0 , найдем e_i – коэффициент пористости грунта при давлении p_i :

$$e_i = e_0 - (1 + e_0) \frac{s_i}{h} \quad (3.2a)$$

По значениям e_i для различных давлений построим кривую $e-p$ (рис. 3.2,а). Для грунтов, не обладающих структурной прочностью, получим компрессионную кривую – ветвь сжатия 1. Если теперь разгружать образец грунта, уменьшая давление ступенями, то будет наблюдаться обратный процесс – увеличение объема (набухание). При этом поршень одометра переместится вверх. Зная величину перемещения и руководствуясь формулой (3.3), можно построить ветвь набухания 2.



а) – общая закономерность; б) – расчетная схема для определения коэффициента относительной сжимаемости

Рисунок 3.2 – Компрессионные кривые

Кривую зависимости коэффициента пористости от давления называют *компрессионной кривой*, так как она характеризует сжимаемость грунта. Закономерность изменения коэффициента пористости e , установленная К. Терцаги, развита многими советскими учеными (Н.М. Герсевановым, Н.А. Цытовичем, Н.Н. Масловым, М.Н. Гольдштейном и др.).

Расположение ветви набухания на много ниже ветви сжатия свидетельствует о том, что грунт обладает значительной остаточной деформацией уплотнения. Ветвь набухания соответствует упругим деформациям грунта и деформациям упругого последействия. Процесс набухания протекает продолжительное время, так как вода медленно входит в поры грунта под всасывающим действием скелета, стремящегося занять первоначальный объем, и расклинивающим действием молекул воды, проникающих между частицами. После снятия нагрузки образец грунта не может занять первоначального объема вследствие происшедших при уплотнении грунта взаимных смещений частиц, их разрушения (особенно в точках контактов) и установления новых связей между частицами при более плотном состоянии уплотненного грунта.

3.2.3 Коэффициент относительной сжимаемости

Чаще всего в пределах сравнительно небольших изменений давления от природного значения p_1 до значения p_2 , возникающего в грунте после возведения сооружения, компрессионная кривая грунта ненарушенной структуры сравнительно близка к секущей прямой АВ (рис. 3.2,б). Уравнением этой прямой будет

$$e_1 = e_0 - p_1 \cdot \operatorname{tg} \alpha \tag{3.4}$$

Величина $\operatorname{tg} \alpha$ характеризует сжимаемость грунта в пределах изменения давления от p_1 до p_2 , поэтому ее называют *коэффициентом сжимаемости* – отношение относительной вертикальной деформации к давлению, вызвавшему эту деформацию – и обозначают буквой m_0 :

$$\operatorname{tg} \alpha = m_0$$

Из рис. 3.2.б найдем значение (ga) , т. е. коэффициент сжимаемости

$$m_0 = \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1} = \frac{e_1 - e_2}{p} \quad (3.5)$$

где p – дополнительное давление сверх природного p_1 , равного давлению столба вышележащего грунта, т.е. $p_1 = \gamma H$; γ – удельный вес грунта; H – глубина рассматриваемой точки.

При определении значения γ взвешивающее действие воды необходимо учитывать только в тех случаях, когда грунтовые воды на данной глубине действуют на скелет грунта в течение всего периода после отложения верхних слоев грунта до настоящего времени.

Замесняя в выражении (3.4) (ga) на m_0 , получим уравнение секущей прямой, близкой к компрессионной кривой на участке AB :

$$e_i = e_0 - m_0 p_i \quad (3.6)$$

Для любой компрессионной кривой справедливо выражение (3.3). Если секущая AB (рис. 3.2,б) близка к экспериментальной кривой и величина p , относительно не велика, то можно принять начальный параметр прямой e_0 равным начальному коэффициенту пористости i , используя выражение (3.3), записать

$$e_i = e_0 - (1 + e_0) \frac{s_i}{h} \quad (3.7)$$

где e_0 – начальный параметр прямой (см. рис. 3.2,б); s_i – осадка образца при изменении давления от 0 до p_i , развивающаяся по секущей AB .

Тогда из сопоставления выражений (а) и (б) найдем

$$m_0 p_i = (1 + e_0) \frac{s_i}{h} \quad (3.8)$$

откуда

$$\frac{m_0}{1 + e_0} = \frac{s_i}{h p_i} \quad (3.8a)$$

Правая часть уравнения (3.8,а) является относительной объемной деформацией грунта (отнесенной к единице давления). Поэтому левую часть этого уравнения обозначают буквой m_v и называют *коэффициентом относительной сжимаемости*:

$$m_v = \frac{s_i}{h p_i} = \frac{m_0}{1 + e_0} \quad (3.9)$$

где m_v и m_0 – коэффициенты, измеряемые в единицах, обратных единицам давления, т.е. в МПа^{-1} .

3.2.4 Структурная прочность грунта

Выше была рассмотрена деформация грунта, не обладающего структурной прочностью, т.е. уплотняющегося под действием небольшого давления. Такое явление обычно свойственно очень слабым грунтам.

Чаще всего грунты природного сложения уплотнены давлением вышележащих слоев. В некоторых же случаях уплотнение происходит под действием капиллярного давления, развивающегося при высыхании грунта, или вследствие понижения уровня подземных вод (снятие взвешивающего действия воды).

В результате уплотнения частицы грунта сблизились, и между ними образовались водно-коллоидные связи. В процессе длительного существования грунтов при определенных условиях в них дополнительно могли возникнуть хрупкие кристаллизационные связи. Суммарно эти связи придают грунту некоторую прочность, которую называют *структурной прочностью грунта* p_{str} – **вертикальное напряжение в образце грунта, соответствующее началу перехода от упругих к пластическим деформациям сжатия.**

При давлении, меньшем структурной прочности ($p < p_{str}$), когда оно воспринимается водно-коллоидными и кристаллизационными связями, процесс уплотнения практически не развивается. Лишь после разрушения этих связей при $p > p_{str}$ происходит уплотнение грунта. Компрессионная кривая для такого грунта имеет вид, показанный на рис. 3.3,а.

Казалось бы, по компрессионной кривой легко определить структурную прочность грунта, так как при изменении давления до p_{str} экспериментальные точки должны образовывать слегка наклонную прямую. Однако в действительности этот участок кривой обычно имеет выпуклость, направленную вверх. Объясняется это частичным нарушением структуры грунта (нарушение происходит при отборе монолитов грунта из скважины, хранении их и взятии образца в одометр), тем, что при сжатии образца разрушение структуры происходит сначала в отдельных наиболее напряженных точках контактов частиц даже при незначительном давлении. По мере увеличения давления разрушение в точках контактов быстро возрастает, и процесс переходит в стадию уплотнения грунта во всем объеме образца.

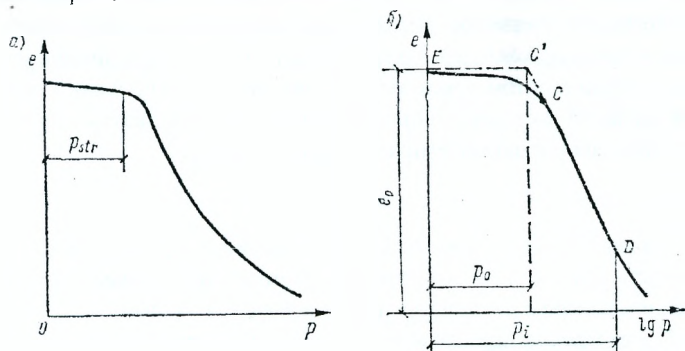


Рисунок 3.3 – Компрессионные кривые грунта, обладающего структурной прочностью, в простой (а) и полупологарифмической (б) системе координат

Из-за выпуклости начального участка компрессионной кривой точно установить по ее изображению в простой системе координат структурную прочность грунта p_{str} и, следовательно, начало первичного сжатия при $p > p_{str}$ в большинстве случаев затруднительно. Под первичным сжатием понимают процесс уплотнения грунта давлением, превышающим его структурную прочность, обусловленную уплотнением грунта обычно в природных условиях и связями между частицами грунта, возникшими в процессе его диagenеза.

Более четко начало первичного сжатия грунта выявляется при использовании компрессионной кривой, построенной в полулוגарифмической системе координат (рис. 3.3,б). В этом случае компрессионной кривой первичного сжатия будет прямая CD. Продолжение этой прямой вверх до пересечения с горизонтальной (пунктирной) линией EC', соответствующей значению начального коэффициента пористости e_0 , позволяет найти величину p_0 , которую можно рассматривать как значение структурной прочности.

Структурная прочность грунта может быть определена также по результатам измерения бокового давления грунта при испытании его в приборе трехосного сжатия (по Е.И.Медкову) или по моменту возникновения давления в поровой воде (по Н.А.Цытовичу и М.Ю.Абелеву).

Действительно, при загрузении образца водонасыщенного грунта в одометре или приборе трехосного сжатия давлением менее p_{sr} оно воспринимается скелетом грунта, и поэтому давление в поровой воде равняется нулю. Как только давление превысит структурную прочность, образец грунта начнет уплотняться и значительная часть давления будет передаваться на поровую воду. При медленном увеличении давления на образец или при приложении нагрузки небольшими ступенями можно зафиксировать момент возникновения давления в поровой воде. Это давление, как считают Н.А.Цытович и М.Ю.Абелев, и будет соответствовать структурной прочности водонасыщенного грунта p_{sr} .

3.2.5 Закон уплотнения и линейная деформируемость грунта

Поскольку уравнение (3.6) описывает изменение коэффициента пористости e_i лишь в пределах секущей АВ (рис. 3.2,б), оно дает приближенную зависимость между коэффициентом пористости и давлением. Для большого диапазона изменения давления компрессионная кривая первичного сжатия (прямая CD на рис. 3.3,б) описывается логарифмической зависимостью

$$e_i = e_0 - C_c \lg\left(\frac{p}{p_0}\right), \quad (3.10)$$

где e_i – коэффициент пористости при давлении p ; e_0 – начальный коэффициент пористости грунта; C_c – коэффициент компрессии (параметр кривой); p_0 – давление, при котором начинается первичное сжатие грунта.

Продифференцировав выражение (3.10), получим –

$$de = -C_c \frac{dp}{p}, \quad (3.11)$$

где C_c – постоянная величина.

Следовательно, при первичном сжатии изменение коэффициента пористости грунта прямо пропорционально изменению давления и обратно пропорционально суммарному давлению. Эту зависимость применяют либо при рассмотрении деформаций очень слабых грунтов, либо при изменении давления в значительных пределах.

Давление в грунте основания промышленных и гражданских зданий и сооружений обычно изменяется в небольших пределах. Чаще всего оно повышается не более чем до 0,4МПа и в редких случаях до 0,6МПа. При таких давлениях секущая АВ (рис. 3.2,б) близка к кривой, т.е. для расчетов можно пользоваться уравнением (3.6). Продифференцировав его, получим

$$de = -m_v dp. \quad (3.12)$$

Поэтому **закон уплотнения грунта: изменение коэффициента пористости грунта прямо пропорционально изменению давления**

Линейная деформируемость грунта в пределах небольших изменений давления вытекает из выражения (3.9). Действительно, из (3.9) следует:

$$m_v p_v = \frac{s_v}{h}. \quad (3.13)$$

Правая часть этого равенства является относительной деформацией грунта. Поскольку для определенного грунта и данного изменения давления величина m_v постоянна, *относительная вертикальная деформация грунта прямо пропорциональна давлению. Относительная вертикальная деформация грунта есть отношение вертикальной деформации к начальной высоте образца.* Следовательно, при относительно небольших величинах обычно действующих напряжений грунт можно считать линейно деформируемым телом.

Однако в некоторых случаях это положение приводит к значительным расхождениям между рассчитанными и наблюдаемыми в натуре деформациями. Поэтому в последнее время разработаны методы, позволяющие учесть нелинейную зависимость между напряжениями и деформациями.

3.2.6 Компрессионная зависимость при объемном сжатии

Изменения коэффициента пористости e грунта при компрессионном сжатии в общем случае будут зависеть не только от величины вертикальных нормальных напряжений σ_z , но и от горизонтальных σ_x и σ_y .

Следуя проф. Н.М.Герсеванову, примем наиболее простое положение о том, что коэффициент пористости в любой точке грунтовой массы зависит только от суммы всех нормальных напряжений θ , действующих в этой точке. Это положение является известным допущением, так как для очень вязких и плотных глинистых грунтов на изменения коэффициента пористости будут в некоторой мере влиять и сдвигающие (касательные) напряжения, обуславливающие ползучесть скелета грунта. В нашем определении для «грунтовой же массы», к которой мы относим все полностью водонасыщенные *неуплотненные* грунты (мелкие пески и супеси, слабые суглинки и глины) с несжимаемым минеральным скелетом и *наличием свободной* (несвязанной) *воды*, это положение будет достаточно хорошо отвечать действительности.

Определим сумму главных напряжений в случае сжатия слоя грунта без возможности его бокового расширения, выделив элементарный параллелепипед (рис. 3.4), который в условиях данной задачи будет испытывать лишь нормальные (главные) напряжения σ_x , σ_y и σ_z .

Так как горизонтальные деформации (расширение грунта в стороны) невозможны, то горизонтальные относительные деформации будут равны нулю, т.е. $\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$, откуда вытекает, что $\sigma_x = \sigma_y$. Кроме того, из условия равновесия имеем $\sigma_z = p$.

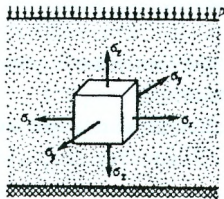


Рисунок 3.4 – Схема напряжений в элементе грунта при действии сплошной равномерно распределенной нагрузки

Известно, что относительная деформация упругого тела в соответствии с законом Гука находится из выражения

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E_m} - \frac{\nu_m}{E_m} (\sigma_y + \sigma_z), \quad (3.14)$$

где E_m – модуль упругости материала; ν_m – коэффициент бокового расширения материала (коэффициент Пуассона)

Так как в пределах небольших изменений давления грунты можно рассматривать как линейно деформируемые тела, аналогичное (3.14) выражение можно написать и для зависимости между напряжениями и деформациями грунта в одометре (при сжатии образца грунта без возможности бокового расширения). В таком случае

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E_0} - \frac{\nu}{E_0} (\sigma_y + \sigma_z), \quad (3.14a)$$

где E_0 – модуль деформации грунта; ν – коэффициент бокового расширения грунта (коэффициент Пуассона).

Модуль деформации – коэффициент пропорциональности линейной связи между приращениями давления на грунт и его деформациями.

Коэффициент Пуассона – отношение относительного бокового расширения образца испытываемого грунта к относительной вертикальной деформации при одноосном сжатии.

Модуль деформации грунта часто называют модулем общей деформации грунта, подчеркивая тем самым, что этот показатель суммарно характеризует остаточные и упругие деформации грунта.

Подставив в выражение (3.14 а) $\sigma_x = \sigma_y$, $\sigma_z = p$, $\varepsilon_x = 0$ и произведя преобразования, получим

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{\nu}{1-\nu} p = \zeta p, \quad (3.15)$$

где ζ – коэффициент бокового давления грунта в состоянии покоя, т.е. при отсутствии горизонтальных перемещений:

$$\zeta = \frac{\nu}{1-\nu}. \quad (3.15a)$$

Коэффициент бокового давления грунта есть отношение горизонтальных сжимающих напряжений и вертикальных.

Зная σ_x и σ_y , найдем сумму главных напряжений θ и p :

$$\theta = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = (1 + 2\xi)p;$$

$$p = \frac{\theta}{1 + 2\xi} \quad (3.16)$$

Если полученное значение p подставить в выражение (3.6), будем иметь

$$e_1 = e_0 - \frac{m_0 \theta}{1 + 2\xi} \quad (3.16a)$$

Выражение (3.16 a) может быть представлено в виде:

$$e_0 = e_1 - \frac{m_0 \theta}{1 + 2\xi} = const \quad (3.17)$$

Следовательно, сумма главных напряжений вполне определяет изменение коэффициента пористости грунтов в образце или рассматриваемой точке. Поскольку для водонасыщенных грунтов коэффициент пористости обуславливает и влажность грунта, Н.М.Герсеванов назвал эту закономерность принципом гидроемкости.

Выражение для коэффициента бокового давления ξ (3.15 a) получено исходя из предположения, что коэффициент бокового расширения ν постоянен и не зависит от напряженного состояния грунта. Работы Е.И.Медкова и других исследователей свидетельствуют, что эта величина переменна. Однако учет переменности ν и ξ усложняет расчеты, в связи с чем в инженерной практике эти величины принимают постоянными.

Многочисленные измерения бокового давления покоя, выполненные рядом исследователей, показали, что для песков $\xi = 0,25 \dots 0,37$, а для пылеватоглинистых грунтов в зависимости от консистенции $\xi = 0,11 \dots 0,32$.

3.2.7 Определение модуля деформации грунта с помощью компрессионной кривой

Модуль деформации грунта находят используя обычное выражение для вертикальной относительной деформации при объемном сжатии, аналогичное выражению (3.14):

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z}{E_0} - \frac{\nu}{E_0} (\sigma_x + \sigma_y) \quad (3.18)$$

В соответствии с формулой (3.9) вертикальная относительная деформация может быть определена также из выражения

$$\varepsilon_z = \frac{\delta h}{h} = m_v p$$

Приравняв правые части этих равенств с учетом, что $\sigma_z = p$, и согласно выражению (3.15), $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_v = \nu p / (1 - \nu)$, получим

$$m_v p = \frac{p}{E_0 \left[1 - \frac{2\nu^2}{1 - \nu} \right]}$$

Если обозначить

$$\beta = 1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu}, \quad (3.19)$$

то

$$m_s = \frac{\beta}{E_0}, \quad \text{или} \quad E_0 = \frac{\beta}{m_s}. \quad (3.20)$$

Применение формул (3.20) возможно, когда известно достаточно точное значение ν или β , конечно, если эти величины постоянны. Использование табличных значений ν и β может приводить к существенным ошибкам. Поэтому при компрессионных испытаниях без крайней необходимости к модулю деформации переходить не рекомендуется.

Значение модуля деформации грунта, найденное с помощью компрессионной кривой, нередко отличается от действительного. Это обусловлено следующими причинами. Извлечение образца грунта из скважины или шурфа для проведения компрессионных испытаний неизбежно сопровождается уменьшением напряжений в скелете образца грунта (снятие природного давления) и снижением до нуля давления в поровой воде (при отборе образца грунта ниже уровня подземных вод). Изменение напряжений в скелете грунта и поровой воде вызывает увеличение объема образца грунта. В грунтах, обладающих относительно большой структурной прочностью, увеличение объема образца грунта может ограничиваться возникновением упругих деформаций расширения. Однако в большинстве случаев при извлечении образцов из скважин ниже уровня подземных вод происходит частичное или полное разрушение структурных связей, действовавших в грунте, вследствие возрастания объема пузырьков воздуха или газов, заключенных в порах грунта.

Действительно, при уменьшении давления в поровой воде объем пузырьков воздуха (газа) существенно увеличивается, что приводит к развитию напряжений растяжения в скелете грунта. При этом связи малой прочности между частицами грунта разрушаются. Таким образом, нередко компрессионные испытания проводятся с образцами частично нарушенной, а не природной структуры, что сказывается на результатах компрессионных испытаний и может привести к получению заниженных значений модуля деформации грунта. По указанной причине для определения характеристики деформируемости грунта (модуля деформации грунта) строители применяют более достоверные полевые испытания грунтов. Основные способы и методы их проведения указаны ниже в разделе 3.6. Значение E_0 можно определять также на приборе трехосного сжатия (стабилометре). Иногда его значение принимают по таблицам региональных нормативных документов, исходя из простейших физических характеристик грунта.

3.2.8 Модуль объемной деформации и модуль сдвига

Для описания процесса деформирования грунта с использованием модели линейно деформируемой среды достаточно знать две деформационные характеристики: модуль деформации E_0 и коэффициент Пуассона ν , которые могут быть вычислены по результатам экспериментальных исследований. Эти характеристики

обычно применяются при решении одномерной задачи компрессионного уплотнения. В общем случае при решении плоской и пространственной задач бывает удобно любую деформацию грунта представить в виде суммы объемных деформаций и деформаций сдвига. При этом используются другие деформационные характеристики грунта: модуль объемной деформации K и модуль сдвига G .

Модуль сдвига есть отношение интенсивности касательных напряжений к интенсивности деформаций сдвига. Характеризует жесткость деформаций при сдвиге.

Преобразуем правую часть одного из уравнений (3.15) системы обобщенного закона, добавляя к ней со знаками плюс и минус член $\nu\sigma_z/E_0$, тогда получим

$$\varepsilon_z = \frac{1+\nu}{E_0} \sigma_z - \frac{\nu}{E_0} \sigma_m, \quad (3.21)$$

где $\sigma_m = \frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{3}$.

Теперь, вновь добавляя к этому выражению с разными знаками член $(1+\nu)\frac{\sigma_m}{E_0}$, получим –

$$\varepsilon_z = \frac{1+\nu}{E_0} (\sigma_z - \sigma_m) + \frac{1-2\nu}{E_0} \sigma_m. \quad (3.21a)$$

Поступая аналогично с остальными уравнениями этой системы, обобщенный закон Гука можно представить в виде

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{1+\nu}{E_0} (\sigma_x - \sigma_m) + \frac{1-2\nu}{E_0} \sigma_m \\ \varepsilon_y &= \frac{1+\nu}{E_0} (\sigma_y - \sigma_m) + \frac{1-2\nu}{E_0} \sigma_m \\ \varepsilon_z &= \frac{1+\nu}{E_0} (\sigma_z - \sigma_m) + \frac{1-2\nu}{E_0} \sigma_m \end{aligned} \right\} \quad (3.22)$$

Здесь первые члены правой части уравнений характеризуют деформации сдвига (формоизменения грунта), а вторые – объемные деформации. Действительно, если определить из этих выражений значение объемных деформаций $\varepsilon_v = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z$, то сумма первых членов правых частей будет равна нулю, т.е. при действии только нормальных напряжений деформации формоизменения отсутствуют. Тогда уравнения (3.22) можно записать в виде

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{1}{2G} (\sigma_x - \sigma_m) + \frac{1}{K} \sigma_m \\ \varepsilon_y &= \frac{1}{2G} (\sigma_y - \sigma_m) + \frac{1}{K} \sigma_m \\ \varepsilon_z &= \frac{1}{2G} (\sigma_z - \sigma_m) + \frac{1}{K} \sigma_m \end{aligned} \right\} \quad (3.23)$$

где $G = \frac{E_0}{2(1+\nu)}$; $K = \frac{E_0}{1-2\nu}$. (3.24)

Отсюда легко выразить коэффициент Пуассона через модуль объемной деформации и модуль сдвига:

$$\nu = \frac{K - 2G}{2(K + G)}. \quad (3.25)$$

Таким образом, зная из опыта любую пару деформационных характеристик грунта E_0 и ν или K или G , можно по приведенным выше формулам определить остальные характеристики. Зная модуль сдвига G , можно определить горизонтальные перемещения (сдвиги) сооружений на грунтовых основаниях под действием горизонтальных сил.

3.3 Водонепроницаемость грунтов

Уплотнение водонасыщенного грунта вызывает уменьшение его пористости и, следовательно, влажности. Значит, во время уплотнения грунта выдавливается вода. Она должна пройти некоторый путь в толще грунта, т.е. профильтроваться через него. Процесс уплотнения, очевидно, зависит от скорости отжатия воды из пор. Строителей часто интересуют и другие вопросы, связанные с фильтрацией воды через грунт (приток воды в котлован, размеры воронки депрессии поверхности подземных вод и т.п.). Поэтому необходимо знать законы фильтрации воды в грунте. **Водонепроницаемость – это способность грунта пропускать воду.**

3.3.1 Закон ламинарной фильтрации

Как показывают опыты, движение воды в порах грунта происходит в соответствии с законом ламинарной фильтрации.

Математическое выражение этого закона, предложенное Дарси, имеет вид:

$$v_f = k_f i, \quad (3.26)$$

где v_f – скорость фильтрации, или объем воды, проходящей через единицу площади поперечного сечения грунта в единицу времени; k_f – коэффициент фильтрации, равный скорости фильтрации при гидравлическом градиенте $i=1$; i – гидравлический градиент, равный потере напора $H_2 - H_1 = H$ отнесенной к пути фильтрации L :

$$i = \frac{H_2 - H_1}{L}. \quad (3.27)$$

Закон ламинарной фильтрации (Дарси) формулируется так: скорость фильтрации v_f прямо пропорциональна гидравлическому градиенту i .

Поскольку давление в поровой воде p_w измеряется в кило-паскалях, напор выражается высотой столба воды:

$$H = \frac{p_w}{\gamma_w}. \quad (3.28)$$

где γ_w – удельный вес воды (кН/м^3).

Коэффициент фильтрации измеряется в единицах скорости – обычно в сантиметрах в секунду или в сантиметрах в год ($1 \text{ см/с} = 3 \cdot 10^7 \text{ см/год}$). В зависимости

от гранулометрического состава грунтов и плотности грунтов значение k_f может находиться в больших пределах: для песков $k_f = r \cdot 10^{-1} \dots r \cdot 10^{-4}$ см/с; для супесей $k_f = r \cdot 10^{-3} \dots r \cdot 10^{-6}$ см/с; для суглинков $k_f = r \cdot 10^{-5} \dots r \cdot 10^{-8}$ см/с; для глин $k_f = r \cdot 10^{-7} \dots r \cdot 10^{-10}$ см/с (где r – любое число от 1 до 10). Из этих значений следует, что коэффициент фильтрации глин в миллионы раз меньше, чем у песков.

3.3.2 Понятие о начальном градиенте

Движение воды в грунте происходит по закону ламинарной фильтрации (кривая 1 на рис. 3.5), когда грунт содержит свободную воду в порах, большая часть которых сообщается друг с другом. В плотном пылевато-глинистом грунте, в порах которого нет свободной воды или она находится в разобщенных между собой относительно крупных порах, т.е. влага содержится в грунте преимущественно в виде гидратных оболочек связанной воды, окружающих частицы

грунта, как показали исследования С.А. Роза, Б.Ф. Рельтова и др., фильтрация воды начинается лишь при градиенте, большем некоторого значения, необходимого для преодоления сопротивления се движению водно-коллоидных пленок.

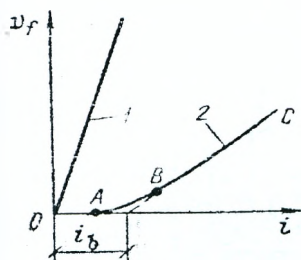


Рисунок 3.5 – Зависимость скорости фильтрации от гидравлического градиента

В таком случае зависимость между градиентом и скоростью фильтрации будет иметь вид кривой 2, изображенной на рис. 3.6. На этой кривой можно выделить два основных участка: криволинейный участок AB , соответствующий переходу от момента возникновения фильтрации к моменту развития установившейся фильтрации, и участок установившейся фильтрации BC .

Для участка BC скорость фильтрации находят по выражению:

$$v_f = k_f' (i - i_0), \quad (3.29)$$

где k_f' – параметр прямой $v_f = f(i)$; i_0 – начальный градиент, определение которого показано на рис. 3.6.

В большинстве случаев начальный участок кривой 2 можно заменить прямой (пунктир на рис. 3.6). Прямая 1 на рис. 3.5 соответствует зависимости v_f от i в грунтах, не обладающих начальным градиентом.

В водонасыщенных грунтах, обладающих начальным градиентом, вода практически не будет выдавливаться в зоне с небольшими градиентами, поэтому при возникшем напряженном состоянии грунт в этой зоне не сможет уплотняться по закону фильтрационной консолидации.

Как показывают исследования, процесс уплотнения грунтов во времени при градиентах, меньших i_0 , развивается на порядок медленнее, чем при фильтрационной консолидации, поэтому его часто не учитывают.

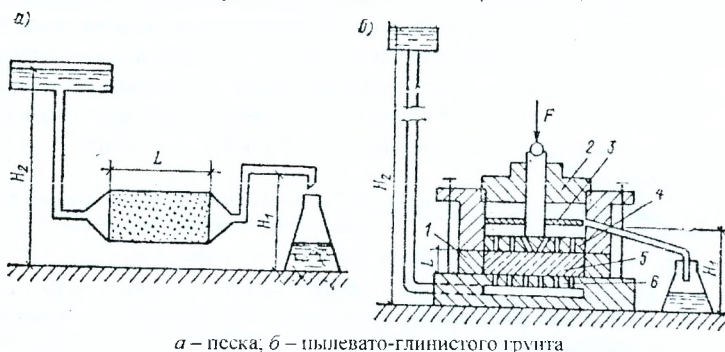
3.3.3 Определение коэффициента фильтрации

Для хорошо фильтрующих грунтов k_f определяют с помощью прибора (рис. 3.7,а), состоящего из трубы длиной L , заполненной грунтом, и двух трубок – подводящей и отводящей воду. При разности напоров $H_2 - H_1$ вода будет фильтроваться под действием градиента i , вычисляемого по формуле (3.27). Определив объем воды в колбе V , профильтровавшейся за время t , можно найти

$$k_f = \frac{V}{Ati}, \quad (3.30)$$

где A – площадь поперечного сечения образца грунта.

При пылевато-глинистых грунтах для определения коэффициента фильтрации приходится создавать большой напор. Тогда значение можно определять с помощью прибора конструкции Б.И.Далматова (рис. 3.6,б).



а – песка; б – пылевато-глинистого грунта

Рисунок 3.6 – Схемы установок для определения коэффициента фильтрации

В этом приборе образец грунта 5 помещается в кольцо 1, устанавливаемое на фильтрующее днище 6. Сверху располагается фильтрующий поршень 4. Вода поступает со значительным давлением под фильтрующее днище, проходит через образец грунта, заполняет пространство над поршнем и выливается в колбу. Для ускорения процесса фильтрации камера над поршнем заранее заливается водой. Как установлено опытами, вследствие образующегося выпуклого мениска вода поступает в колбу периодически и сразу в относительно большом количестве. Для устранения мениска на уровне сливного отверстия устанавливается пластинка 3 с вырезом в месте отверстия. Это способствует капельному поступлению воды в колбу. Для исключения испарения воды прибор герметизируется завинчивающейся крышкой 2, а в горлышко колбы помещается увлажненная вата.

Для предотвращения движения воды вдоль стенок кольца к фильтрующему поршню прикладывают внешнюю нагрузку, большую, чем структурная прочность грунта. Если это по каким-либо причинам нежелательно, берут образец, имеющий диаметр на 8...10 мм меньше внутреннего диаметра кольца, и зазор между грунтом и стенками кольца заполняют нефилтующим вязким веществом. С помощью такого прибора можно устанавливать коэффициент фильтрации суглинков и глин при $k_f \leq 10^{-9}$ см/с.

Коэффициент фильтрации песков и супесей для расчета притока воды в котлованы рекомендуется определять в полевых условиях методом пробных откачек или путем налива воды в скважины.

3.3.4 Модель водонасыщенного грунта

Для лучшего понимания процесса уплотнения грунта во времени рассмотрим механическую модель грунтовой массы. В стакан 1 (рис. 3.7) поставим пружину 5 и до ее верха нальем практически несжимаемую (не содержащую воздуха) воду 4. На поверхность воды и верх пружины поставим поршень 2 с отверстием малого диаметра и приложим к поршню нагрузку 3, создающую давление p .

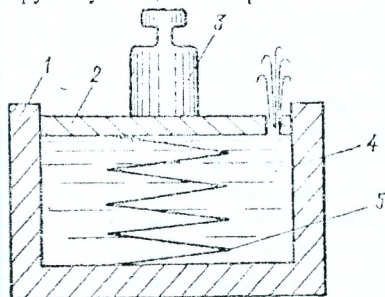


Рисунок 3.7 – Модель деформирования во времени грунта, полностью насыщенного водой

В первый момент времени после загрузки (при $t=0$), пока несжимаемая вода не успела выйти из отверстия, поршень еще не переместился по вертикали. Следовательно, пружина не получила деформации, и усилие в ней, отнесенное к единице площади поршня p_z будет равно нулю ($p_z=0$). В воде же возникает давление $p_w=p$. Таким образом, в первый момент времени давление полностью передается на воду.

По мере выдавливания воды из стакана через отверстие в поршне последний будет опускаться, что вызовет развитие все большей деформации пружины. В течение этого процесса значение p_w уменьшится, а значение p_z увеличится. В результате будет сохраняться равенство

$$p_z + p_w = p. \quad (3.31)$$

После выдавливания определенного количества воды из-под поршня давление p будет полностью передано на пружину, т.е. при $t=\infty$ давление $p_w=0$ и $p_z=p$.

Эта механическая модель в известной степени иллюстрирует деформацию полностью насыщенного водой грунта, не обладающего структурной прочностью и ползучестью скелета. При сжатии образца водонасыщенного грунта, помещенного в одометр, в поровой воде возникает давление p_w . По мере выдавливания воды из образца давление в поровой воде падает, а давление p_z в деформирующемся скелете грунта увеличивается. Таким образом, давление в пружине моделирует давление в скелете, а давление в воде соответствует давлению в поровой воде.

Если в поровой воде содержится воздух в растворенном виде или в виде пузырьков, то она мгновенно деформируется сразу после приложения нагрузки. Это можно исследовать с помощью той же модели (рис. 3.8). В данном случае вследствие сжатия воды после приложения нагрузки часть давления будет

передаваться на воду, а часть на скелет, т.е. справедливо выражение (3.27). Чем большей сжимаемостью обладает поровая вода, тем большая часть усилия в начальный момент времени передается на скелет. Во все последующие отрезки времени после загрузки давление в воде станет уменьшаться вследствие выдавливания ее из грунта. Этот процесс развивается до тех пор, пока все давление не будет передано на пружину (скелет грунта).

В водонасыщенном грунте, обладающем ползучестью, деформации развиваются во времени как в результате постепенного выдавливания воды из пор грунта, так и вследствие ползучести самого скелета.

3.3.5 Понятие об эффективном и нейтральном давлении

Механическая модель (рис. 3.7) наглядно демонстрирует, что в процессе уплотнения грунта в нём одновременно действуют две системы давлений: давление в скелете грунта, называемое *эффективным* напряжением, и давление в поровой воде, называемое *нейтральным*. Эффективное напряжение характеризует напряженное состояние скелета грунта, под этим давлением грунт уже деформировался, т.е. уплотнился и, следовательно, упрочнился. Такое давление эффективно сказывается на состоянии грунта. Нейтральное же давление не влияет на напряженное состояние скелета полностью водонасыщенного грунта и не сказывается на деформациях грунта, т.е. оно нейтрально по отношению к скелету грунта.

Обозначим эффективное давление P_{eff} , а нейтральное давление P_w . Руководствуясь выражением (3.31), можно записать

$$P = P_{eff} + P_w. \quad (3.32)$$

Отсюда эффективное давление

$$P_{eff} = P - P_w. \quad (3.33)$$

где P – полное (тотальное) давление, действующее в грунте.

Эти рассуждения справедливы только для грунта, полностью насыщенного водой. Если же поровая вода в грунте содержит воздух в растворенном виде или в виде пузырьков, то после приложения к образцу грунта гидростатического давления он получал деформации, так как объем поровой воды, содержащей воздух, уменьшился. В таком случае давление в поровой воде нельзя считать нейтральным.

3.4 Сопротивление грунтов сдвигу. Закон Кулона

Грунты в основании сооружений, а также при неодинаковых отметках их поверхности испытывают воздействие не только нормальных, но и касательных напряжений. Когда касательные напряжения по какой-либо поверхности в грунте достигают его предельного сопротивления, происходит сдвиг одной части массива грунта по другой.

Сопротивление грунта сдвигу (предельное) может быть установлено испытанием его образцов на прямой сдвиг, (срез), путем трехосного сжатия, вдавливанием штампа с шаровой или конусообразной поверхностью, по результатам среза грунта крыльчаткой по цилиндрической поверхности и другими способами.

3.4.1 Сопротивление сдвигу сыпучих грунтов

Если образец песка 1 поместить в сдвиговой прибор в виде кольца, разрезанного по горизонтальной плоскости (рис. 3.8,а), то, приложив силу N и постепенно увеличивая силу T , можно достигнуть среза (сдвига) одной части образца по другой приблизительно по линии, обозначенной пунктиром. Прибор имеет нижнюю неподвижную обойму 4, верхнюю подвижную обойму 3 и зубчатые фильтрующие пластины сверху и снизу 2.

Под действием горизонтальной нагрузки T в зоне предполагаемого сдвига развиваются касательные напряжения $\tau = \frac{T}{A}$. При некотором значении $\tau = \tau_u$ наступает *предельное равновесие*. Характеристика прочности грунта определяется значением касательного напряжения, при котором происходит разрушение (срез). Поэтому τ_u называют *предельным сопротивлением грунтов сдвигу*. Обычно за τ_u принимают касательные напряжения на одну ступень меньше от последней наибольшей ступени загрузки, при которой развитие деформаций сдвига не прекращается.

Если мы проведем несколько таких опытов при различном вертикальном напряжении $\sigma = \frac{N}{A}$ (где A – площадь образца в плоскости среза), то получим, что чем больше σ , тем больше предельное сопротивление грунта сдвигу τ_u . По данным экспериментов построим зависимость предельного сопротивления сыпучего грунта сдвигу τ_u от давления (рис. 3.8,б). Многочисленными опытами установлено, что для несвязных грунтов экспериментальные точки в пределах обычных изменений напряжений (до 0,5МПа) оказываются на прямой, выходящей из начала координат $\sigma - \tau_u$.

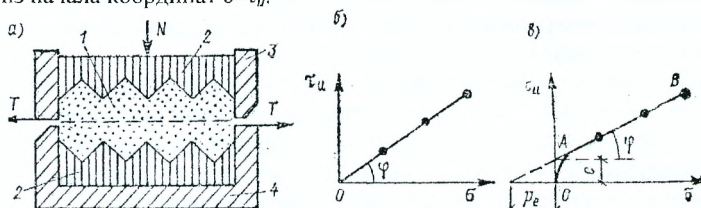


Рисунок 3.8 – Схема прибора для испытания грунта на сдвиг (а) и графики сопротивления сдвигу сыпучего (б) и связного (в) грунта

В таком случае при нормальном напряжении σ_n условие предельного равновесия сопротивления сдвигу будет иметь вид

$$\tau_u = \sigma_n \cdot \operatorname{tg} \varphi, \quad (3.34)$$

где $\operatorname{tg} \varphi$ – коэффициент внутреннего трения f , характеризующий трение грунта о грунт; φ – угол внутреннего трения – параметр прямой зависимости сопротивления грунта срезу от вертикального давления, определяемый как угол наклона этой прямой к оси абсцисс.

Зависимость (3.34) установлена Кулоном еще в 1773г. Она выражает закон сопротивления сыпучих грунтов сдвигу, который формулируется так: *предельное сопротивление сыпучих грунтов сдвигу прямо пропорционально нормальному напряжению*. Этот закон и называется законом Кулона.

3.4.2 Сопротивление сдвигу связных консолидированных грунтов

Глины, суглинки и супеси обладают связностью, интенсивность которой зависит от влажности грунта и степени его уплотненности. Как установлено в п.3.3, приложенная к образцу водонасыщенного пылевато-глинистого грунта вертикальная нагрузка в первый момент времени передается на поровую воду. Лишь по мере выдавливания ее из пор это давление будет действовать на скелет грунта. В связи с этим образец испытывают на сдвиг после консолидации грунта, когда все возникающее нормальное напряжение уже передано на скелет грунта.

Для сохранения природной структуры пылевато-глинистого грунта фильтрующий поршень и днище обычно делают плоскими – без зубцов, показанных на рис. 3.8,а. Если в таком приборе провести несколько испытаний на сдвиг одного и того же грунта, подвергая образцы воздействию различных напряжений σ_v , то получим в общем случае криволинейную зависимость предельного сопротивления грунта сдвигу τ_u от σ_v (рис. 3.8,б). Криволинейность зависимости наиболее ощутима при малых значениях σ_v . При напряжениях в диапазоне 0,05...0,5МПа практически имеем прямую, описываемую уравнением

$$\tau_u = c + \sigma_v \operatorname{tg} \varphi, \quad (3.35)$$

где c и φ – параметры прямой, обычно называемые удельным сцеплением и углом внутреннего трения.

Удельное сопротивление грунта есть параметр прямой зависимости сопротивления грунта срезу от вертикального давления, определяемый как отрезок этой прямой на оси ординат.

Закон сопротивления пылевато-глинистых грунтов сдвигу формулируется так: *предельное сопротивление связных грунтов сдвигу при завершённой их консолидации есть функция первой степени нормального напряжения.*

Для определения истинных значений сцепления и угла внутреннего трения необходимо испытывать образцы, находящиеся в одном и том же состоянии по плотности. С этой целью образцы грунта иногда испытывают на сдвиг сразу же после приложения нагрузки, не дожидаясь их консолидации. Однако такое испытание не позволяет учитывать упрочнение грунтов в связи с их уплотнением в основании под действием приложенной нагрузки.

Если прямую AB продлить влево до пересечения с осью абсцисс, то она отсекает на ней отрезок p_c (рис. 3.8,в). Величину p_c часто называют **давлением связности**. Используя это давление, удельное сцепление (связности) грунта можно представить в виде:

$$c = p_c \operatorname{tg} \varphi, \quad (3.36)$$

откуда

$$p_c = \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi} = c \cdot \operatorname{ctg} \varphi. \quad (3.37)$$

3.4.3 Сопротивление сдвигу неконсолидированных грунтов

Испытания грунта для определения прочностных характеристик без предварительного уплотнения образца и при отсутствии отжатия из него воды в процессе всего испытания.

Для оценки сопротивляемости грунтов сдвигу при неполной их консолидации используют график с параметрами c и φ , приведенный на рис. 3.8,в, но нормальное напряжение уменьшают на давление в поровой воде, т.е. принимают равным напряжению в скелете грунта.

$$\sigma_d = \sigma - p_w, \quad (3.38)$$

где σ – полное нормальное напряжение; p_w – давление в поровой воде при неполной консолидации грунта.

Другой путь учета неполной консолидации пылеватого-глинистых грунтов предложен Н.Н.Масловым. Он сводится к испытанию образцов грунта на неконсолидированный сдвиг через различные промежутки времени после приложения давлений одной и той же интенсивности. Сразу после сдвига из области среза берут пробы грунта для определения его влажности. Это позволяет построить график зависимости предельного сопротивления грунта сдвигу от влажности. Три-четыре серии таких испытаний при различных давлениях ($p_1 \dots p_3$) дают возможность построить семейство кривых предельного сопротивления сдвигу как функции влажности (рис. 3.9,а). Используя этот график, строят другой график – зависимости предельного сопротивления сдвигу от давления для любой влажности, зафиксированной при испытаниях (рис. 3.9,б).

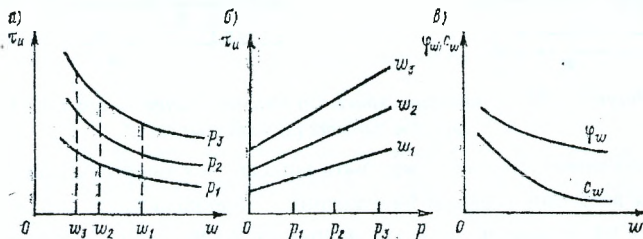


Рисунок 3.9 – Зависимости предельного сопротивления сдвигу от влажности (а) и от давления (б); зависимость параметров φ_w и c_w от влажности (в)

По такому графику устанавливают значения удельного сцепления c_w и угла внутреннего трения φ_w грунта, обладающего определенной влажностью. Таким образом, значения c_w и φ_w относятся к определенному состоянию грунта. Зная эти характеристики грунта при различных влажностях, можно построить график зависимостей удельного сцепления и угла внутреннего трения от влажности (рис. 3.9,в).

3.4.4 Условия предельного равновесия сыпучих и связанных грунтов

Закон Кулона, описываемый уравнениями (3.34) и (3.35), можно распространить и на сложное напряженное состояние грунтов, если рассматривать кривые сдвига как прямолинейную огибающую кругов предельных напряжений Мора, что идентично принятию для грунтов известной из курса «Сопротивление материалов» теории прочности Мора.

Действительно, величина сдвигающих напряжений не может быть больше их предельного значения, определяемого уравнениями (3.34) или (3.35) и соответствующего возникновению непрерывного скольжения (сдвига) одной части грунта по другой, т.е.

$$\text{пред } \tau \leq \operatorname{tg} \varphi \cdot \sigma, \quad (3.39)$$

или

$$\text{пред } \tau \leq \operatorname{tg} \varphi \cdot \sigma + c. \quad (3.39a)$$

Это значение напряжений на предельной прямой отвечает некоторой экспериментальной точке М, которая одновременно должна принадлежать и кругу напряжений Мора (рис. 3.10). Последнее возможно лишь в том случае, когда прямая ОМ (рис. 3.10,а) или О'М (рис. 3.10,б) будет касательной к кругу напряжений, т.е. составит с радиусом круга в точке касания угол в 90° и пройдет через начало координат (О или О').

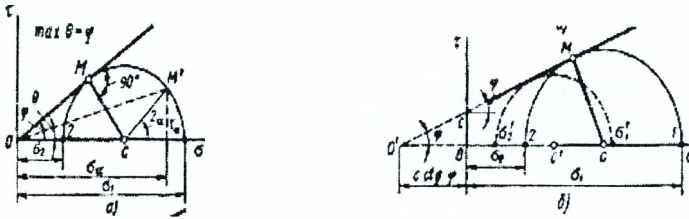


Рисунок 3.10 – Обгибающие кривые предельных напряжений при сдвиге грунтов сыпучих (а) и связных (б)

Изложенное условие может быть записано и в аналитической форме.

Зная величину главных напряжений – наибольшего σ_1 , и наименьшего σ_2 (определяя их, например, по кругу напряжений как абсциссу пересечения круга с осью a , если круг напряжений построен по известным для некоторой площадки, наклоненной под углом α к оси давлений, значениям τ_a и σ_a или непосредственно по результатам соответствующих испытаний) и учитывая, что на кривой сдвига (рис. 3.10) треугольник ОМС или О'МС прямоугольный, будем иметь:

по рис. 3.10.а (для сыпучих грунтов)

$$\sin \varphi = \frac{CM}{OC},$$

а так как

$$CM = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \quad \text{и} \quad OC = \sigma_2 + \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}$$

то

$$\sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2}; \quad (3.40)$$

по рис. 3.10,б (для связных грунтов)

$$\sin \varphi = \frac{CM}{OC} = \frac{\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}}{c \operatorname{ctg} \varphi + \frac{\sigma_2 + (\sigma_1 - \sigma_2)}{2}}$$

или

$$\sin \varphi = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2 + 2c \operatorname{ctg} \varphi} \quad (3.41)$$

Уравнения (3.40) и (3.41) являются математической формулировкой условия предельного равновесия (условия прочности Мора) сыпучих (3.40) и связных (3.41) грунтов. Это условие имеет огромное число практических приложений и используется при определении предельной нагрузки на грунт, расчетах устойчивости массивов грунта и давления грунтов на ограждения.

3.4.5 Испытание грунтов на сдвиг при простом и трехосном сжатии

Испытание на простое беспрепятственное (не ограниченное с боков) сжатие возможно лишь для грунтов, из которых могут быть вырезаны образцы цилиндрической или призматической формы. Испытание же на трехосное сжатие применимо не только для связных, но и для сыпучих грунтов, так как оно производится с образцами, заключенными в тонкую резиновую оболочку, при всестороннем боковом давлении и добавочном (сверх всестороннего) осевом.

При испытаниях на простое одноосное сжатие образцов грунта (цилиндров с высотой в 1,5...2 раза большей диаметра) увеличивают сжимающую нагрузку до тех пор, пока не произойдет хрупкого разрушения образца или не возникнут progressively возрастающие его деформации. Величину разрушающей нагрузки относят к единице площади поперечного сечения образца, принимая распределение давлений равномерным ($\sigma_1 = F/A$, где F – нагрузка; A – площадь поперечного сечения образца), что, однако, как установлено проф. А.Н.Зелениным, дает несколько заниженные величины сопротивлений вследствие неучета неравномерности распределения давлений по крайним поверхностям образца.

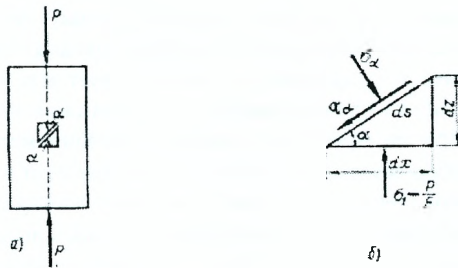


Рис. 3.11 – К испытанию связных грунтов на одноосное сжатие

Если выделить по оси образца бесконечно малый элемент (рис. 3.11,а), то треугольная призмочка с углом α будет испытывать лишь напряжения, показанные на рис. 3.11,б (если не учитывать сопротивления трению по наклонной грани призмочки). Просектируя все силы на направление наклонной грани призмочки, получим

$$t_\alpha ds \cdot 1 - \sigma_1 dx \cdot \sin \alpha \cdot 1 = 0, \quad (3.42)$$

откуда

$$t_\alpha = \sigma_1 \frac{dx}{ds} \sin \alpha, \quad (3.43)$$

или

$$t_\alpha = \frac{\sigma_1}{2} \sin 2\alpha. \quad (3.44)$$

Максимальное сдвигающее напряжение будет при $\sin 2\alpha = 1$, т.е.

$$\max t = \frac{\sigma_1}{2} \quad (3.45)$$

или, полагая $\max \tau = c$, получим

$$c \approx \frac{\sigma_1}{2}. \quad (3.45a)$$

Кривая предельных напряжений для рассматриваемого случая приведена на рис.3.12.

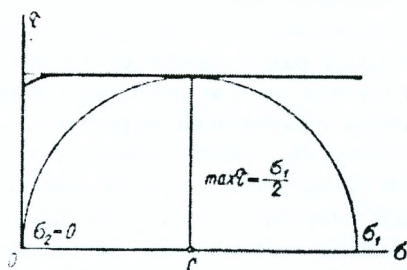


Рисунок 3.12 – Кривая предельных напряжений при простом сжатии

Опыты на трехосное сжатие позволяют испытывать образцы любых грунтов при обжатии их наперед заданным боковым давлением, что ближе отвечает работе грунта в природных условиях и дает наиболее надежные результаты определения их прочностных и деформативных свойств.

Схема прибора на трехосное сжатие – стабилометра – показана на рис. 3.13. Этот прибор состоит из камеры 4, наполненной жидкостью и соединенной с источником боковых давлений, в которой между специальными поддонами 3 (фильтрующими или водонепроницаемыми, смотря по условиям испытания) устанавливается образец грунта 1, помещаемый с помощью особого приспособления в тонкую резиновую оболочку 2.

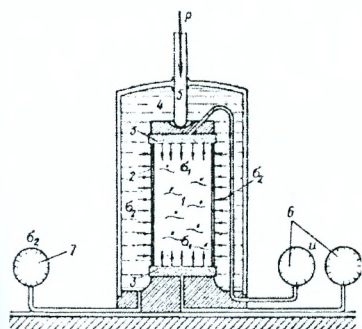


Рисунок 3.13 – Схема прибора на трехосное сжатие

Осевая нагрузка передается на образец с помощью специального поршня 5. Во все время испытания ведется замер нейтрального (порового) давления воды по торцам образца грунта (по манометрам 6), всестороннего давления в испытательной камере (по манометру 7), осевых деформаций (по индикатору – мессуре) и объемных изменений (по волюмометрической трубке) испытываемого образца грунта.

Испытание грунтов на трехосное сжатие по стандартной методике производится следующим образом: вначале образцу грунта, помещенному в испытательную камеру, сообщается всестороннее давление, равное $\sigma_2 = \sigma_3$ (как при дренированных, так и недренированных испытаниях); затем, после загасания деформаций от всестороннего давления, дается осевая нагрузка увеличивающимися ступенями до разрушения образца или потери им устойчивости.

Результаты испытания дают возможность определить по формуле 3.38 величину эффективных напряжений в момент разрушения образца:

$$\left. \begin{aligned} \bar{\sigma}_1 &= \sigma_1 - u \\ \bar{\sigma}_2 &= \sigma_2 - u \\ \bar{\sigma}_3 &= \sigma_3 - u \end{aligned} \right\}, \quad (3.46)$$

где u – величина порового давления.

Кроме того, по данным испытаний определяют величину относительной продольной деформации

$$\varepsilon_z = \frac{s_i}{h}, \quad (3.47)$$

где s_i – осадка для любой i -й ступени нагрузки; h – первоначальная высота образца грунта; и величину относительной объемной деформации

$$\theta = \frac{\Delta V}{V}, \quad (3.48)$$

где V – первоначальный объем образца; ΔV – изменение объема образца (определяется с помощью волюмометра).

По полученным данным вычерчивают графики (рис. 3.14) изменений $\frac{\bar{\sigma}_1}{\bar{\sigma}_2} = f(\varepsilon_z)$, по которым и определяют максимальное значение $\max \frac{\bar{\sigma}_1}{\bar{\sigma}_2}$, и графики зависимости общих продольных и объемных деформаций грунта от приращения осевого давления $\Delta\sigma_1$, по которым определяют модули деформируемости.

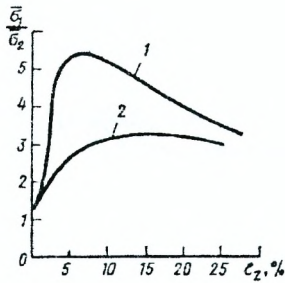


Рисунок 3.14 – Результаты опыта на трехосное сжатие для грунтов плотных 1 и рыхлых 2

В пределах линейной зависимости между общими деформациями (продольными или объемными) и приращением осевого давления $\Delta\sigma_1$ имеем: модуль общей (линейной) деформации

$$E_0 = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon_z}; \quad (3.49)$$

модуль объемной деформации

$$K = \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\theta}. \quad (3.50)$$

Как известно из курса сопротивления материалов, между модулем объемной и модулем общей линейной деформации существует взаимосвязь:

$$K = \frac{E_0}{1-2\nu},$$

откуда коэффициент относительной поперечной деформации (аналогичный коэффициенту Пуассона упругих тел) будет равен

$$\nu = \frac{K - E_0}{2K}. \quad (3.51)$$

Определив максимум отношения $\frac{\bar{\sigma}_1}{\bar{\sigma}_2}$ по графику рис. 3.14 и пользуясь для сыпучих грунтов условием (3.40), в правой части которого разделим и числитель и знаменатель на $\bar{\sigma}_2$, получим

$$\sin \varphi = \frac{\frac{\bar{\sigma}_1}{\bar{\sigma}_2} - 1}{\frac{\bar{\sigma}_1}{\bar{\sigma}_2} + 1}. \quad (3.52)$$

По выражению (3.52) и вычисляют угол внутреннего трения грунта φ .

Для сыпучих грунтов угол внутреннего трения может быть определен и по кругу предельных напряжений, который легко построить, так как непосредственно из опыта на трехосное сжатие определяются σ'_1 и σ'_2 (рис. 3.15).

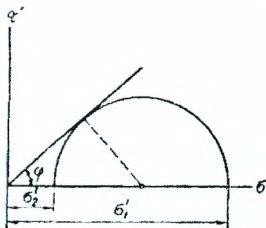
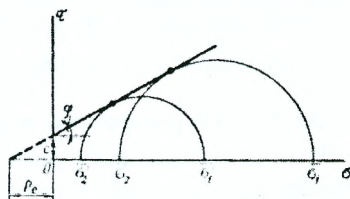


Рисунок 3.15 – Определение угла внутреннего трения сыпучего грунта по результатам трехосного сжатия

Для определения же параметров кривой сдвига связных грунтов требуется знать результаты испытания на трехосное сжатие не менее двух идентичных образцов грунта при различной величине бокового давления $\bar{\sigma}_2 = \bar{\sigma}_3$, а следовательно, и разной величине разрушающего осевого (главного) напряжения $\bar{\sigma}_2$, что выполнено на рис. 3.16.

Рисунок 3.16 – Определение параметров сдвига по результатам трехосного сжатия двух идентичных образцов связного грунта

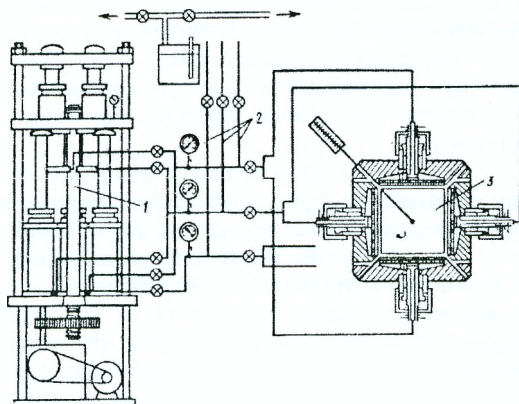


Результаты испытаний на трехосное сжатие дают возможность применить для оценки прочности грунтов не только теорию прочности Мора, базирующуюся на законе Кулона, но и октаэдрическую теорию прочности, учитывающую пространственное напряженное состояние грунтов по октаэдрическим площадкам, равнонаклоненным к плоскостям главных напряжений.

Испытание грунтов в условиях с независимо регулируемыми главными напряжениями проводится на стенде, принципиальная схема которого приведена на рис. 3.17. Особенности конструкции рабочей камеры прибора позволяют исследовать пространственно-напряженно-деформированное состояние и учесть влияние промежуточного главного напряжения σ_3 (при этом $\sigma_1 > \sigma_3 > \sigma_2$).

- 1 – нагружающее устройство при принудительно задаваемых деформациях;
- 2 – трубопроводы от бачков-компенсаторов, используемые при схеме опыта задаваемыми напряжениями;
- 3 – образец грунта в форме куба

Рисунок 3.17 – Схема прибора для испытания грунтов в условиях независимо регулируемых главных напряжений или деформаций



Результаты экспериментов показывают, что для ряда грунтов при изменении вида напряженного состояния, которое удобно охарактеризовать показателем Надаи - Лоде

$$\mu_{\sigma} = \frac{2\sigma_3 - \sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 - \sigma_2} \quad (3.53)$$

наблюдается заметное непостоянство параметров теории прочности Мора ($\sin \varphi$) и теории прочности Мизеса - Боткина ($tg \varphi$).

Исследования на приборе с независимо регулируемым главными напряжениями (рис 3.17) позволяют также установить границы применимости той или иной теории прочности грунтов, например, когда можно рассматривать параметр теории прочности Мора ($\sin \varphi$) практически не зависящим от изменения вида напряженного состояния или когда за расчетную величину следует принимать его среднее значение между величинами при $\sigma_2 = \sigma_3$ (обычные испытания в стабилометре, когда $\mu_{\sigma} = -1$) и при $\sigma_3 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}$ (когда $\mu_{\sigma} = 0$).

3.5 Структурно-фазовая деформируемость грунтов

Грунты, как отмечалось ранее, представляют собой сложнейшие минерально-дисперсные образования, состоящие из разнообразных взаимно связанных частиц, обладающих различными механическими свойствами.

Применение к грунтам общей теории напряжений, разработанной для сплошных упругих тел, требует особого рассмотрения. Так, в любых дисперсных телах внешняя нагрузка передается от одной частицы к другой лишь через точки контакта частиц, которые в большинстве случаев расположены закономерно или по некоторой структурной сетке.

Возникает вопрос, можно ли считать внутренние усилия в грунтах непрерывно распределенными по достаточно малым площадкам, напряжения в которых мы определяем. Проф. Н.М.Гресьанов (1931) показал, что неточность в определении напряжений в грунтах по общей теории сплошных тел не будет большей, чем при определении напряжений в стали, которая также состоит из зерен кристаллов, хотя и весьма малых размеров. Однако определение напряжений в грунтах является значительно более сложной задачей, чем в сплошных телах.

При действии внешней нагрузки отдельные фазы (компоненты) грунтов по-разному сопротивляются силовым воздействиям и по-разному деформируются, что является главной особенностью напряженно-деформированного состояния грунтов.

При общем рассмотрении необходимо изучить напряженно-деформированное состояние как грунта в целом (рассматривая его как квазисплошное и квазиднофазное тело), так и отдельных его фаз во взаимодействии между собой.

Как показывают новейшие исследования, применявшиеся ранее гипотезы о несжимаемости той или иной компоненты грунта (например, поровой воды) и о мгновенной передаче давления на его скелет опытом не подтверждаются. Кроме того, необходимо учитывать, что деформируемость не только грунта в целом, но и отдельных его фаз (например, твердых частиц) зависит от времени действия нагрузки вследствие явления ползучести.

3.5.1 Общая зависимость между деформациями и напряжениями

Рассмотрим общий случай зависимости относительной деформации e от величины нормального напряжения σ для грунта в целом. Такое рассмотрение будет полностью справедливо для начального и конечного состояний грунта, когда отсутствует перераспределение фаз в единице его объема (например, когда при уплотнении закончится выдавливание воды из пор грунта). При рассмотрении промежуточных состояний необходимо учитывать процесс консолидации, ползучесть скелета и пр.

При анализе зависимости деформаций от напряжений следует различать, по крайней мере, два вида грунтов: сыпучие и связные.

Для сыпучих грунтов при однократном нагружении всегда возникают необратимые смещения и повороты зерен грунта относительно друг друга, что обуславливает постоянное наличие *остаточных деформаций*.

Для связных грунтов на характер деформирования существенно влияют структурные связи, как жесткие, так и вязкие.

При жестких связях, если величина нагрузки такова, что при ее действии прочность связей не нарушается, грунт будет деформироваться как квази-твердое тело.

При вязких (водно-коллоидных) связях в грунтах некоторые связи начинают разрушаться (или вязко течь) уже при весьма небольших усилиях, другие – при несколько больших и т.д., что и обуславливает и у этих грунтов постоянное наличие при разгрузке не только обратимых, но и остаточных деформаций. Важно отметить, что остаточные деформации часто во много раз превосходят по величине деформации обратимые.

Природные связные грунты в большинстве случаев имеют и жесткие и часто вязкие связи различной прочности, поэтому процесс деформирования их является весьма сложным. Здесь рассматривается общая зависимости между относительными деформациями e и нормальным напряжением σ , так как эта зависимость кладется в основу теории распределения напряжений в грунтах и определения их деформаций под действием внешних сил.

В самом общем случае, как показывают многочисленные исследования, зависимость между деформациями и напряжениями для грунтов, при значительных напряжениях, будет нелинейной (рис. 3.18, пунктирная кривая fab).

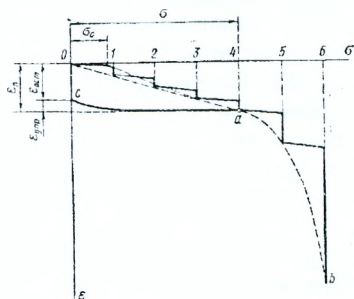


Рисунок 3.18 – Зависимость между деформациями e и нормальными напряжениями σ для грунта при ступенчатом возрастании нагрузки

Эту зависимость в общем виде можно представить функцией:

$$\varepsilon = \alpha_c \sigma_c + \alpha_n (\sigma_n - \sigma_c)^m, \quad (3.54)$$

где α_c и α_n – коэффициенты, определяемые опытным путем; σ_c – напряжение, не превосходящее начальной прочности структурных связей ($\sigma_c \leq p_{st}$); $(\sigma_n - \sigma_c) = \sigma$ – действующее нормальное напряжение, обуславливающее деформации грунта при частичном или полном нарушении структурных связей; m – параметр нелинейности, также определяемый опытным путем.

Величина коэффициента α_c может быть принята равной обратной величине модуля нормальной упругости грунта E , т.е.

$$\alpha_c = \frac{1}{E}. \quad (3.55)$$

Что касается коэффициента α_n , то природа его значительно сложнее. Если рассматривать только стабилизированные напряжения, то величина этого коэффициента будет зависеть от модуля общей деформации E_0 грунта, который в общем случае может входить в выражение в некоторой степени r , меньшей или равной единице, а также от коэффициента β , оценивающего способность бокового расширения грунта, т.е. можно принять

$$\alpha_n = \frac{\beta}{E_0^r(\varepsilon)}, \quad (3.56)$$

где параметр $r \leq 1$ также определяется опытным путем.

Если рассматривать деформации грунта при давлениях, больших структурной прочности сжатия, то зависимости (3.54) можно придать следующий вид:

$$\varepsilon = \alpha_{c,n} \sigma^m, \quad (3.57)$$

где $\alpha_{c,n}$ – некоторый общий коэффициент пропорциональности, в простейшем случае равный $\alpha_{c,n} = \beta/E_0$.

Общая зависимость (3.57) даже в представленной простой форме еще очень сложна для применения на практике.

3.5.2 Принцип линейной деформируемости

При не очень больших изменениях внешних давлений (порядка 0,1...0,3 МПа ($1...3 \cdot 10^5$ Па), а для плотных и твердых грунтов и до 0,5...0,7 МПа ($5...7 \cdot 10^5$ Па) с достаточной для практических целей точностью зависимость между деформациями ε и напряжениями σ может приниматься линейной (см. спрямленный участок oa на кривой рис. 3.18), что значительно упрощает расчеты и не вносит в них недопустимых погрешностей. Полагая в выражении (3.54) величину параметра $m=1$ (что вполне допустимо при величине напряжений, меньших практического предела пропорциональности), между общими деформациями и напряжением при постоянстве модуля общей деформации будем иметь

$$\varepsilon = \alpha_{c,n} \sigma, \quad (3.58)$$

т.е. при небольших изменениях напряжений к грунтам с полным к тому основанием можно применять теорию линейно деформируемых тел.

Как показано проф. И.М.Герсевановым (1931г.), если зависимость между общими деформациями и напряжениями *линейна*, то для определения напряжений в грунтах полностью будут применимы решения теории упругости; для определения же общих деформаций грунтов необходимы добавочные условия (например, зависимость изменения коэффициента пористости от давления и др.).

Изложенное позволяет сформулировать для грунтов так называемый принцип линейной деформируемости, а именно:

при небольших изменениях давлений можно рассматривать грунты как линейно деформируемые тела, т.е. с достаточной для практических целей точностью можно принимать зависимость между общими деформациями и напряжениями для грунтов линейной.

Следует отметить, что принцип линейной деформируемости грунтов (справедливый для грунтов средней уплотненности при давлениях порядка 0,1...0,5МПа и несколько более) является одним из основных в современной механике грунтов, так как на нем базируются почти все инженерные расчеты напряжений и деформаций естественных грунтовых оснований. Для слабых же грунтов [при несущей способности их меньше 0,1МПа (10^5 Н/м²)] необходимо исходить из нелинейной зависимости между деформациями и напряжениями.

3.6 Полевые методы определения характеристик деформируемости и прочности

Как указывалось в начале настоящей главы, деформационные и прочностные характеристики грунтов, определяемые в лабораторных условиях на образцах, не всегда в полной мере отражают свойства грунтов в условиях их природного состояния. Поэтому при проектировании ответственных сооружений нормативные документы предписывают наряду с лабораторными проводить и полевые испытания грунтов в условиях природного залегания. Ниже приводятся основные сведения о наиболее распространенных методах испытаний.

Полевые испытания грунтов пробной статической нагрузкой. Используют для определения характеристик деформационных и прочностных свойств грунтов. Такие испытания являются основным методом исследования трещиноватых скальных пород, что подробно рассмотрено в работе С.Б.Ухова (1975г.).

Для определения характеристик деформационных свойств грунтов испытания проводят в шурфах или скважинах инвентарными жесткими штампами в первом случае площадью 0,5...1,0м², во втором – 600см². Принципиальная схема опыта приведена на рис. 3.19,а. На дно выработки 1 устанавливают плотно притертый к основанию штамп 2, к которому через стойку 3 прикладывают возрастающую ступенями нагрузку *F*. Каждую следующую ступень нагрузки прикладывают после стабилизации осадок от предыдущей ступени. Осадки грунтов основания под штампом 2 измеряют с помощью прогибомеров 4, крепящихся к независимой раме. В различных конструкциях установок используют разные схемы приложения нагрузок и измерения осадок.

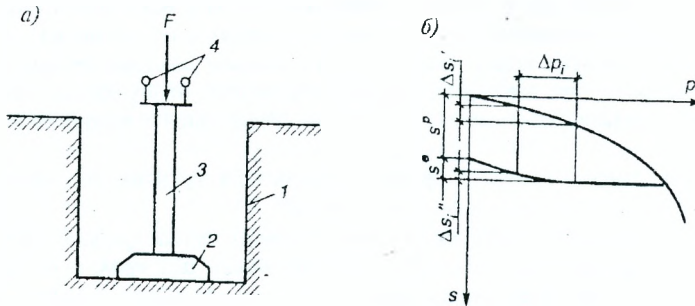


Рисунок 3.19 – Схема (а) и результаты (б) полевых испытаний грунта на сжатие

Зная давление по подошве штампа $p = F/A$ и соответствующее ему значение стабилизированной осадки s , можно построить опытную зависимость $s = f(p)$ как при возрастании давления (ветвь нагружения), так и при его уменьшении (ветвь разгрузки) (рис. 3.19,б). Поскольку начальный участок кривой этой зависимости соответствует модели линейной деформируемости, модуль деформации грунта основания определится по формуле:

$$E_0 = \omega d(1 - \nu^2) \frac{\Delta p_i}{\Delta s_i}, \quad (3.59)$$

где ω – коэффициент, зависящий от формы жесткого штампа (для круглого штампа $\omega = 0,78$; для квадратного – $0,88$); d – ширина или диаметр штампа; ν – коэффициент Пуассона грунта, принимаемый обычно $0,25$; Δp_i , Δs_i – соответственно приращение давления и осадки в пределах линейной зависимости $s = f(p)$.

Если в формулу (3.59) подставить значение Δs_i , определенное по ветви нагружения, получим величину модуля деформации грунта при нагружении; если подставить значение Δs_i , определенное по ветви разгрузки, получим величину модуля деформации грунта при разгрузке, иногда называемого модулем упругости.

Определение характеристик сопротивления грунта сдвигу производится в соответствии с принципиальной схемой, показанной на рис. 3.20,а. Бетонный штамп, обычно площадью $0,5 \cdot 1,0 \text{ м}^2$, устанавливается (или бетонируется в случае скальных пород) на основании. К нему тем или иным способом прикладывается сжимающая нагрузка F , и после стабилизации осадок ступенями – сдвигающая нагрузка T . В процессе опыта фиксируются горизонтальные и вертикальные перемещения штампа. Характерные кривые зависимости горизонтальных перемещений при возрастании τ показаны на рис. 3.20,б. Кривая 1 соответствует испытаниям плотного неска или малотрещиноватых скальных грунтов, кривая 2 – рыхлого песка или сильнотрещиноватого (разборного) скального грунта.

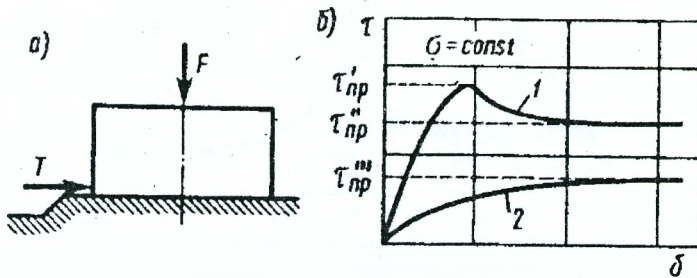


Рисунок 3.20 – Схема (а) и результаты (б) полевых испытаний грунта на сдвиг

В первом случае отмечаются два характерных критерия прочности: τ'_{np} – пиковое, τ''_{np} – остаточное сопротивления сдвигу, во втором – только τ'''_{np} , кривая 2 – остаточное сопротивление сдвигу. Это связано с различным характером разрушения грунта в основании штампа. Так, в плотном песке и малотрещиноватой скальной породе разрушение сопровождается разуплотнением (дилатансией) грунта в зоне сдвига, что отмечается по подъему штампа. В рыхлом песке и разборном скальном грунте при сдвиге происходит дополнительное уплотнение (контракция) грунта, и штамп при перемещении дает осадку.

Сложность полевых испытаний для определения прочностных характеристик грунтов заключается не только в громоздкости эксперимента, но и в том, что одно такое испытание позволяет определить лишь пару значений τ_{np} и σ , т. е. положение лишь одной точки на графике сопротивления сдвигу.

Испытания шаровым штампом. Н.А.Цытовичем был предложен метод шариковой пробы для определения сцепления связных грунтов. Существо метода заключается в том, что с помощью шарика диаметром d на грунт передается усилие F и измеряется осадка штампа s (рис. 3.21,а). Тогда, в соответствии с решением акад. А.Ю. Иллинского, сцепление можно определить по формуле:

$$c_w = \frac{0,18F}{\pi ds} \quad (3.60)$$

при $0,005 < \frac{s}{d} < 0,1$.

Полученное таким образом значение сцепления соответствует определенному в сдвиговых испытаниях для вязких очень малоуплотняющихся грунтов при $\varphi < 5^\circ$ (жирные глины, мерзлые грунты и т.п.). При большем значении угла внутреннего трения грунта В.Г.Брезанцев рекомендует в правую часть уравнения (3.60) вводить понижающий коэффициент M . Так, при $\varphi = 0^\circ M = 1$; при $\varphi = 10^\circ M = 0,61$; при $\varphi = 20^\circ M = 0,28$; при $\varphi = 30^\circ M = 0,12$.

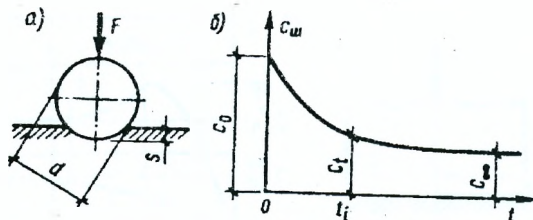


Рисунок 3.21 – Схема испытаний шариковым штампом (а) и кривая длительной прочности грунта (б)

Метод шариковой пробы удобен для определения изменения прочностных свойств грунтов в зависимости от времени действия нагрузки. Поскольку осадка s с течением времени увеличивается, в соответствии с выражением (3.60) шариковое сцепление будет уменьшаться. Это позволяет (рис. 3.21,б) ввести понятия мгновенной прочности c_t , прочности, соответствующей некоторому времени действия нагрузки $t-c$, и предела длительной прочности c_{∞} , к которому будет стремиться сцепление при очень продолжительном времени действия нагрузки. Очевидно, что если необходимо оценить прочность грунта при воздействии мгновенной нагрузки (например, удар при посадке самолета), то следует исходить из величин, близких к мгновенной прочности. Для обеспечения же длительной устойчивости, например горных склонов, сложенных мерзлыми или глинистыми грунтами, следует принимать в расчет предел длительной прочности. Метод применяют как в полевых, так и в лабораторных условиях.

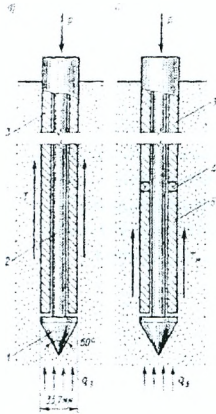
З.Г.Тер-Мартirosян показал, что при малых величинах стабилизированных осадков методом шариковой пробы можно также определить величину модуля деформации грунта по формуле:

$$E_m = \frac{3(1 - \nu^2)F}{4s\sqrt{s(d-s)}} \quad (3.61)$$

при $\frac{s}{d} < 0,005$.

Полевые испытания методом зондирования. Для определения характеристик деформационных и прочностных свойств, а также выделения границ между инженерно-геологическими элементами широко применяется метод зондирования, подробно описанный в работе Ю.Г.Трофименкова и Л.Н.Воробкова. Зондирование основано на определении сопротивления погружению в грунт наконечника-зонда на глубину, превышающую его размеры. Различают статическое и динамическое зондирование.

Статическое зондирование заключается в погружении зонда под действием статической вдавливающей нагрузки с измерением показателей сопротивления грунта внедрению зонда на глубину более высоты наконечника. Применяются различные конструкции зондов, позволяющие получать информацию как об удельном лобовом сопротивлении, так и об удельном сопротивлении трению по боковой поверхности, что важно, в частности, для проектирования свайных фундаментов (рис. 3.22).



1 – конус, 2 – штанги, 3 – защитная труба;
4 – датчик для измерения усилия в муфте трения,
5 – муфта трения

Рисунок 3.22 – Схема зондов для статического зондирования с защитной трубой (а) зондирования и муфтой трения (б)

Удельное сопротивление грунта под наконечником (конусом) зонда есть сопротивление грунта наконечнику (конусу) при статическом зондировании, отнесенное к площади основания наконечника (конуса) зонда.

Удельное сопротивление грунта на участке боковой поверхности зонда есть сопротивление грунта на участке боковой поверхности, отнесенное к площади боковой поверхности.

В простейшем случае измеряют удельное сопротивление погружению конуса зонда q_c (МПа) и строят график изменения этой величины по глубине исследуемой толщи грунта (рис. 3.23,а). Зная величину q_c , можно определить модуль деформации: для глинистых грунтов $E=7q_c$; для песчаных грунтов $E=3q_c$.

Характеристики сопротивления сдвигу глинистых грунтов по данным статического зондирования определяют по эмпирическим формулам:

$$\left. \begin{aligned} \operatorname{tg} \phi &= 0,045q_c + 0,26 \\ c &= 0,0116q_c + 0,125 \end{aligned} \right\} \quad (3.62)$$

Динамическое зондирование производится путем забивки или ударно-вращательного погружения в грунт зонда из колонки штанг также с коническим наконечником. При этом определяется показатель зондирования N , равный числу ударов, необходимых для погружения зонда на 10см. Результаты зондирования отображаются на графике (рис. 3.23,б). Зная из опыта величину N , удельную энергию зондирования, зависящую от параметров установки, и ряд коэффициентов, учитывающих динамический процесс зондирования, можно определить динамическое сопротивление грунта p_d . В свою очередь, величина p_d позволяет судить о плотности песчаных грунтов, значении их прочностных и деформационных показателей, а также об ориентировочном значении модуля деформации суглинков и глин.

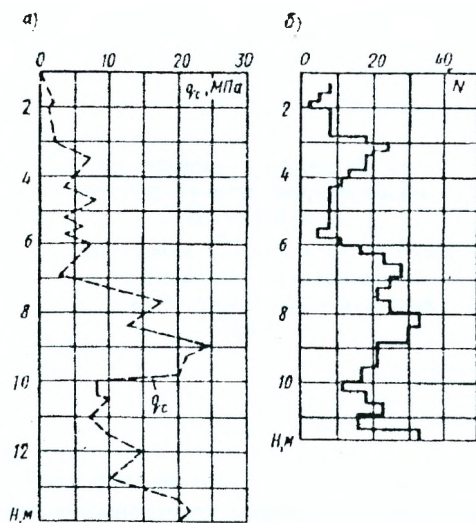
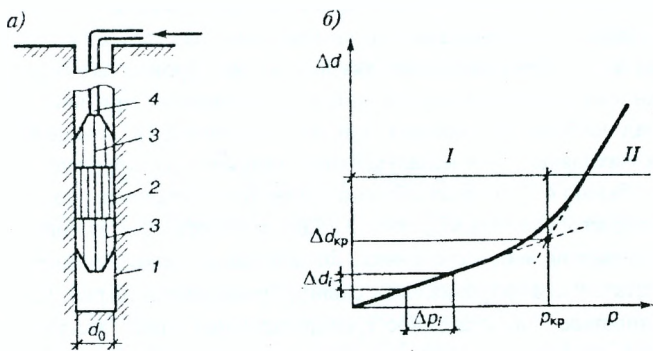


Рисунок 3.23 – Графики статического (а) и динамического (б) зондирования грунтов основания

Полевые испытания методом прессиометра. Испытания грунтов прессиометром обычно используют для определения деформационных характеристик связных и трещиноватых скальных грунтов. Имеются также предложения по использованию таких испытаний для определения прочностных характеристик связных грунтов.

Испытания проводят в буровых скважинах 1 (рис. 3.24,а) диаметром обычно $d_b=76...130\text{мм}$ и глубиной до 25...30м. Одна из конструкций прессиометра, погружаемого в скважину, представляет собой трехкамерное цилиндрическое устройство, где средняя камера 2 является рабочей, а крайние камеры 3 предназначены для обеспечения в среднем горизонтальном сечении рабочей камеры условия осесимметричной плоской деформации. Прессиометр крепится на штанге 4, внутри которой имеется канал, служащий для передачи давления в камеры устройства. Оболочка прессиометра изготавливается из прочной вертикально армируемой резины, и после начального обжатия боковая поверхность всех трех камер плотно прилегает к стенкам скважины.

Испытание заключается в следующем. Через канал в штанге в камеры прессиометра под давлением с помощью компрессора подается рабочая жидкость. Давление жидкости в камерах передается на стенки скважины, что вызывает обжатие окружающего грунта. Для каждой ступени обжатия в стабилизированном состоянии измеряется с помощью манометра давление p и по величине расхода жидкости – увеличение диаметра скважины в середине рабочей камеры Δd . График деформаций грунта, окружающего скважину, при возрастании давления показан на рис. 3.24,б.



I, II – фазы уплотнения и развития пластических деформаций

Рисунок 3.24 – Схема (а) и результаты (б) полевых испытаний грунта прессиометром

В начальной стадии эксперимента при линейной зависимости $\Delta d = f(p)$, используя решение Ляме, можно определить модуль деформации окружающего грунта по формуле

$$E_0 = \frac{\Delta p_i}{\Delta d_i} (1 + \nu) d_0. \quad (3.63)$$

Важно иметь в виду, что в соответствии со схемой нагружения этот модуль деформации характеризует сжимаемость грунта в горизонтальном направлении, поэтому приведенный выше метод справедлив только для изотропных грунтов.

Для определения методом прессиометра прочностных характеристик грунта, окружающего скважину, давление должно быть увеличено до получения явно нелинейной зависимости $\Delta d = f(p)$, т.е. развития в обжимаемой зоне грунта пластических деформаций. Тогда, определив, как это показано на рис. 3.24, б, величину критического давления $p_{кр}$, соответствующую формированию в грунте фазы пластического деформирования, можно на основе решения смешанной упругопластической задачи определить прочностные характеристики грунта.

З.Г. Тер-Мартirosян рекомендует, проводя несколько испытаний в пределах одного инженерно-геологического элемента на разных глубинах z от поверхности грунта, определять значения ϕ и c с помощью следующей формулы:

$$p_{кр} = \frac{2m\gamma_s - n}{1 + m}, \quad (3.63)$$

где $m = \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \operatorname{ctg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$; $n = 2c \cdot \operatorname{ctg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$.

Полевые испытания методом вращательного среза. Используют для определения сопротивления сдвигу в глинистых грунтах, илах и заторфованных грунтах на глубинах до 10...12 м. Для этого в забой скважины 1 (рис. 3.25, а) погружается четырехлопастная крыльчатка 2 на глубину более высоты крыльчатки

h от отметки забоя. Крыльчатка соединена штангой 3 со специальным вращающим устройством 4. Обычно диаметр крыльчатки d составляет 60...100мм при соотношении $h/d=2$. Вращая крыльчатку вокруг оси, производят срез грунта по всей поверхности образующегося цилиндра. Достижение при некотором угле поворота θ рад наибольшего значения крутящего момента M_{max} свидетельствует о срезе грунта, находящегося в ненарушенном состоянии. Последующее вращение крыльчатки (обычно 4...5 полных оборота) приводит к установлению постоянного значения крутящего момента M_{min} (рис. 3.25,б), что соответствует сопротивлению сдвигу грунта нарушенного состояния. Физически это соответствует понятиям пикового и остаточного сопротивления сдвигу, приведенным на рис. 3.20.

Тогда пиковое τ'_u и остаточное τ''_u сопротивления сдвигу могут быть определены по формулам:

$$\tau'_u = \frac{M_{max}}{B}; \quad \tau''_u = \frac{M_{min}}{B}, \quad (3.64)$$

$$\text{где } B = \frac{\pi d^2 h}{2} \cdot \left(1 + \frac{d}{3h}\right).$$

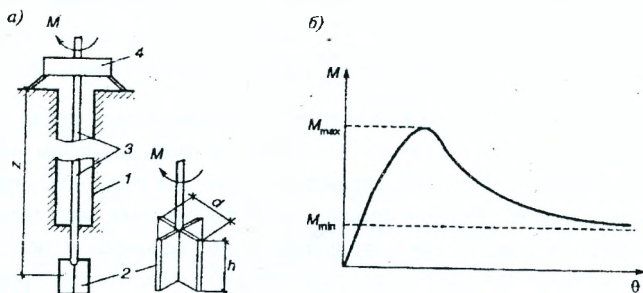


Рисунок 3.25 – Схема (а) и результаты (б) полевых испытаний методом вращательного среза

Сопротивление сдвигу, полученное методом вращательного среза, представляет собой обобщенный показатель прочности грунта, включающий и сцепление, и трение. С некоторым приближением можно считать, что для жирных глин при $\varphi < 5^\circ$ $\tau'_u = c$. В остальных случаях, полагая, что при достижении остаточного сопротивления сцепление практически равно нулю ($c = 0$), величину τ''_u можно определить из формулы:

$$\tau''_u = \xi \sigma_{zg} \operatorname{tg} \varphi, \quad (3.65)$$

где ξ – коэффициент бокового давления грунта в состоянии покоя; σ_{zg} – природное давление вышележащих слоев грунта в уровне середины крыльчатки.

В последнем случае величина сцепления составит

$$c = \tau'_u - \tau''_u \quad (3.66)$$

Ю.Г. Трофименкова и Л.Н. Воробкова при $h/d=2$ и заглублении верха крыльчатки от забоя не менее чем на $5d$, используя начальную (линейную) часть зависимости $M - f\theta$, можно определить модуль деформации грунта по формуле:

$$E_0 = \frac{M}{\alpha d^3}, \quad (3.67)$$

где θ – угол поворота крыльчатки при крутящем моменте M .

3.7 Особенности свойств структурно-неустойчивых грунтов

Среди грунтов, на которых возводятся сооружения, есть несколько характерных типов особенных образований. Строительство на этих грунтах сопряжено со специальными мероприятиями, несоблюдение которых часто приводит к авариям. К таким грунтам обычно относят мерзлые, вечномерзлые, лёссовые, набухающие, слабые водонасыщенные глинистые, засоленные, насыпные грунты, торфы и заторфованные грунты.

При всем различии условий природного образования и последующего изменения этим грунтам свойственна общая особенность – способность к резкому снижению прочности структурных связей между частицами при некоторых обычных для строительства и эксплуатации сооружений воздействиях: при нагревании – для одних, увлажнении – для других, быстром нагружении или вибрационном воздействии – для третьих типов грунтов. Это, в свою очередь, приводит также к резкому уменьшению прочности и несущей способности оснований, развитию недопустимых для сооружения деформаций.

Причины указанных процессов заключаются в том, что структурные связи в этих грунтах обусловлены легко поддающимися разрушению при определенных воздействиях факторами. Поэтому такие грунты часто называют структурно-неустойчивыми грунтами. Рассмотрим происхождение, состав, структурно-текстурные особенности, распространение и формы залегания структурно-неустойчивых грунтов.

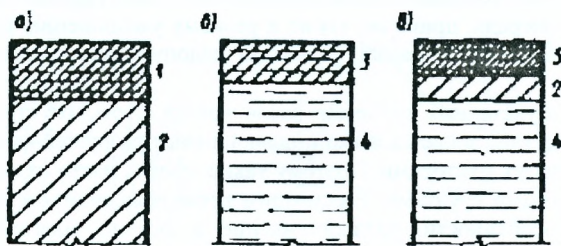
Мерзлые и вечномерзлые грунты. На всей территории Белоруссии и России температура воздуха зимой опускается ниже 0°C . В результате длительного воздействия отрицательной температуры происходит промерзание грунта с поверхности на некоторую глубину. В весенне-летнее время, с установлением положительной температуры воздуха, промерзший слой грунта оттаивает. В обширных районах Севера и Северо-Востока Российской Федерации среднегодовая температура воздуха оказывается ниже 0°C . В теплое время года грунты здесь оттаивают на небольшую глубину (порядка 1...3м), а ниже (до 30...500м и более) находятся постоянно в мерзлом состоянии.

При температуре ниже 0°C , как правило, грунты резко меняют свои свойства в связи с переходом части поровой воды в твердую фазу – лед.

Грунты всех видов относятся к *мерзлым*, если они имеют отрицательную температуру и содержат в своем составе лед. Грунты называют *вечномерзлыми*, если в условиях природного залегания они находятся в мерзлом состоянии непрерывно (без оттаивания) в течение многих (трех и более) лет.

Мерзлые и вечномерзлые грунты из-за наличия в них льдоцементных связей при отрицательной температуре являются очень прочными и малодеформируемыми природными образованиями. Однако при повышении или понижении температуры (даже в области отрицательных значений температуры) за счет оттаивания части льда или замерзания части поровой воды их свойства могут изменяться. При оттаивании порового льда структурные льдоцементные связи лавинно разрушаются и возникают значительные деформации. Многие виды вечномерзлых грунтов, особенно сильноглинистые глинистые грунты, при этом могут переходить в разжиженное состояние.

Строение верхних зон земной коры зависит от географо-климатических условий района. На большей части европейской территории Российской Федерации, в Западной Сибири и Средней Азии толща грунта в зимнее время промерзает на некоторую глубину, а летом оттаивает. Ниже расположен постоянно талый грунт. Поочередно замерзающий и оттаивающий слой грунта называют *деятельным слоем* (рис. 3.26,а). На Севере и в Восточной Сибири ниже деятельного слоя располагается толща вечномерзлого грунта. В этом случае поверхностный слой грунта, промерзающий зимой и оттаивающий летом, называют *слоем сезонного оттаивания*, если он зимой сливается с вечномерзлым грунтом (рис. 3.26,б), и *слоем сезонного промерзания*, если между ним и кровлей вечной мерзлоты находится слой талого грунта (рис. 3.26,в).



1 – деятельный слой; 2 – талый грунт; 3 – слой сезонного оттаивания;
4 – вечномерзлый грунт; 5 – слой сезонного промерзания

Рисунок 3.26 – Схема расположения слоев грунта

Мерзлые и вечномерзлые грунты отличаются характерной морозной текстурой, обусловленной содержанием и расположением в них льда. Различают *массивную (слитную)* текстуру, когда лед содержится только в порах грунта и видимые прослойки льда отсутствуют. Такая текстура свойственна крупнообломочным и песчаным, а также маловлажным глинистым грунтам. В случае *слоистой* текстуры, характерной для глинистых грунтов, промерзающих при подтоке воды, лед содержится в грунте в виде удлиненных включений (шпильов) различных размеров, ориентированных примерно в одном направлении. *Сетчатая (ячеистая)* текстура свойственна сильно обводненным глинистым и скальным грунтам. Шпильры и прослои льда в этом случае образуют сложную сеть, толщина их может измеряться сантимет-

рами. Наконец, в рыхлых крупнообломочных грунтах может формироваться *корковая* текстура, когда лед образует корки и линзы вокруг частиц и агрегатов грунта. Толща вечномерзлых грунтов может содержать также и более крупные включения льда (жилы, прослои, линзы), достигающие десятков сантиметров и даже метров. Содержание льда в мерзлых и вечномерзлых грунтах, а, следовательно, и их состояние по прочности и деформируемости существенным образом зависят от изменения внешних воздействий, прежде всего отрицательной температуры. Это важнейшее качество мерзлых грунтов было установлено Н.А.Цытовичем (1945г.) и названо им *принципом равновесного состояния воды и льда в мерзлых грунтах*.

Опыт показывает, что при промерзании грунтов, особенно мелкодисперсных (глинистых), в лед переходит не вся поровая вода, а лишь часть ее. Дальнейшее понижение температуры сопровождается фазовыми превращениями, но интенсивность их уменьшается, причем, чем больше в грунте связанной воды, тем большая часть поровой воды при данной отрицательной температуре находится в незамерзшем состоянии. В кварцевых песках практически не содержится связанной воды, все фазовые переходы завершаются при температуре, близкой к 0°C. В глинистых грунтах с увеличением содержания глинистых частиц относительное содержание связанной воды возрастает, что ведет к увеличению количества незамерзшей воды при данной температуре.

Указанные особенности мерзлых грунтов вызывают необходимость введения при их рассмотрении дополнительных физических характеристик. К ним относятся различные характеристики влажности (суммарная влажность мерзлого грунта, влажность мерзлого грунта за счет содержания только незамерзшей воды и влажность мерзлого грунта между отдельными ледяными включениями); льдистости – отношения объема льда, содержащегося в мерзлом грунте, ко всему объему грунта (суммарная льдистость мерзлого грунта и льдистость мерзлого грунта за счет ледяных включений); ряд других показателей (степень заполнения объема пор мерзлого грунта льдом и незамерзшей водой, температура начала заморзания воды в порах грунта). Кроме того, для расчетов промерзания – оттаивания грунтов используются теплофизические характеристики: теплопроводность, объемная теплоемкость, различающиеся для талого и мерзлого грунта, и теплота таяния (заморзания) грунта.

Изменение температурного состояния мерзлых грунтов приводит к значительным изменениям их физических, а следовательно, и механических свойств.

Важнейшей особенностью мерзлых грунтов является их просадочность при оттаивании – резкое уменьшение объема грунта при таянии льда и отжатии воды, что может приводить к чрезмерным деформациям построенных на этих грунтах сооружений.

Лёссовые грунты (лёссы).

Лёссовый грунт – это глинистый грунт в гранулометрическом составе которого более 50% пылеватых (0,05–0,005мм) частиц, бескарбонатный или известковый, преимущественно низкопористый (коэффициент порис-

тости не более 0,8), слонегый и непросадочный; встречаются прослойки песка, гравия, включения гальки, раковин моллюсков, иногда почвенные горизонты; легко размокает и размывается. Мощность лёссового покрова колеблется от нескольких метров до 20...30м, а иногда и более.

Лёссовые грунты по составу, структурно-текстурным признакам, а следовательно, и механическим свойствам существенно отличаются от всех других горных пород. Твердые частицы лёссовых грунтов на 80...90% состоят из кварца, полевого шпата и растворимых минералов. По крупности до 60%, иногда даже до 90% твердых частиц относится к пылеватым, остальные – к глинистым, лишь малая часть – к песчаным фракциям. По гранулометрическому составу и числу пластичности лёссовые грунты относятся к пылеватым супесям и суглинкам. Влажность лёссовых грунтов в естественном состоянии обычно не превышает 0,08...0,16, степень влажности $S_r < 0,5$.

Внешне лёсс представляет собой горную породу палевого цвета, мало-влажную, слабоцементированную, пыльную в сухом состоянии. При увлажнении образцы лёсса распадаются на мелкие агрегаты. Пористость сухих или слабоувлажненных лёссов обычно 0,4...0,5 и более. Для них характерно наличие крупных, различных невооруженным глазом пор. Чаще всего это вертикальные округлые в сечении трубочки с диаметром от сотых долей миллиметра до миллиметра, редко больше. Важно подчеркнуть, что размер пор значительно превышает размер частиц грунта. Именно в связи с таким соотношением диаметра пор и диаметра частиц лёссовые грунты называют макропористыми. Поры, которые визуально кажутся мелкими, являются очень крупными по отношению к частицам, слагающих их стенки. При таком соотношении размеров поры сохраняются в грунте только за счет цементации частиц растворимыми минералами.

Происхождение макропор связывают с корневой системой растений и другими факторами. В южных районах, где формируется лёсс, корни растений проникают на глубину нескольких метров в поисках воды. Отмирая и истлевая, корни оставляют после себя вертикальные каналы. Постепенное накопление толщи лёссовых грунтов не приводит к разрушению макропор. Благодаря вертикальной пористости лёссы, несмотря на глинистый состав, обладают хорошей водопроницаемостью в вертикальном направлении, что способствует быстрому и глубокому замачиванию лёссовых оснований при различного рода утечках воды.

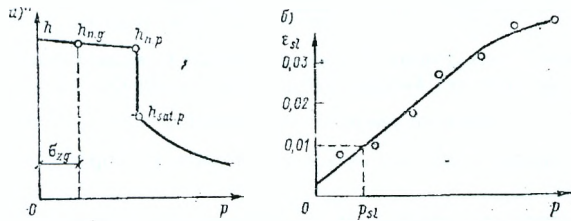
При природной влажности лёссовые грунты за счет цементационных связей обладают заметной прочностью и способны держать вертикальные откосы высотой до 10м и более. Увлажнение лёссов приводит к растворению цементационных связей и разрушению его макропористой текстуры. Это сопровождается резкой потерей прочности грунта, значительными и быстро развивающимися деформациями уплотнения – просадками. Поэтому лёссовые грунты называют просадочными. Величина просадки может достигать нескольких десятков сантиметров.

Просадочность грунта оценивают *относительной просадочностью* ϵ_{sp} , которую можно определить по данным компрессионных испытаний с подачей (при различных давлениях) воды в одометр. В результате таких испытаний строят график зависимости высоты образца от давления и характера

деформации при замачивании (рис. 3.27,а), а затем находят относительную просадочность при данном давлении:

$$\varepsilon_{st} = \frac{h_{n,p} - h_{sat,p}}{h_{n,g}} \varepsilon_{st}, \quad (3.68)$$

где $h_{n,p}$ — высота образца грунта природной влажности при давлении, ожидаемом на данной глубине после возведения сооружения; $h_{sat,p}$ — высота образца после просадки от замачивания; $h_{n,g}$ — высота образца при природном давлении $p_1 = \sigma_{zg}$ на данной глубине z .



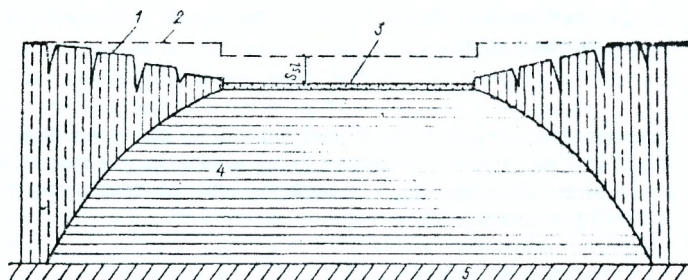
а — изменение объема (компрессионная кривая); б — изменение коэффициента относительной просадочности

Рисунок 3.27 — Графики деформации лёссового грунта при замачивании

Условно грунт считают просадочным при $\varepsilon_{st} \geq 0,01$. Величина ε_{st} в значительной степени зависит от действующего давления. При малом давлении обычно $\varepsilon_{st} < 0,01$, т.е. грунт можно считать практически непросадочным.

Если провести в компрессионных приборах серию испытаний лёссового грунта с замачиванием образцов при различных нагрузках, то нетрудно получить график зависимости коэффициента относительной просадочности ε_{st} от давления (рис. 3.27,б). Такие графики позволяют оценивать начальное просадочное давление p_{st} при котором $\varepsilon_{st}=0,01$. При меньшем давлении лёссовый грунт считают практически непросадочным. Однако более правильно определять начальное просадочное давление путем налива воды в опытный котлован. Для этого снимают растительный слой и им выполняют обвалование экспериментальной площадки. На вскрытый лёссовый грунт насыпают небольшой слой песка для исключения кольматации поверхности грунта. В центре площадки устанавливают глубинные марки и подают в котлован воду до тех пор, пока не будет промочена вся толща лёссовых грунтов. Размеры котлована в плане должны быть не менее величины просадочной толщи испытываемых грунтов.

По мере дополнительного увлажнения лёссовый грунт проседает не только непосредственно под дном котлована, но и за его пределами. Эта просадка сопровождается растяжением грунте с образованием трещин и уступов (рис. 3.28). Такого рода деформации отражаются на надземных сооружениях и подземных коммуникациях. Измерения с помощью глубинных марок вертикальных послойных перемещений позволяют установить глубину, ниже которой грунт начинает проседать под действием собственного веса. Это давление и является начальным просадочным давлением p_{st} . Чем больше p_{st} , тем устойчивее грунт при замачивании.



- 1 – поверхность грунта после замачивания; 2 – то же до замачивания;
 3 – подсыпка песка; 4 – замоченный грунт; 5 – непросадочный грунт

Рисунок 3.28 – Просадка поверхности лёссового грунта при замачивании

Этот же эксперимент позволяет установить тип просадочности грунтов лёссовой толщи:

I тип – когда под действием собственного веса грунта вся толща проседает не более чем на 5см (в основном просадка грунта развивается при замачивании под действием внешней нагрузки);

II тип – когда под действием собственного веса грунта вся толща проседает более чем на 5см.

Набухающие грунты. Многие пылевато-глинистые грунты меняют свой объем с изменением влажности. Наиболее значительно изменяется объем глины, содержащей большое количество частиц глинистого минерала монтмориллонита. Зависимость объема образца пылевато-глинистого грунта от влажности обусловлена тем, что вода адсорбируется на поверхностях частиц в виде гидратных оболочек. При близком расположении частиц друг к другу вода, стремясь к равновесному состоянию, раздвигает частицы до полного насыщения образца грунта водой. Кроме того, глинистые частицы, состоящие из монтмориллонита, кристаллы которого имеют пакетную структуру, способны винтовать в себя воду вследствие увеличения расстояний между пакетами молекул. **К набухающим относят глинистые грунты с большим содержанием гидрофильных глинистых минералов (монтмориллонит, каолинит, гидрослюда) и малой влажностью в природном состоянии ($w < w_p$).**

Набухающими называются грунты, которые при замачивании водой или другой жидкостью увеличиваются в объёме с относительным набуханием в условиях свободного набухания (без нагрузки) не менее 0,04.

Процессу набухания препятствуют сопротивление сцепления, развивающееся между отдельными частицами и их агрегатами, и действующее напряжение. При некотором напряжении набухание не происходит. **Минимальное напряжение, при котором прекращается набухание, называется давлением набухания p_{sw} .** Когда на всех глубинах в слое глины действующее суммарное давление больше давления набухания, перемещение грунта вверх при замачивании не наблюдается.

Набухаемость грунтов оценивают коэффициентом относительного набухания ε_{sw} который находят испытанием грунта в одометре. Для этого образец набухающего грунта помещают в кольцо одометра и нагружают давлением, которое ожидается на данной глубине, с учетом давления от возводимого сооружения. Затем в одометр подают воду. В результате набухания образца грунта поршень одометра перемещается вверх.

По данным испытания можно построить кривую (рис. 3.29), из которой относительное набухание

$$\varepsilon_{sw} = \frac{h_{var} - h_n}{h_n}, \quad (3.69)$$

где h_{var} – высота образца грунта ненарушенной структуры под давлением, ожидаемым в основании сооружения, после замачивания; h_n – то же, до замачивания.

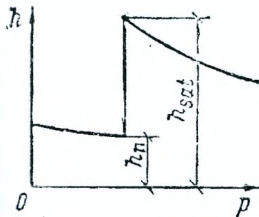


Рисунок 3.29 – Изменение объема набухающего грунта при увлажнении

Набухающие грунты при высыхании, как правило, дают усадку, которая может привести к деформации сооружений, особенно выделяющих тепло.

Таким образом, набухающие грунты отличаются набуханием (увеличением объема) при увлажнении и усадкой (уменьшением объема) при высыхании.

Увлажнение может быть вызвано повышением уровня подземных вод, накоплением дополнительной влаги под сооружением из-за нарушения природных условий испарения воды из грунта при экранировании его поверхности построенным сооружением и т.д. Уменьшение влажности грунта обычно связано с технологическими или климатическими факторами.

Некоторые грунты, не обладающие способностью к набуханию при их замачивании природной водой, приобретают свойства набухать при увлажнении их растворами солей, представляющими собой технологические отходы химических, металлургических и других предприятий. Это явление часто называют «химическим набуханием».

Увеличение влажности набухающих грунтов приводит к подъему расположенных в них фундаментов и развитию отрицательного (негативного) трения в случае свайных фундаментов. Е.А.Сорочан приводит примеры, когда подъем некоторых конструкций при набухании грунтов основания достигал 580мм. Усадка грунта после высыхания вызывает осадку сооружений. В ряде случаев представляет опасность также и горизонтальное давление набухания на подземные элементы конструкций.

Слабые водонасыщенные глинистые грунты. К ним обычно относятся илы, ленточные глины, водонасыщенные лёссовые грунты и некоторые другие виды глинистых грунтов. Характерными особенностями таких грунтов являются их высокая пористость в природном состоянии, насыщенность водой, малая прочность и большая деформируемость.

Илами называют водонасыщенные современные осадки водоемов (морские, лагунные, озерные), образовавшиеся при наличии микробиологических процессов. Влажность илов превышает влажность на границе текучести ($w > w_L$), коэффициент пористости $e > 0,9$. Пресноводный ил называют *сапропелем*.

По составу илы отличаются от других глинистых грунтов повышенным содержанием органических остатков, которые постепенно разлагаются в процессе естественного упрочнения породы, на что при отсутствии доступа кислорода уходят многие годы. Органические остатки и экологически связанные с ними и с водой в единую систему микроорганизмы придают илам особые свойства. В илах, как и в других глинистых отложениях, преобладают глинистая и пылеватая фракции, может присутствовать мелкопесчаная фракция. Более крупные обломки практически отсутствуют. Наряду с кварцем, полевыми шпатами и глинистыми минералами, составляющими основную массу всякого ила, в морских, лагунных и некоторых других илах присутствуют растворимые минералы в составе порового раствора или в кристаллическом виде. Органические образования в илах составляют более 10% массы.

Илы залегают на дне водоемов, непосредственно под водой либо под маломощным слоем песчаных отложений или под торфом. Мощность ила может достигать 10м, а иногда и нескольких десятков метров. В последнем случае с глубиной происходит уплотнение и упрочнение илов. Они постепенно переходят на глубине 30...50м в нормальный глинистый грунт гекучепластичной консистенции. С глубиной ил не только уплотняется, в нем обычно также уменьшается содержание органики.

Отличительной особенностью илов является то, что в ненарушенном состоянии они обладают небольшой структурной прочностью. Передача на илы давлений, меньших структурной прочности, вызывает лишь упругие деформации скелета грунта. Структура илов легко разрушается при статических нагрузках, превышающих структурную прочность, и особенно при воздействии динамических нагрузок. Однако со временем водно-коллоидные связи в илах восстанавливаются, и уплотненный илистый грунт упрочняется.

Ленточные глины (ленточные отложения) – это толща грунтов, состоящая из близкого к горизонтальному переслаивания тонких и тончайших (несколько сантиметров и даже менее сантиметра) прослоев песка, суглинка и глины.

Суммарная мощность ленточных отложений может достигать 10 м и более. Тальми водами в озера выносились глинистые частицы и мелкие обломки минералов, соответствующие размерам пыли и мелкого песка, причем в летнее время при интенсивном таянии поступал более крупный материал. В это время формировались песчаные и песчано-пылеватые прослои. В осеннее время при уменьшении скоростей в потоках талых вод в озера поступали преимущественно мельчайшие пылеватые и глинистые частицы. В это время песчаный прослой закрывался по всей площади озера глинистым. Таким образом, пара прослоев соответствовала годовичному циклу.

В категорию особых грунтов ленточные глины попадают из-за своеобразия текстуры, из-за тонкой горизонтальной слоистости, которая создает особые свойства описываемых отложений. Слоистая текстура вызывает анизотропию свойств. Очевидно, что водопроницаемость толщи вдоль прослоев значительно больше, чем в поперечном направлении. Различие в водопроницаемости в горизонтальном и вертикальном направлениях может достигать 2...3 порядков.

В естественном состоянии ленточные отложения имеют высокую пористость. Коэффициент пористости обычно равен 0,7...0,8 и нередко превышает единицу. Группы обычно находятся в волонасыщенном состоянии. Естественная влажность w обычно равна 0,3...0,5, но может достигать и 0,7...0,8, тогда как влажность на пределе текучести w_L не превышает 0,6...0,65. Следовательно, ленточные отложения находятся в скрытопластичном состоянии или даже в скрытотекучем. Этому способствует тесное соседство песчаных и глинистых прослоев.

Высокое значение пористости и большая влажность ленточных глин свидетельствуют об их малой прочности и сильной деформируемости под нагрузками. Как и илистые грунты, ленточные глины в природном состоянии обладают некоторой структурной прочностью.

Торф и заторфованные грунты. Торфяные образования широко развиты в низинных болотно-лесных, тундровых, таежных. Внешне торф представляет собой землистую массу от светло-бурого до темно-бурого и черного цвета, пластичную во влажном состоянии.

Торфом называют органические отложения, не менее чем на 50% сухой массы состоящие из остатков растительности. Стебли трав и камыша, ветви кустарников, стволы и корневища деревьев находятся в торфе в разных соотношениях и в различной степени разложения, что делает торфы неоднородными даже в пределах одной залежи. Еще более разнообразны торфы различных болот.

Органоминеральные образования – песчаные, пылеватые и глинистые, содержащие торф в количестве от 10 до 50% массы сухого вещества, называют заторфованными грунтами.

Состояние и свойства торфа и заторфованных грунтов в большой мере зависят от степени разложения органических остатков, переходящих в гумус, и относительного содержания в них неорганических минералов. Содержание гумуса в торфе повышается с увеличением степени его разложения. Плотность торфа обычно не превышает 1...1,2 г/см³, а влажность достигает нескольких сотен процентов. В природных условиях торф и заторфованные грунты, как правило, находятся в волонасыщенном состоянии.

Торфы относятся к наиболее сжимаемым грунтам. Из-за большого содержания в торфах связанной воды осадки оснований, сложенных торфом или содержащих включения заторфованных грунтов, бывают значительны и затухают очень медленно. Несущая способность торфа и заторфованных грунтов также крайне невелика. Поэтому напластования, содержащие заторфованные грунты, относятся к наихудшим типам оснований сооружений.

Засоленные грунты. Засоленные грунты встречаются в Солигорском районе, где ведется добыча калийных солей.

К этой разновидности относятся крупнообломочные, песчаные и глинистые грунты, содержащие определенное количество легко- и среднерастворимых солей.

Легкорастворимыми солями являются хлористые, серно-кислые и карбонатные соли натрия, калия и магния (галит NaCl , сода NaCO_3 , мирабилит NaSO_4 и др.), среднерастворимыми – сульфат кальция (типс) $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$, ангидрит CaSO_4 , кальцит CaCO_3 и др.

Основная опасность строительства на засоленных грунтах связана с выносом солей фильтрующими водами (химическая суффозия), разрушением текстуры грунта и развитием вследствие этого неравномерных просадок. Фильтрующая вода становится раствором вымываемых солей и приобретает агрессивность по отношению к металлу и бетону.

Насыпные грунты. Интенсивная хозяйственная деятельность человека привела к образованию особой разновидности отложений – насыпных грунтов.

К **насыпным** относятся грунты природного происхождения с нарушенной естественной структурой, а также минеральные отходы промышленного производства, твердые бытовые отходы, образовавшиеся их отсыпкой или гидронамывом.

Функционирование города с населением 1 млн. жителей связано с образованием отходов, содержащих органику, которые ежегодно складировются в отвалы на территории около 40 га двухметровым слоем отсыпки. Таким образом, в результате **горютехнической, инженерно-строительной и хозяйственной** деятельности человека объемы образования и накопления насыпных грунтов стали соизмеримы с масштабами геологических явлений.

Территории, занятые насыпными грунтами, обычно представляют собой бывшие овраги, пруды, болота, поймы рек и т. п. Рельеф засыпаемых участков, как правило, сильно изрезан, поэтому мощность насыпных грунтов часто бывает весьма неравномерна. Кроме того, насыпные грунты могут подстилаться разновидностью других слабых грунтов.

В насыпных грунтах постепенно происходят различные физические, физико-химические, биологические и другие процессы, приводящие, с одной стороны, к их самоуплотнению, упрочнению, с другой – к распаду, разложению, как структуры отдельных агрегатов, так и отдельных частиц, т.е. к разупрочнению. Поэтому насыпным грунтам в той или иной степени свойственны многие из тех особенностей, которые были отмечены выше при рассмотрении других разновидностей структурно-неустойчивых грунтов.

4 ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В ГРУНТОВОЙ ТОЛЩЕ

4.1 Напряжения от действия сосредоточенной силы (основная задача)

Рассмотрим действие вертикальной сосредоточенной силы N (рис. 4.1), приложенной в точке O к горизонтальной плоскости, являющейся поверхностью линейно-деформируемого полупространства, однородного в глубину и в сторону. От действия силы N во всех точках полупространства возникает сложное напряженное состояние. Задача заключается в определении всех шести составляющих напряжения $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xz}, \tau_{xy}, \tau_{yz}$ в декартовой системе координат.

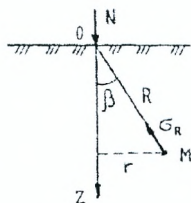


Рисунок 4.1 – Схема к определению напряжений при действии сосредоточенной силы

Эта задача впервые была решена профессором Ж.Буссинеском (1885г.).

Берем точку M , определенную полярными ординатами R и β . Под действием силы N точка M перемещается в направлении радиуса R на величину dR .

Чем дальше от точки приложения силы N будет расположена точка M , тем меньше будет ее перемещение. При $R=\infty$ перемещение точки M будет равно нулю $dR=0$. При одном и том же значении R для различных величин угла β перемещения точек будут неодинаковы.

Наибольшее перемещение получит точка, расположенная на оси Z , т.е. при $\beta=0$ (рис. 4.2). С увеличением угла β перемещения по направлению радиуса R уменьшаются, при $\beta=90^\circ$ будут равны нулю.

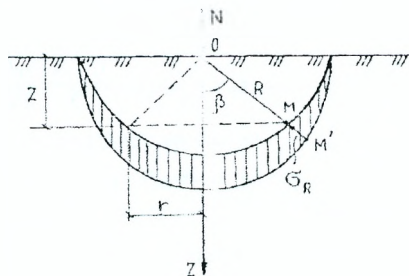


Рисунок 4.2 – Схема распределения напряжений по полушаровой поверхности с радиусом R

Приняв как постулат, что σ_R прямо пропорционально $\cos\beta$ и обратно R^2 , можно записать зависимость:

$$\sigma_R = A \frac{\cos\beta}{R^2}, \quad (4.1)$$

где A — коэффициент, определенный из условия равновесия.

Условие равновесия составляется согласно рис. 4.2, исходя из равенства внутренних и внешних сил.

Тогда можно записать:

$$A = \frac{3N}{2\pi}.$$

Подставив в (4.1), получим формулу Буссинеска:

$$\sigma_r = \frac{3N}{2\pi R^2} \cos \beta. \quad (4.2)$$

Это общая формула векторного напряжения в любой точке пространства от действия сосредоточенной нагрузки в однородных грунтах.

Решение задачи о распределении напряжений от действия вертикальной сосредоточенной силы, приложенной нормально к ограничивающей поверхности полупространства, получено в виде (рис. 4.3).

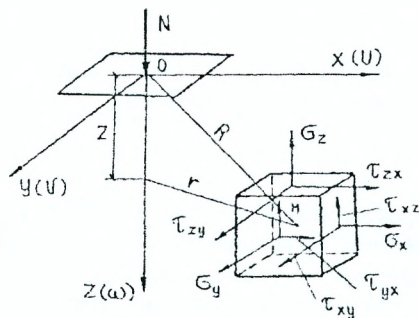


Рисунок 4.3 – Схема приложения сосредоточенной силы при пространственной задаче

$$\sigma_x = \frac{3N}{2\pi} \left\{ \frac{zx^2}{R^5} + \frac{(1-2\nu)}{3} \left[\frac{R^2 - R_z - z^2}{R(R+z)} - \frac{x^2(2R+Z)}{R^3(R+Z)^2} \right] \right\}; \quad (4.3)$$

$$\sigma_y = \frac{3N}{2\pi} \left\{ \frac{zy^2}{R^5} + \frac{(1-2\nu)}{3} \left[\frac{R^2 - R_z - z^2}{R^3(R+z)} - \frac{y^2(2R+Z)}{R^3(R+Z)^2} \right] \right\}; \quad (4.4)$$

$$\sigma_z = 3Nz^3 / 2\pi R^5; \quad (4.5)$$

$$\tau_{xy} = \frac{3N}{2\pi} \left[\frac{xyz}{R^5} - \frac{(1-2\nu)}{3} \frac{xy(2R+z)}{R^3(R+Z)^2} \right]; \quad (4.6)$$

$$\tau_{yz} = 3Nyz^2 / 2\pi R^5; \quad (4.7)$$

$$\tau_{xz} = 3Nxz^2 / 2\pi R^5; \quad (4.8)$$

где $R^2 = z^2 + x^2 + y^2$.

Перемещения, параллельные осям координат:
оси X

$$u = \frac{N(1+\nu)}{2\pi E} \left[\frac{xz}{R^3} - (1-2\nu) \frac{x}{R(R+z)} \right]; \quad (4.9)$$

оси Y

$$v = \frac{N(1+\nu)}{2\pi E} \left[\frac{yz}{R^3} - (1-2\nu) \frac{y}{R(R+z)} \right]; \quad (4.10)$$

оси Z

$$w = -\frac{N(1+\nu)}{2\pi E} \left[\frac{z^2}{R^3} - (1-2\nu) \frac{1}{R} \right]. \quad (4.11)$$

Вблизи точки приложения силы (полушар радиусом 0,3-0,5м) напряжения достигают чрезвычайно большого значения, и массив грунта претерпевает пластические деформации. Эта область полупространства обычно исключается из рассмотрения.

В практике для расчета вертикальных сжимающих напряжений σ_z используется не формула (4.5), а следующая:

$$\sigma_z = K \frac{N}{z^2}, \quad (4.12)$$

где K – значения, которые зависят от отношения r/z (рис. 4.4).

K – изменяется от 0,477 до 0; K – определяется по формуле:

$$K = \frac{3}{2\pi} \frac{1}{\left(1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right)^{3/2}}, \quad (4.13)$$

либо используются графики (рис. 4.4) или таблицы, которые приводятся в справочниках.

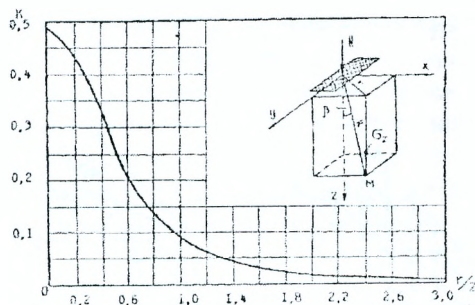


Рисунок 4.4 – График для определения коэффициента K в формуле (4.12)

4.2 Напряжения от нескольких сосредоточенных сил

При действии нескольких сосредоточенных сил (рис. 4.5) напряжения определяют на основе принципа (суперпозиции) независимости действия сил простым суммированием напряжений от каждой силы:

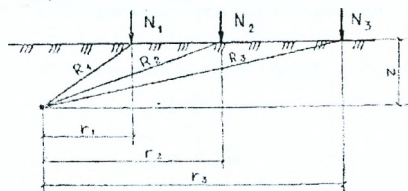


Рисунок 4.5 – Схема к определению напряжений от действия нескольких сил

Значение по σ_z определяется по следующей формуле:

$$\sigma_z = K_1 \frac{N_1}{z^2} + K_2 \frac{N_2}{z^2} + K_3 \frac{N_3}{z^2} = \sum_{i=1}^n K_i \frac{N_i}{z^2}.$$

Окончательно можно записать

$$\sigma_z = \frac{1}{z^2} \sum_{i=1}^n K_i N_i. \quad (4.14)$$

Значение K_i определяется в зависимости от отношения r_1/z , r_2/z , r_3/z по графику (рис. 4.4).

4.3 Определение сжимающих напряжений способом элементарного суммирования

В случае действия распределенной по части поверхности грунта нагрузки произвольной интенсивности напряжения можно определять по приведенным выше выражениям, используя принцип суперпозиции (независимости действия сил).

Область загрузки делится на ряд элементов, распределенная нагрузка на которых заменяется равнодействующими в центрах их тяжести. Достаточная точность расчетов достигается при $R_i \geq 2l_i$, где l_i – длина рассматриваемого элемента (рис. 4.6).

Вертикальное сжимающее напряжение на глубине z от поверхности равно –

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^n N_i \frac{K_i}{z^2}.$$

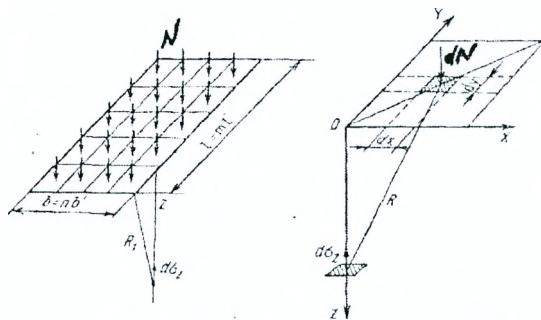


Рисунок 4.6 – К определению вертикальных сжимающих напряжений в грунте от действия равномерно распределенной по прямоугольной площадке нагрузки

При одинаковой интенсивности нагрузки соответственно –

$$\sigma_z = \frac{N}{z^2} \sum_{i=1}^n K_i. \quad (4.15)$$

Вертикальное напряжение в любой точке грунтового массива от сосредоточенной силы, действующей на его поверхности, можно определить по выражению (4.2).

Элементарная сила dN , действующая на бесконечно малой площадке $dx dy$, вызовет напряжения

$$d\sigma_z = \frac{3dN}{2\pi z^3 \left[1 + (r/z)^2\right]^{5/2}}, \quad (4.16)$$

Вертикальное сжимающее напряжение в рассматриваемой точке грунтового массива от действия равномерно распределенной в пределах площади прямоугольника нагрузки p

$$\sigma_z = \iint_0^b \frac{3p dx dy}{2\pi z^3 \left[1 + (x^2 + y^2)/z^2\right]^{5/2}}, \quad (4.17)$$

где l и b – соответственно длина и ширина площадки загрузки.

4.4 Определение сжимающих напряжений по методу угловых точек

Условия пространственного напряженного состояния в основании возникают тогда, когда по его поверхности действует местная нагрузка, распределенная по площади квадрата, прямоугольника, круга, эллипса и т.п. В этом случае неизвестными являются все компоненты напряжений. Для ряда таких задач имеются решения, полученные в замкнутом виде.

Значения вертикальных сжимающих напряжений σ_z в любой точке основания от действия нагрузки интенсивностью p , равномерно распределенной по площади прямоугольника размером $l \times b$, впервые были получены А.Лятом (1935г.). Практический интерес представляют компоненты напряжений σ_{zC} , относящиеся к вертикали, проведенной через угловую точку C этого прямоугольника, и σ_{zO} , действующие по вертикали, проходящей через его центр (рис. 4.7).

Используя введенные выше понятия коэффициентов влияния, можно записать:

$$\sigma_{zC} = K_{zC} p, \quad \sigma_{zO} = K_{zO} p, \quad (4.18)$$

где K_{zC} и K_{zO} – соответственно коэффициенты влияния для угловых и центральных напряжений, зависящие от соотношения сторон загруженного прямоугольника и относительной глубины точки, в которой определяются напряжения.

Между значениями σ_{zC} и σ_{zO} имеется определенное соотношение. Можно показать, что напряжения в точках, расположенных на вертикали, проходящей через центр площади загрузки, равны учетверенным значениям угловых напряжений, действующих на удвоенной глубине, т.е.

$$\sigma_{zO} = 4\sigma_{zC}. \quad (4.19)$$

Тогда оказывается удобным выразить формулы (4.18) через общий коэффициент влияния α и записать их в виде

$$\sigma_{zC} = \frac{1}{4} \alpha p, \quad \sigma_{zO} = \alpha p. \quad (4.20)$$

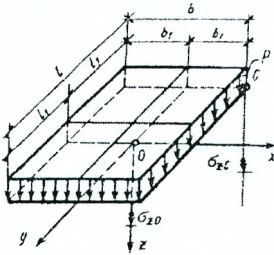


Рисунок 4.7 – Сжимающие напряжения под центром и под углом прямоугольника с равномерно распределенной нагрузкой

Коэффициент α зависит от безразмерных параметров m и n . Параметр $n/l/b$ для обоих случаев является одинаковым. Следует помнить, что при определении углового напряжения σ_{zc} параметр $m = z/b$; при определении напряжения под центром прямоугольника σ_{z0} параметр $m = 2z/b$. Значения коэффициентов α приведены в табл. 4.1. Здесь же даны значения коэффициента α для определения сжимающих напряжений под центром нагрузки, равномерно распределенной по площади круга радиусом $r = \sqrt{\pi/A}$, причем $m = 2z/r$.

Таблица 4.1 – Значения коэффициента α

m	Круг	Прямоугольник с соотношением сторон $n=l/b$, равном					
		1,0	1,4	1,8	3,2	5	10
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,629	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,530	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,449	0,470	0,477
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,329	0,360	0,374
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,248	0,285	0,306
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,192	0,230	0,258
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,136	0,173	0,208
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,100	0,133	0,175
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,077	0,105	0,150
10,0	0,015	0,019	0,026	0,033	0,056	0,079	0,126
12,0	0,010	0,013	0,018	0,023	0,040	0,058	0,106

Приведенные выражения позволяют определить сжимающие напряжения в основании не только под центром или углом прямоугольной площадки загрузки, но и по вертикали, проходящей через любую точку поверхности. Для этого применяется метод угловых точек.

Сущность этого метода заключается в том, что грузовая площадь разбивается на такие прямоугольники, в которых рассматриваемая точка оказалась бы угловой. Напряжение в этой точке определяется как сумма напряжений от прямоугольных площадок, для которых эта точка является угловой. Рассмотрим возможные варианты (рис. 4.8).

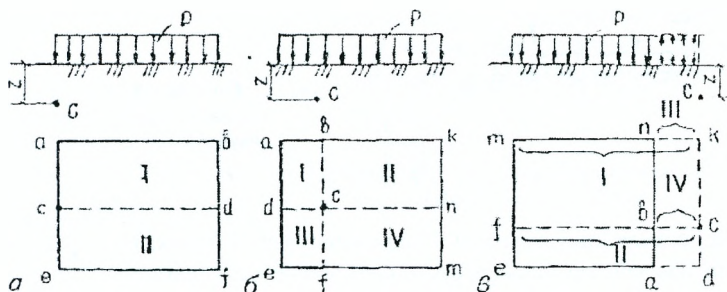


Рисунок 4.8 – Схема разбивки прямоугольника загрузки при определении напряжений методом угловых точек

1-й вариант. Загруженная площадь разбивается на два прямоугольника abc (I), $cdfe$ (II), для каждого из которых точка С является угловой. Тогда напряжение в точке С определяется как сумма двух угловых напряжений в прямоугольниках I и II (рис. 4.8):

$$\sigma_z = \sigma_{zI} + \sigma_{zII} = 0,25(\alpha_I + \alpha_{II})P. \quad (4.21)$$

2-й вариант. Точка С внутри прямоугольника давлений (рис. 4.8), тогда загруженная площадь разбивается на четыре прямоугольника: $swad$ (I), $svkn$ (II), $cdef$ (III), $cnmf$ (IV):

$$\sigma_z = \sigma_{zI} + \sigma_{zII} + \sigma_{zIII} + \sigma_{zIV} = 0,25(d_I + d_{II} + d_{III} + d_{IV})P. \quad (4.22)$$

3-й вариант. Точка С вне прямоугольника загрузки (рис. 4.8). В этом случае ее считают угловой для четырех фиктивных площадей загрузки: $cfmk$ (I), $cdef$ (II), $svnk$ (III) и $sdav$ (IV). Тогда

$$\sigma_z = \sigma_{zI} + \sigma_{zII} - \sigma_{zIII} - \sigma_{zIV} = 0,25(\alpha_I + \alpha_{II} - \alpha_{III} - \alpha_{IV})P. \quad (4.23)$$

Таким образом, пользуясь методом угловых точек, можно определить напряжение σ_z в любой точке полупространства, к поверхности которого приложена равномерно распределенная нагрузка в пределах прямоугольной площади.

4.5 Распределение напряжений в случае плоской задачи

При плоской задаче рассматривается такое НДС, при котором напряжения и деформации распределяются в одной плоскости, а в направлении, ей перпендикулярном, они будут или равны нулю, или постоянны.

Напряженное состояние основания для такой задачи характеризуется двумя нормальными (σ_x, σ_y) касательным (τ_{xy}) напряжениями.

Схема действия равномерно распределенной нагрузки в условиях плоской задачи приведена на рис. 4.9.

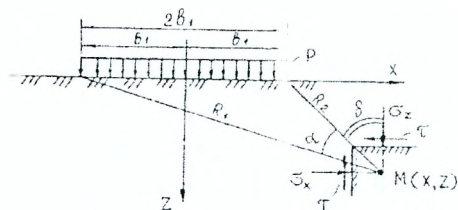


Рисунок 4.9 – Схема действия равномерно распределенной нагрузки в условиях плоской задачи

Для определения компонент напряжений в любой точке полупространства в условиях плоской задачи используют следующие выражения:

$$\sigma_x = \frac{P}{\pi} [\alpha - \sin \alpha \cdot \cos(\alpha + 2\delta)]; \quad (4.24)$$

$$\sigma_z = \frac{P}{\pi} [\alpha + \sin \alpha \cdot \cos(\alpha + 2\delta)]; \quad (4.25)$$

$$\tau = \frac{P}{\pi} \sin \alpha \cdot \sin(\alpha + 2\delta), \quad (4.26)$$

где α – угол видимости, образованный лучами R_1 и R_2 , выходящим из точки M краям загруженной полосы (рис. 4.9); δ – угол, составляемый крайним лучом с вертикалью.

Если выражения, заключенные в скобки и деленные на π , обозначить соответственно K_x , K_z , K_{xz} , то можно записать:

$$\sigma_z = K_z P; \quad (4.27)$$

$$\sigma_x = K_x P; \quad (4.28)$$

$$\tau_{xz} = K_{xz} P, \quad (4.29)$$

где K_x , K_z , K_{xz} – коэффициенты влияния.

Значения коэффициентов влияния K_x , K_z , K_{xz} приведены в зависимости от относительных параметров z/b и x/b .

При проектировании оснований зданий и сооружений возникает необходимость определения главных напряжений (рис. 4.10). Значения главных напряжений по решению Ж.Митчела (1902 г.) определяются из выражений (4.24)–(4.25), полагая в них $\delta=0$.

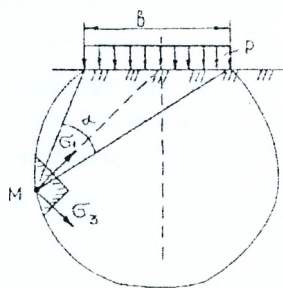


Рисунок 4.10 – Схема для расчета главных напряжений

$$\sigma_1 = \frac{P}{\pi} (\alpha + \sin \alpha); \quad (4.30)$$

$$\sigma_3 = \frac{P}{\pi} (\alpha - \sin \alpha). \quad (4.31)$$

Формулы (4.30) и (4.31) позволяют построить эллипсы главных напряжений для различных точек линейно-деформируемого полупространства (рис. 4.11).

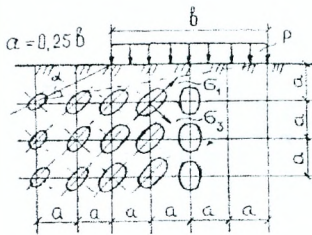


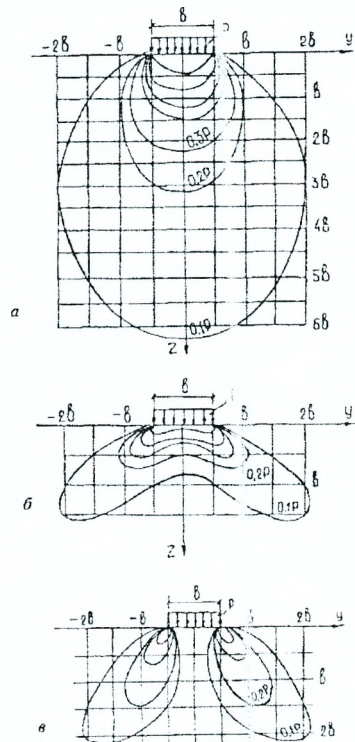
Рисунок 4.11 – Схема расположения эллипсов напряжений в основании

Наибольшее напряжение σ_1 – направляется по биссектрисе угла видимости.

Зная ширину фундамента b и задавшись координатами точки, в которой требуется определить напряжения, можно вычислить безразмерные параметры для этой точки, предварительно по данным табл. 4.2, приняв соответствующие коэффициенты влияния. Затем, пользуясь формулами (4.27)–(4.29), можно определить значения всех компонентов напряжений и построить эпюры распределения напряжений по горизонтальным и вертикальным сечениям массива грунта в случае плоской задачи. Эпюры сжимающих напряжений выглядят следующим образом (рис. 4.12).

- a – линии равных сжимающих напряжений (изобары);
- b – линии одинаковых горизонтальных напряжений (распоры);
- $в$ – касательных напряжений (сдвиги)

Рисунок 4.12 – Изолинии напряжений для случая плоской задачи



Напряжения в толще основания изображаются в виде эпюр по вертикальным и горизонтальным осям (рис. 4.13).

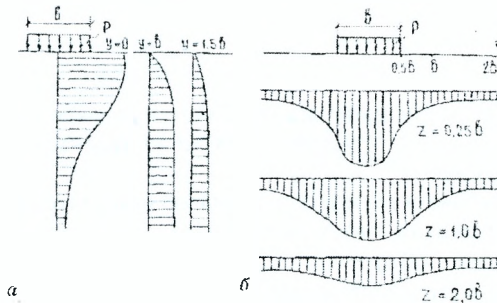


Рисунок 4.13 – Эпюры распределения напряжений под полосовой нагрузкой по вертикальным (а) и горизонтальным (б) осям

4.6 Распределение давлений по подошве фундаментов (контактная задача)

Задача о распределении напряжений по подошве фундамента (контактная задача) связана с расчетами прочности и деформаций тела фундаментов.

Различают расчетную и действительную схемы распределения напряжений по подошве фундамента. Чем больше площадь и протяженность фундамента, тем ближе расчетная схема должна быть к действительной.

Расчетные и действительные эпюры напряжений в грунте по подошве фундаментов

При проектировании фундамента небольших размеров в плане можно допустить, что нормальные напряжения в грунте по подошве фундамента (площадью до 50 м^2) могут быть определены так же, как и в случае центрального или внецентренного сжатия конструкций из материала, подчиняющегося закону Гука.

Реакция грунта по подошве фундамента при центрально приложенной нагрузке определяется по формуле простого сжатия:

$$\sigma = N / A_{\phi}, \quad (4.32)$$

где σ – напряжение в грунте в уровне подошвы фундамента; N – равнодействующая всех вертикальных сил в плоскости подошвы фундамента; A_{ϕ} – площадь подошвы фундамента.

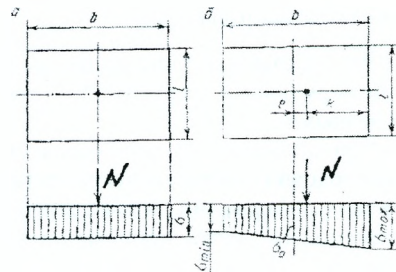


Рисунок 4.14 – Эпюры напряжений в грунте под подошвой прямоугольного фундамента

Давление грунта на подошву фундамента при внецентренной нагрузке определяется по общей формуле сопротивления материалов для внецентренного сжатия:

$$\sigma_{(x,y)} = \frac{N}{A_\phi} \pm \frac{M_x}{I_x} y \pm \frac{M_y}{I_y} x, \quad (4.33)$$

где M_x и M_y — моменты внешних сил относительно главных осей сечения подошвы фундамента; I_x и I_y — моменты инерции относительно тех же осей; x и y — координаты точки.

Эпюра напряжений в грунте под подошвой прямоугольного фундамента при внецентренном сжатии имеет вид трапеции в плоскости действия изгибающего момента (рис. 4.14). Если σ_{\max} — максимальное краевое, σ_{\min} — минимальное, σ_0 — осевое напряжение в грунте, то

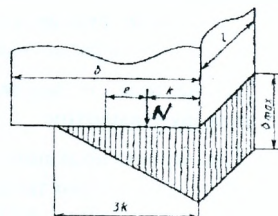
$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A_\phi} \left(1 + \frac{6e}{b} \right); \quad (4.34)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A_\phi} \left(1 - \frac{6e}{b} \right); \quad (4.35)$$

$$\sigma_0 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} = \frac{N}{A_\phi}, \quad (4.36)$$

где e — эксцентриситет; b — размер подошвы фундамента по направлению действия момента.

Рисунок 4.15 — Эпюра напряжений грунта под подошвой внецентренно нагруженного фундамента при $e > b/6$

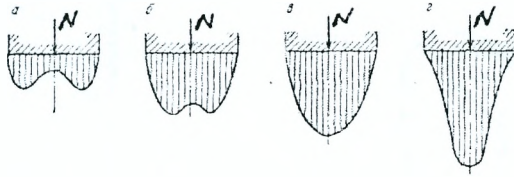


При внецентренной нагрузке могут быть три основных вида эпюры напряжений по подошве фундамента: $e < b/6$, эпюра напряжений — трапеция: $\sigma_{\max} < 2\sigma_0$; $e = b/6$, эпюра напряжений — треугольник: $\sigma_{\max} = 2\sigma_0$, $\sigma_{\min} = 0$; $e > b/6$, эпюра напряжений — треугольник (рис. 4.15). В последнем случае в зоне контакта грунт-фундамент не может быть растягивающих напряжений, и фундамент работает не по всей площади подошвы. Краевое напряжение определяют из условия равновесия: $N = \sigma_{\max} \cdot \frac{3kl}{2}$, откуда $\sigma_{\max} = \frac{2N}{3kl}$

Результаты многочисленных исследований свидетельствуют о том, что эпюры нормальных напряжений по подошве фундаментов не являются прямыми.

При относительно небольших средних удельных нагрузках на грунт в уровне подошвы жесткого фундамента, когда по краям зоны предельных пластических деформаций (зоны сдвигов) еще не образовались или развились незначительно, эпюры нормальных напряжений в любых грунтах имеют вид

седла (рис. 4.16,а). По мере возрастания нагрузки на фундамент две волны седла сближаются (рис. 4.16,б) и в результате сливаются, превращаясь в параболическую эпюру (рис. 4.16,в). Дальнейшее нарастание нагрузки приводит к возникновению колоколообразной эпюры (рис. 4.16,г) и завершается выпором грунта из-под подошвы фундамента.



а и б – седлообразные эпюры;
в – параболическая эпюра, г – колоколообразная эпюра

Рисунок 4.16 – Действительные эпюры напряжений в зависимости от степени загрузения фундамента

Распределение напряжений в грунте по подошве абсолютно жесткого фундамента

При решении контактной задачи для абсолютно жесткого фундамента исходят из положения теории линейно деформируемой среды о том, что при центральной нагрузке все точки в зоне контакта перемещаются одинаково.

Известно, что вертикальное перемещение точек на поверхности грунта ($z=0$) под действием сосредоточенной силы имеет вид

$$\omega = \frac{N(1-\nu^2)}{\pi CR} \quad (4.37)$$

Обозначив упругую постоянную грунта $C = E/(1-\nu^2)$, получим

$$\omega = \frac{N}{\pi CR} \quad (4.38)$$

При передаче давления от фундамента на грунт вертикальные перемещения его подошвы в общем случае

$$\omega = \frac{1}{\pi C} \iint \frac{\sigma(\xi, \eta) d\xi d\eta}{\sqrt{(x-\xi)^2 + (y-\eta)^2}}, \quad (4.39)$$

где ξ и η – координаты центра элементарной площадки; x и y – координаты рассматриваемой точки (рис. 4.17).

Для абсолютно жесткого фундамента принимаем $\omega = \text{const}$. Наиболее простое решение получается для круглого фундамента: из выражения

$$\sigma_{(x,y)} = \frac{\sigma_{cp}}{2\sqrt{1-p^2/r^2}} \quad (4.40)$$

можно определить давление грунта в любой точке подошвы. При $p=0$, т.е. в центры подошвы фундамента, $\sigma = 0.5\sigma_{cp}$; при $p=r/2$ давление $\sigma = 0.58\sigma_{cp}$, а при $p=r$ $\sigma = \infty$.

По периметру жесткого фундамента остаточные деформации сдвига и напряжения в грунте конечны (рис. 4.18).

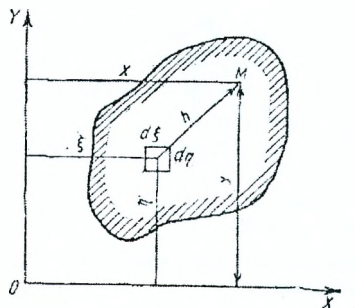


Рисунок 4.17 – К определению контактных напряжений в грунте

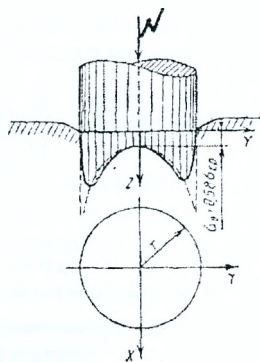


Рисунок 4.18 – Распределение напряжений в грунте по подошве абсолютно жесткого круглого фундамента

Решение задачи подтверждает седлообразный характер распределения напряжений в грунте по подошве абсолютно жесткого фундамента.

Аналогично из задачи Фламана при условии $\omega = const$ может быть получено решение о распределении давлений на подошву абсолютно жесткого ленточного фундамента (рис. 4.19):

$$\sigma_{(x,y)} = \frac{2\sigma_{cp}}{\pi\sqrt{1 - (y/b_1)^2}}. \quad (4.41)$$

Из выражения (4.41) следует, что в случае плоской задачи также имеет место седлообразная эпюра контактных напряжений. Под серединой фундамента $\sigma_0 = 0,637\sigma_{cp}$.

Для внецентренно приложенной вертикальной нагрузки при боковой пригрузке (рис. 4.20)

$$\sigma_{(x,y)} = \frac{N}{\pi\sqrt{b_1^2 - y^2}} \left(1 + \frac{2ey}{b_1^2} - \frac{2qb_1}{F} \right) + q. \quad (4.42)$$

Общий случай действия вертикальной и горизонтальной сил, а также изгибающего момента рассмотрен В.А.Флориным. По подошве жестких фундаментов получается седлообразная эпюра напряжений в грунте. Силы трения по подошве фундамента оказывают незначительное влияние на характер эпюры напряжений. Поэтому действие вертикальных и горизонтальных сил можно учитывать раздельно.

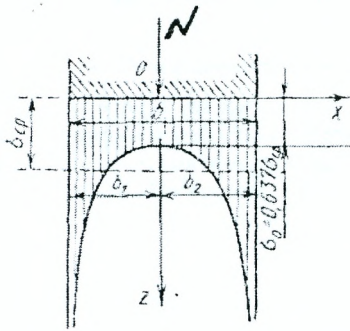


Рисунок 4.19 – Теоретическое распределение контактных напряжений по подошве жесткого ленточного фундамента

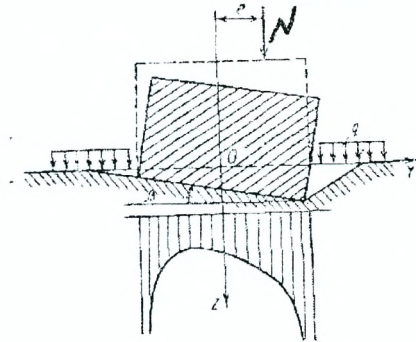


Рис 4.20 – Распределение напряжений в грунте и крен внецентренно нагруженного жесткого ленточного фундамента

4.7 Определение напряжений от собственного веса грунта

В основаниях, кроме напряжений от внешней нагрузки, создаваемой фундаментами зданий и сооружений, в каждой точке действуют вертикальные напряжения и от собственного веса вышележащих слоев грунта.

Напряжения *от собственного веса грунта* (или природные, или бытовые давления) определяются для оценки природной уплотненности грунтов и свеженасыпных земляных сооружений.

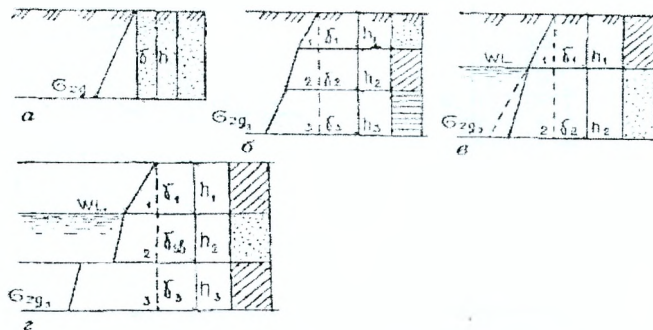
Природным (бытовым) давлением называют напряжения от веса лежащих выше грунтов в естественных условиях. Эпюра напряжений от собственного веса грунта по глубине для однородных грунтов имеет вид треугольника. Эпюрой этих напряжений для неоднородных грунтов является ломаная линия.

При горизонтальной поверхности и отсутствии бокового расширения грунта напряжение от собственного веса грунта обозначается индексом σ_{zg} и определяется по формуле

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i, \quad (4.43)$$

где n – число слоев грунта, от веса которых определяется напряжение; γ_i – удельный вес грунта i -го слоя; h_i – толщина i -го слоя.

Рассмотрим эпюры природных давлений для различных оснований (рис. 4.21):



a – при однородном основании; *б* – при слоистом основании;
в – при наличии подземных вод на глубине h_1 ;
г – при наличии водонепроницаемого слоя

Рисунок 4.21 – Эпюры природных напряжений

случай а: $\sigma_{vg} = \gamma \cdot h$;

случай б: $\sigma_{zg3} = \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3$;

случай в: $\sigma_{zg2} = \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_{sb2} \cdot h_2$;

случай г: $\sigma_{zg2} = \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_{sb2} \cdot h_2 + \gamma_w \cdot h_3 + \gamma_3 \cdot h_3$.

На грунтовые частицы, находящиеся в воде, действуют собственный вес этих частиц и архимедова сила – сила взвешивания. Архимедова сила равна равнодействующей гидростатического давления воды на частицу и направлена вверх, т.е. противоположно направлению действия собственного веса частиц. С учетом вышесказанного удельный вес взвешенного в воде грунта γ_{sb} определяется по формуле:

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \gamma_s (1 - n) - \gamma_w (1 - n), \quad (4.44)$$

где γ_s – удельный вес частиц грунта; γ_w – удельный вес воды; e – коэффициент пористости; n – пористость грунта.

Взвешивание грунта водой уменьшает напряжение от собственного веса грунта примерно 1,5–2 раза. Поэтому при подтоплении территорий пригрузка основания слоем грунта уменьшается, и устойчивость сооружений снижастся.

Если в толще основания имеется водонепроницаемый грунт (суглинок или глина с $J_L < 0,5$), то необходимо учитывать давление от столба воды на его кровлю.

5 ТЕОРИЯ ПРЕДЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ ГРУНТОВ И ЕЕ ПРИЛОЖЕНИЕ

5.1 Понятие о предельном напряженном состоянии (равновесии) грунта

Предельным напряженным состоянием грунта является такое состояние, при котором малейшее добавочное силовое воздействие или уменьшение прочности грунта приводит к нарушению существующего равновесия – к потере устойчивости его массива. В грунте тогда возникают поверхности скольжения, разрывы, просадки, нарушается прочность между частицами и их агрегатами. Это приводит к выпору грунта из-под подошвы фундамента с просадкой последних, к сползанию масс грунта в откосах, значительным горизонтальным смещениям конструкций, ограждающих массив грунта или заделанных в него.

Под действием внешней нагрузки в основании возникает напряженное состояние, которое характеризуется нормальными и касательными напряжениями. При возрастании нагрузки в основании возникает предельное напряженное состояние, при котором касательные напряжения достигают сопротивления грунта сдвигу при действующих по площадкам нормальных напряжениях. Так как нарушение прочности грунта сопровождается сдвигом по поверхности скольжения, предельное состояние по прочности в данной точке характеризуется равенством касательного напряжения, действующего по элементарной площадке, величина сопротивления сдвигу по этой же площадке. Таким образом, условие возникновения предельного состояния грунта по несущей способности (устойчивости, прочности) представляет собой условие предельного равновесия при сдвиге.

При этом считают, что нормальные и касательные напряжения σ и τ по всей поверхности скольжения достигают значения, соответствующего предельному равновесию, вычисленному по формуле:

$$\sigma_n = \sigma \operatorname{tg} \varphi_1 + C_1, \quad (5.1)$$

где φ_1 – расчетный угол внутреннего трения грунта, град.; C_1 – расчетное удельное сцепление грунта, кПа.

5.2 Уравнения предельного равновесия

В случае горизонтальной поверхности грунта, обладающего удельным весом γ , уравнения равновесия в дифференциальной форме для плоской задачи имеют вид

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} &= \gamma, \\ \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (5.2)$$

Уравнение предельного равновесия, выраженное через компоненты напряжений, соответствующие координатным осям, имеет вид:

для песков

$$\frac{\sigma_z}{\sigma_1} = \operatorname{tg}^2(45 - \varphi/2); \quad (5.3)$$

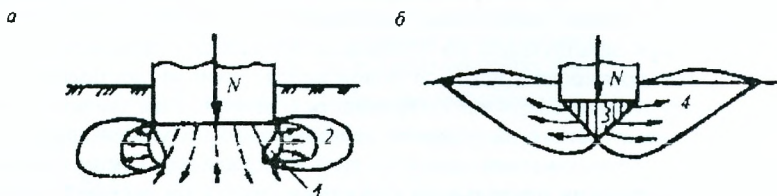
для связных грунтов

$$\frac{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2}{(\sigma_x + \sigma_y + 2C \operatorname{ctg} \varphi)^2} = \sin^2 \varphi. \quad (5.4)$$

Для осесимметричной пространственной задачи принимается, что меньшие главные напряжения равны между собой, т.е. $\sigma_2 = \sigma_3$. С учетом этого В.Г.Березанцевым получены решения дифференциальных уравнений при осесимметричной загрузке основания.

5.3 Фазы напряженного состояния грунтов при возрастании нагрузки

При приложении нагрузки на штамп отдельными ступенями скорость деформаций грунта под подошвой штампа будет меняться. Следует учитывать, что под краями жестких штампов происходит концентрация напряжений. Большие вертикальные напряжения приводят к возникновению предельного напряженного состояния в этих местах (рис. 5.1).



а – при возникновении зон сдвигов; б – при выпоре грунта из-под фундамента в стороны и вверх; 1 – зоны сдвигов; 2 – зоны уплотнения; 3 – уплотненное ядро; 4 – направление выпора

Рисунок 5.1 – Схема развития деформаций грунта основания

В этих зонах развиваются пластические деформации (деформации сдвига). По мере возрастания нагрузки зоны 1 увеличиваются. Их росту препятствует горизонтальное сопротивление грунта, расположенного по сторонам от них (зоны уплотнения 2).

Увеличение нагрузки N ведет к все большему росту зон 1 и формированию уплотненного ядра над подошвой фундамента. При каком-то значении N происходит слияние зон сдвигов и образуется уплотненное ядро 3. Вместе с тем в областях 4 возникают непрерывные поверхности скольжения и происходит потеря устойчивости грунтов основания.

Весь процесс деформирования грунта под нагрузкой П.А.Цытович предлагает разделить на две фазы:

- а) фаза уплотнения;
- б) фаза сдвигов.

В первой фазе зависимость между напряжениями и осадкой с достаточной для практических целей точностью может быть принята линейной, что на графике (рис. 5.2) соответствует отрезку AC .

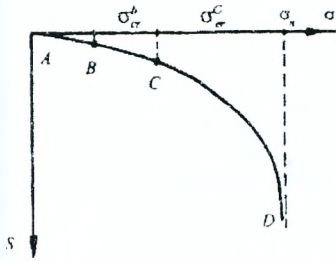


Рисунок 5.2 – Зависимость осадки штампа от нагрузки

При дальнейшем увеличении нагрузки кривая зависимости осадки от нагрузки становится явно криволинейной (отрезок CD). Заканчивается формирование уплотненного ядра, исчерпывается несущая способность грунта, что соответствует максимальной несущей способности или предельной нагрузке на грунт.

Возникновение зон пластических деформаций под жестким штампом приводит к перераспределению давления по подошве (рис. 5.3).

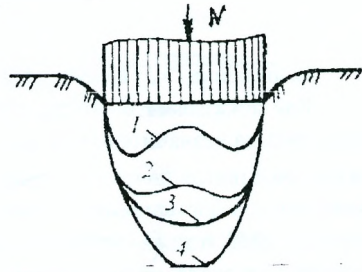


Рисунок 5.3 – Схема изменения формы эпюры контактного напряжения под подошвой жесткого круглого штампа

По мере увеличения нагрузки эпюра меняется от седлообразного вида (1, 2) до параболического. Точное значение реактивного давления в каждой точке определить затруднительно, в связи с этим давление по подошве условно принимается равномерно-распределенным для центрально-загруженного фундамента и трапециевидным – для внецентренно-загруженного фундамента.

5.4 Начальная критическая нагрузка на грунт

Начальная критическая нагрузка σ_{σ}^h соответствует случаю, когда в основании под подошвой фундамента при равномерном распределении нагрузки возникает предельное состояние лишь в отдельных его точках. Для нахождения σ_{σ}^h в случае плоской задачи необходимо рассмотреть условие возникновения предельного равновесия в точке M под полосовой равномерно-распределенной нагрузкой P , по сторонам которой приложена вертикальная пригрузка γd (рис. 5.4). Здесь γ – удельный вес грунта в пределах глубины заложения фундамента d .

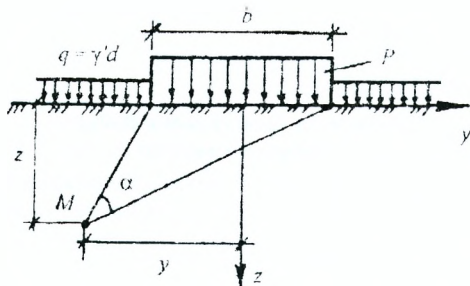


Рисунок 5.4 – Расчетная схема для определения начальной критической нагрузки на грунт

Тогда начальное критическое давление, при котором предельное напряженное состояние возникает лишь в точках, расположенных под краями полосовой нагрузки, при $l_{max} = 0$ будет равно

$$\sigma_{cr}^b = \frac{\pi(\gamma'd + C \operatorname{ctg} \varphi)}{\left(\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}\right)} + \gamma'd. \quad (5.5)$$

Выражение (5.5) впервые было получено Н.П. Пузыревским.

Как показывает опыт строительства, определяемое по формуле (5.5) давление весьма незначительно и даже при давлениях, больших σ_{cr}^b , некоторое развитие зон сдвигов почти не отражается на линейной зависимости между напряжениями и деформациями. В связи с этим допускается развитие зон сдвигов на глубину $0,25b$ (где b – ширина подошвы фундамента). В этом случае условное критическое давление будет равно

$$\sigma_{cr}^b = \frac{\pi(0,25\gamma b + \gamma'd + C \operatorname{ctg} \varphi)}{\left(\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}\right)} + \gamma'd. \quad (5.6)$$

Это выражение можно привести к следующему виду

$$\sigma_{cr} = M_\gamma \cdot \gamma + M_q \gamma'd + M_c \cdot C, \quad (5.7)$$

где $M_\gamma = 0,25 \frac{\pi}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \pi/2}$; $M_q = \frac{\pi}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \pi/2} + 1$; $M_c = \frac{\pi \operatorname{ctg} \varphi}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \pi/2}$ – коэффициенты несущей способности, зависящие от угла φ .

Если в формулу (5.7) ввести коэффициенты условий работы и надежности, то получим выражение для определения расчетного сопротивления грунта.

Для глинистых грунтов, обладающих малым значением угла внутреннего трения, можно принять $\varphi \approx 0$. Тогда условие предельного равновесия записывается в виде

$$\sigma_{cr}^b = \pi c + \gamma'd, \quad (5.8)$$

где c – удельное сцепление.

5.5 Пределная нагрузка на грунт

Пределная критическая нагрузка σ_u соответствует напряжению под подошвой фундамента, при котором происходит исчерпание несущей способности грунтов основания.

Определение предельного критического давления для плоской задачи впервые выполнено Л.Прандтлем и Г.Рейснером в предположении, что ниже подошвы фундамента залегает невесомый грунт ($\gamma = 0$).

$$\sigma_u = (\gamma'd + C \operatorname{ctg} \varphi) \left[\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right]^2 e^{2\varphi\sigma} - C \operatorname{ctg} \varphi. \quad (5.9)$$

При этом можно построить поверхности скольжения при полосовой равномерно-распределенной нагрузке, исходя из того, что они отклонены от направления наибольшего главного напряжения σ на угол $(45^\circ - \varphi/2)$. В этом случае непосредственно под нагрузкой, где σ действуют в вертикальном направлении, два семейства пересекающихся поверхностей скольжения образуют в зоне OAB вертикальные ромбы (рис. 5.5).

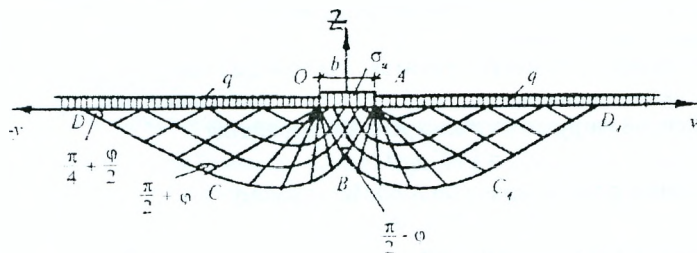


Рисунок 5.5 – Линии скольжения при предельной полосовой нагрузке (при $\gamma=0$)

В зоне OBC одно семейство поверхностей скольжения образует лучи, расходящиеся из точки O , а другое – логарифмические спирали. В зоне OC_1D также образуются ромбы, но горизонтальные, из-за направления наибольшего главного напряжения.

Задача о предельном напряженном состоянии грунтов в основании может быть решена в двух случаях:

1. Дана пригрузка $\gamma'd = q$. Требуется найти предельное значение интенсивности полосового давления $\sigma_z = sl$, соответствующей предельному напряженному состоянию.
2. Дана интенсивность нагрузки. Требуется найти пригрузку, при которой в основании возникает предельное напряженное состояние.

Если учесть собственный вес грунта ниже площади загрузки, то построение поверхностей скольжения в зонах предельного равновесия усложняется. При учете жесткости фундамента и трения грунта о его подошву построение поверхностей скольжения усложняется еще больше. Для полосовой нагрузки эта задача решена В.В.Соколовским (1960), а для осесимметричной нагрузки – В.Г.Березанцевым (1970).

При центральном нагружении среднее предельное давление по подошве жестких фундаментов с учетом возникновения под ними уплотненного ядра находят по формулам:

при полосовой нагрузке

$$\sigma_{u.c} = N_{\gamma sl} \gamma b / 2 + N_{q sl} \gamma' d + N_{c.c} C; \quad (5.10)$$

при круглом фундаменте

$$\sigma_{u.c} = N_{\gamma c} \gamma D / 2 + N_{q.c} \gamma' d + N_{c.c} C, \quad (5.11)$$

где $N_{\gamma sl}; N_{q sl}; N_{c sl}; N_{\gamma c}; N_{q c}; N_{c c}$ – табличные коэффициенты несущей способности, принимаемые в зависимости от угла внутреннего трения грунта φ ;

γ, γ' – средний удельный вес грунта соответственно ниже и выше подошвы фундамента;

b – ширина ленточного фундамента;

D – диаметр круглого фундамента;

d – глубина заложения подошвы фундамента;

C – удельное сцепление.

Для пылеватоглинистых грунтов, обладающих малым углом внутреннего трения, часто принимают $\varphi=0$. Тогда при полосовой равномерно-распределенной нагрузке согласно решению Прандтля

$$\sigma_{u.sl} = 5.14C + \gamma' d, \quad (5.12)$$

а для несимметричной задачи по А.Ю.Ишлинскому,

$$\sigma_{u.sl} = 5.7C + \gamma' d. \quad (5.13)$$

Пользоваться приведенными выше формулами можно при строго осевом приложении нагрузки, ибо при наличии эксцентриситета устойчивость фундамента резко снижается.

5.6 Устойчивость грунтов в откосах, склонах

5.6.1 Основные понятия и причины нарушения устойчивости откосов

Откосом называют поверхность, ограничивающую природный грунтовой массив, выемку или насыпь. Откосы устраивают при возведении авто- и железнодорожных насыпей, земляных дамб, плотин и т.д., а также выемок котлованов, траншей, каналов и т.д. (рис. 5.6)



а – дороги; б – дамбы; в – котлованы; г – каналы

Рисунок 5.6 – Схемы земляных сооружений, имеющих откосы

Склоном называют откос, образованный природным путем и ограничивающий массив грунта естественного сложения. Пологие откосы резко повышают стоимость строительства. Крутые откосы нередко приводят к авариям. В связи с этим задача заключается в определении оптимальной крутизны откоса.

Причины потери устойчивости откосов:

- устранение естественной опоры массива грунта вследствие разработки котлованов, траншей, подмыва откоса и т.д.;
- увеличение внешней нагрузки на откос (складирование материалов и др.);
- внешние взвешивающего действия воды на грунты в основании откоса;
- снижение сцепления и трения грунта в результате его увлажнения;
- разрыхление грунта в результате его промерзания и оттаивания;
- влияние динамических воздействий (забивка свай, сейсмические воздействия, влияние работающего оборудования, влияние взрывов и т.д.).

Устойчивость откоса или склона считается обеспеченной, если выполняется условие

$$\gamma_{\alpha} > \gamma_{\alpha n}, \quad (5.14)$$

где $\gamma_{\alpha n}$ – нормативный коэффициент устойчивости, задаваемый в практике, как правило, в пределах 1,1...1,3.

5.6.2 Устойчивость откоса предельно сыпучего грунта

Рассмотрим устойчивость частиц предельно сыпучего грунта ($C=0$). Предположим, что на откосе находится частица грунта A (рис. 5.7).

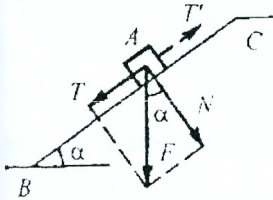


Рисунок 5.7 – Схема к расчету устойчивости сыпучего грунта

Вес этой частицы F разложим на составляющие:

- N , нормальную к поверхности откоса;
- T , касательную к ней.

Очевидно, что кроме того, на частицу действует сила трения T . В этом случае

$$N = F \cos \alpha; \quad T = F \sin \alpha; \quad T' = \operatorname{tg} \varphi N = fN,$$

где $f = \operatorname{tg} \varphi$ – коэффициент трения грунта по грунту.

Составим уравнение проекций сил на направление поверхностного откоса BC

$$F \sin \alpha - \operatorname{tg} \varphi N = 0.$$

$$F \sin \alpha - F \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi = 0.$$

$$\text{Отсюда } \operatorname{tg} \varphi = \frac{F \sin \alpha}{F \cos \alpha} = \operatorname{tg} \alpha, \text{ или } \alpha = \varphi.$$

Следовательно, теоретически предельный угол откоса α сыпучего грунта равен его углу внутреннего трения. Угол α часто называют углом естественного откоса. Но для обеспечения устойчивости откоса, сила, удерживающая час-

тицу A , должна быть больше сдвигающих сил. Если обозначить коэффициент надежности $\gamma_{st,n}$, то

$$\gamma_{st,n} \lg \alpha \leq \gamma_{st} \lg \varphi_1, \quad (5.15)$$

где φ_1 – угол внутреннего трения, взятый для расчетов по первой группе предельных состояний.

5.6.3 Устойчивость вертикального откоса в предельно связных грунтах

Связные грунты, благодаря сцеплению между частицами грунта, могут держать вертикальный откос. Для строителей при отрывке котлованов важно знать, на какую глубину можно разрабатывать грунт с вертикальными откосами без его крепления.

Рассмотрим для такого грунта устойчивость вертикального откоса AB высотой h (рис. 5.8).

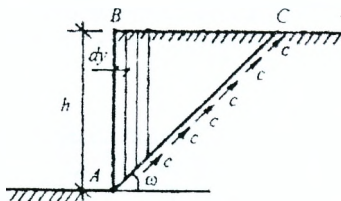


Рисунок 5.8 – Схема к расчету устойчивости откоса идеально связного грунта

Обозначим след поверхности обрушения через AC . По всей плоскости будут действовать удельные силы сцепления C . Разобьем призму обрушения ABC на вертикальные элементы, толщиной dy . Вес крайнего элемента толщиной dy будет:

$$dT = \gamma h dy \cdot 1.$$

Сдвигающая сила по наклонной площадке равна

$$dT' = \gamma h \sin \omega \cdot 1 \cdot dy,$$

где γ – удельный вес грунта.

Удерживающая сила на этом участке обусловлена только удельной силой сцепления

$$dT'' = \frac{C}{\cos \omega} dy.$$

В этом случае коэффициент надежности будет равен

$$\gamma_{st,n} = \frac{dT''}{dT} = \frac{C dy}{\cos \omega \gamma h \sin \omega dy} = \frac{2C}{\gamma h \sin 2\omega}.$$

Наименьшее значение $\gamma_{st,n}$ будет при максимальной величине $\sin 2\omega$, т.е. когда $2\omega = 90^\circ$. Отсюда $\omega = 45^\circ$. Это означает, что максимально возможная высота откоса составит

$$h = \frac{2C}{\gamma}. \quad (5.16)$$

Обычно принимают $\gamma_{st,n} = 1,1 \dots 1,3$.

Тогда

$$h = \frac{2C_l}{\gamma_{st,n} \cdot \gamma}, \quad (5.17)$$

где C_l – расчетное значение удельного сцепления грунта.

Следует иметь в виду, что грунт откоса подвергается метеорологическим воздействиям, которые снижают сцепление. Поэтому незащищенный вертикальный откос может существовать непродолжительное время.

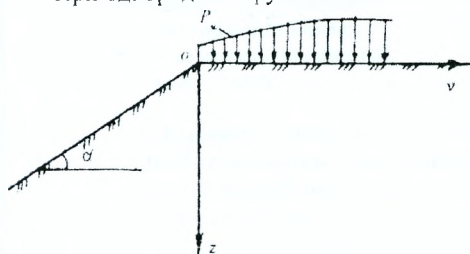
5.6.4 Устойчивость откосов по теории предельного равновесия

Используя теорию предельного равновесия грунтов, можно решить два типа задач:

1) задано очертание плоского откоса. Требуется определить наибольшую интенсивность внешней нагрузки на верхней горизонтальной поверхности грунта;

2) задана интенсивность нагрузки на верхней горизонтальной поверхности грунта. Требуется определить равноустойчивое очертание откоса.

При однородных грунтах и плоском откосе задача первого типа решена в



безразмерных величинах P , которые вычислены В.В.Соколовским и могут быть определены по таблицам в зависимости от значений φ , γ , ω (рис. 5.9).

Рисунок 5.9 – Схема к расчету устойчивости плоского откоса по теории предельного равновесия

Предельную нагрузку на верхней горизонтальной поверхности откоса определяют по формуле

$$P_u = \bar{P}C + Cctg\varphi. \quad (5.18)$$

Задача второго типа также решена В.В.Соколовским для случая, когда на верхней горизонтальной поверхности откоса распределена равномерная нагрузка

$$P_u = \frac{2C \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (5.19)$$

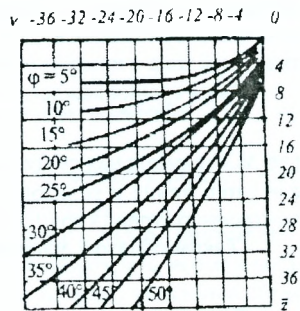
и необходимо найти равноустойчивый откос.

Очертание равноустойчивых откосов в безразмерных координатах показаны на рис. 5.10.

Рисунок 5.10 – Очертания равноустойчивых откосов в безразмерных координатах

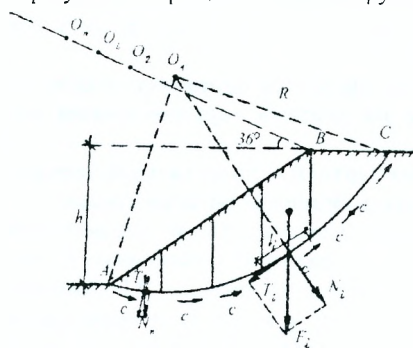
Для нахождения действительного очертания равноустойчивого откоса определяют z и y , задаваясь различными значениями \bar{z} и \bar{y} по формулам:

$$z = \frac{C\bar{z}}{\gamma}; \quad y = \frac{C\bar{y}}{\gamma}.$$



5.7 Графоаналитические методы расчета устойчивости откосов (метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения)

Считается, что потеря устойчивости откоса или склона может произойти в результате вращения отсеса грунтового массива относительно некоторого



центра O (рис. 5.11). Поверхность скольжения в этом случае принимается проходящей по дуге окружности с радиусом R . Сдвигающийся массив рассматривается как недеформируемый отсек.

Рисунок 5.11 – Схема к расчету устойчивости откоса методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения

Сущность метода заключается в определении минимального коэффициента запаса устойчивости γ_n , отвечающего заданным условиям и нагрузкам. Коэффициент γ_n определяют как отношение суммы моментов всех сил, удерживающих основание (M_u) относительно центра вращения O , к сумме моментов всех сил, сдвигающих (вращающих) основание (M_s) относительно того же центра, т.е.

$$\gamma_n = \frac{M_u}{M_s}. \quad (5.21)$$

При определении сдвигающих сил учитывают нагрузку от веса сооружения N_i и горизонтальную нагрузку F_{hi} , действующую на него. К удерживающим силам относят силы трения T_i , развивающиеся по поверхности скольжения под действием веса грунта и сооружения, и силы сцепления грунта C_i , действующие по той же поверхности скольжения. Значение расчетного сцепления C_i принимают для данного пласта и на длине участка l_i поверхности скольжения. Для нахождения действующих сил сдвигающийся массив разбивают на блоки, определяют вес каждого блока G_i (на 1 м длины, перпендикулярной плоскости чертежа) и центры их тяжести. Вес каждого блока прикладывают к неподвижной части основания в точке пересечения вертикали, проходящей через центр тяжести блока с поверхностью скольжения.

Сила трения каждого блока

$$T_i = N_i \operatorname{tg} \varphi_{hi} = G_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_{hi},$$

где N_i – нормальная составляющая веса i -го блока; α_i – угол наклона поверхности скольжения к горизонту в точке приложения веса G_i ; φ_{hi} – расчетный угол внутреннего трения грунта на поверхности скольжения i -го блока.

Таким образом, удерживающий момент относительно точки O (рис. 5.11)

$$M_u = R \sum N_i \operatorname{tg} \varphi_{hi} + R \sum C_i l_i, \quad (5.22)$$

где R – радиус поверхности скольжения, м; C_i – расчетное сцепление, кПа; l_i – участок проекции поверхности скольжения, м.

Сдвигающий (вращающий) момент (рис. 5.11)

$$M_s = \sum RT_{i,m}, \quad (5.23)$$

где $T_{i,m}$ – касательная составляющая.

Таким образом, коэффициент запаса устойчивости основания сооружения для двумерной (плоской) задачи определяется формулой:

$$\gamma_n = \frac{R \sum N_i \operatorname{tg} \varphi_{ni} + R \sum C_i}{\sum RT_{i,m}} \geq \gamma_{n,m} \quad (5.24)$$

Поскольку необходимо определить минимальный коэффициент устойчивости основания, намечают ряд центров вращения O_1, O_2, \dots, O_n (рис. 5.12) и производят расчет для соответствующих поверхностей скольжения. Для этого из верхней точки откоса B проводят наклонную линию под углом к горизонту, на которой и располагают точки O_1, O_2, \dots, O_n на расстояниях, указанных на рис. 5.12, где $m = \operatorname{ctg} \alpha$. В результате расчетов получают коэффициенты запаса устойчивости $\gamma_{n1}, \gamma_{n2}, \dots, \gamma_{nm}$. От центров O_1, O_2, \dots, O_n в произвольном масштабе от единицы откладывают отрезки, равные $\gamma_{n1}, \gamma_{n2}, \dots, \gamma_{nm}$, и концы отрезков соединяют огибающей. Находят минимальный коэффициент устойчивости $\gamma_{n,\min}$, который должен быть не меньше 1,1... 1,3 в зависимости от класса сооружения.

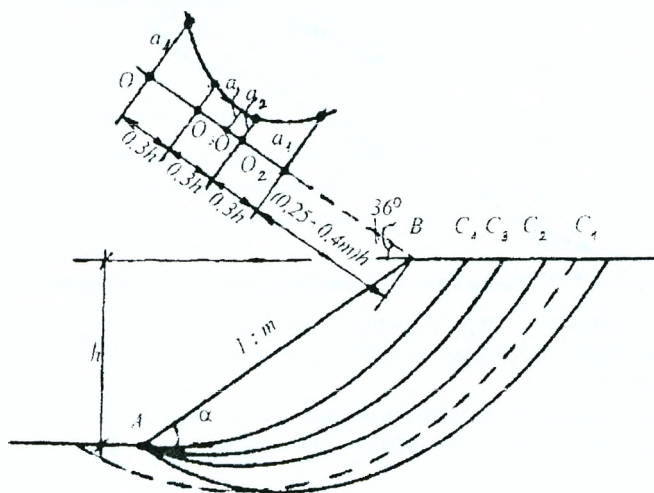


Рисунок 5.12 – Определение центра вращения наиболее опасной поверхности скольжения

Иногда дополнительно проводят через точку B линию под углом 36° к горизонту, выполняют аналогичные расчеты γ_n и уточняют $\gamma_{n,\min}$.

Если в основании откоса залегают слабые грунты с углом внутреннего трения меньше 10° , то необходимо дополнительно рассмотреть возможность потери устойчивости по круглоцилиндрической поверхности, указанной пунктиром на рис. 5.12, с выщипыванием грунтов откоса.

5.8 Устойчивость прислоненных откосов

Устойчивость прислоненного откоса определяется, если можно наметить вероятный сдвиг массива грунта по ломаной поверхности скольжения лежа прочных подстилающих грунтов (рис. 5.13). В этом случае оползающий массив грунта разбивают вертикальными плоскостями на ряд отсеков и рассматривают силы, действующие на каждый из них, начиная сверху вниз (Н.Н.Маслов, 1977).

При рассмотрении i -го отсека учитывают приложенную к нему внешнюю нагрузку и вес грунта отсека, сумму которых F_i раскладывают на два направления: перпендикулярное плоскости сдвига этого отсека по основанию и параллельное ей. Нормальная сила N_i позволяет учесть силы трения по основанию $A_i - A_{i-1}$. Кроме того, учитывают сцепление грунта при сдвиге по этой плоскости. Дополнительно на отсек действует неуравновешенное оползновое давление от вышерасположенных отсеков E_{i-1} и неизвестное оползновое давление на нижележащие отсеки E_i . Рассмотрение уравнений равновесия (сумм проекций всех сил на направление $A_i - A_{i-1}$ и нормаль к этому направлению) позволяет найти значение оползневого давления E_i , передаваемого на следующий отсек.

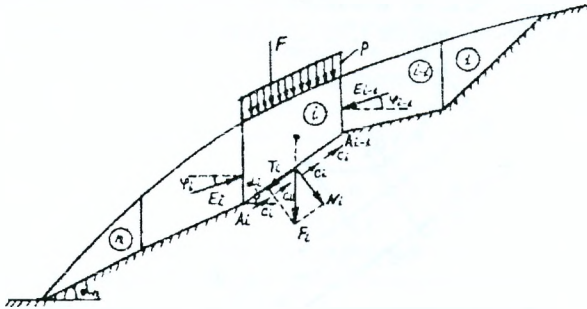


Рисунок 5.13 – Схема к расчету устойчивости прислоненного откоса

Расчет начинают с первого верхнего отсека, для которого $E_{i-1}=0$. Переходя от отсека к отсеку, достигают последнего отсека n , который должен быть устойчивым при $E_n \leq 0$.

Чтобы откос имел определенный запас устойчивости, сдвигающие силы от собственного веса и внешних нагрузок увеличивают на коэффициент надежности γ_n .

При расчете устойчивости откосов инженерными методами возможен учет слоистости и даже линзообразности залегания отдельных грунтов, фильтрационного давления потока подземных вод, а также динамического и сейсмического воздействий.

5.9 Меры борьбы с оползнями

Нарушение устойчивости откосов и склонов часто приводит к значительным разрушениям жилых и промышленных сооружений, мостов, дорог и т.п.

До принятия мер по увеличению устойчивости откосов и склонов, обычно дорогих и трудоемких, необходимо произвести тщательное инженерно-геоло-

гическое обследование района возможного оползня с бурением глубоких скважин. Обследованием устанавливаются напластование и свойства грунтов, режим подземных грунтовых вод, зависимость его от климатических особенностей района и от влияния застройки территории. Определяются причины, которые могут повлечь развитие оползня, и проводятся аналитические расчеты предельной равновесия рассматриваемых массивов грунта.

Основными мерами по увеличению устойчивости откосов и склонов и борьбе с оползнями являются:

- восстановление и усиление упоров оползающих масс грунта (немедленная постановка при откопке траншей и котлованов распорок, передающих оползневого давление на устойчивый массив грунта применение подпорных стенок; использование набивных свай, заделанных в нижележащем прочном грунте; устройство волнобойных сооружений, укрепление берегов от размывов и пр.);

- регулирование водного режима грунтовых масс (осушение оползневых участков, устройство поверхностного водоотвода и спрямление водотоков, применение дренажей, временное покрытие поверхности водонепроницаемой пленкой);

- уменьшение градиента нагрузок (уположение откосов, уменьшение внешних нагрузок на поверхности склона, его бровке и пр.).

5.10 Определение давления грунта на подпорные стенки

5.10.1 Понятие об активном давлении и пассивном отпоре грунта

Для предотвращения обрушения или сползания масс грунта в откосах и склонах часто используются ограждающие конструкции. Характерным примером такой конструкции является *подпорная стенка*, широко используемая в строительстве.

К ограждающим конструкциям относятся стены подвалов и заглубленных частей зданий, стены подземных сооружений и т.п. По характеру работы ограждающие конструкции подразделяются на *жесткие* и *гибкие*. К жестким относятся конструкции, которые под действием давления грунта практически не изгибаются. Такие подпорные стенки изготавливаются из железобетона, монолитного бетона, каменной кладки и т.п. Гибкие подпорные стенки делают из железобетона, работающего на изгиб, а также из деревянного, железобетонного или металлического шпунта. Они называются *шпунтовыми стенками*. При воздействии нагрузки они изгибаются, и характер эпюры давлений грунта на стенку зависит от их деформаций.

Рассмотрим массивную подпорную стенку, поддерживающую расположенный за ней массив грунта (рис. 5.14,а). Если грунт, опираясь на подпорную стенку, стремится переместить ее по поверхности скольжения *AA* и повернуть, т.е. он оказывает давление, которое называется *активным*. При небольшом смещении подпорной стенки в призме обрушения *ABC* наступает предельное равновесие, при котором и будет проявляться активное давление грунта на подпорную стенку.

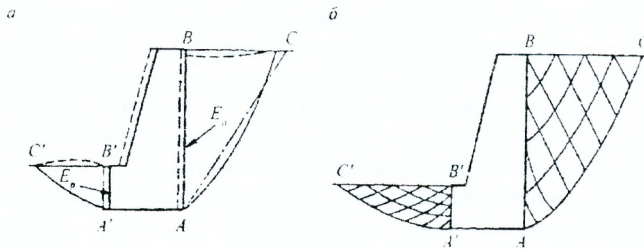


Рисунок 5.14 – Схема развития активного E_a и пассивного E_p давлений грунта на подпорную стенку (а) и семейство поверхностей скольжения при активном и пассивном давлении грунта на подпорную стенку (б)

Смещение стенки под действием активного давления сопровождается развитием давления на грунт в пределах участка $A'B$. По мере перемещения низа подпорной стенки сопротивление грунта будет возрастать до тех пор, пока в пределах призмы выпирания $A'B'C$ не возникает предельное напряженное состояние, при котором сопротивление грунта максимально. Это максимальное сопротивление грунта, когда на него давит элемент сооружения, называется *пассивным отпором* (или пассивным давлением грунта). Таким образом, активное давление и пассивный отпор соответствуют двум крайним случаям предельного напряженного состояния массива грунта у подпорной стенки при ее перемещении. Кроме этого, представляет интерес *давление покоя*, возникающее в массиве грунта, когда грунт не испытывает горизонтальных перемещений.

В призме обрушения за подпорной стенкой при активном давлении грунта наибольшее главное напряжение имеет преимущественно вертикальное направление (отклонение от вертикали возникает от действия трения грунта о стенку), при пассивном отпоре – преимущественно горизонтальное направление. Это обуславливается направлением *поверхностей скольжения* в призмах обрушения и выпирания (рис. 5.14,б). Искривление поверхностей скольжения около подпорной стенки объясняется трением грунта о стенку.

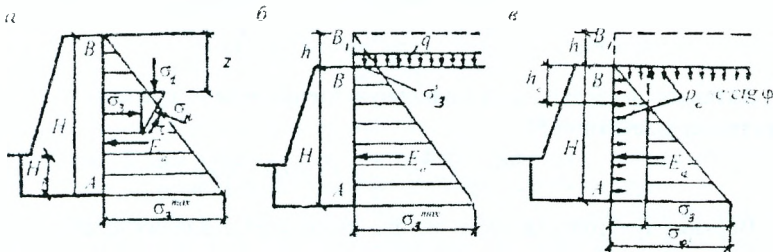
Задачи по определению активного давления грунта E_a на подпорные стенки решаются методами теории предельного равновесия. Однако для решения многих практических задач вместо поверхности обрушения сложного криволинейного очертания принимают по методу Кулона плоскость AC (рис. 5.14,а), что значительно упрощает расчет, в то же время расхождение с точным решением не превышает 2...3%.

При определении пассивного отпора грунта исходят также из предельного напряженного состояния, однако принятие плоских поверхностей скольжения приводит к значительному расхождению с точным решением. Поэтому для определения E_p следует использовать решения теории предельного равновесия.

5.10.2 Аналитический метод определения давления грунта на подпорную стенку

Этот метод определения давления грунта применяется в простейших случаях при горизонтальной поверхности грунта и вертикальной задней грани подпорной стенки, при отсутствии сцепления грунта ($C=0$).

Определение давления идеально сыпучего грунта ($C=0$) на вертикальную абсолютно гладкую подпорную стенку при горизонтальной засылке. Рассмотрим случай предельного равновесия призмы в массиве грунта вблизи задней грани подпорной стенки (рис. 5.15,а).



а – идеально сыпучего; б – то же с учетом равномерно распределенной нагрузки; в – обладающего сцеплением

Рисунок 5.15 – Схемы для определения давления грунта на гладкую подпорную стенку

На глубине z от поверхности $\sigma_1 = \gamma z$. Отсюда

$$\sigma_3 = \gamma z \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (5.25)$$

Поскольку эпюра давления грунта на подпорную стенку является треугольной (рис. 5.15,а), то площадь этой эпюры соответствует равнодействующей активного давления грунта E_a на подпорную стенку:

$$E_a = \sigma_3^{\max} \frac{H}{2}.$$

Для $z = H$ получим формулу суммарного давления грунта

$$E_a = \frac{\gamma H^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (5.26)$$

Точка приложения равнодействующей E_a находится в центре тяжести эпюры давления σ_3 .

Для случая пассивного отпора в условиях предельного равновесия горизонтальное напряжение σ_1 больше вертикального σ_3 . Равнодействующая пассивного отпора при заглублении на величину H_p конструкции, передающей давление на грунт, составит

$$E_p = \frac{\gamma H^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (5.27)$$

Полученное по формуле (5.26) значение E_a имеет некоторый запас, поскольку при определении не учтено трение грунта о подпорную стенку, развивающееся при смещении призмы обрушения.

Учет равномерно распределенной нагрузки, приложенной к поверхности грунта. Действие равномерно распределенной нагрузки q , приложенной к

горизонтальной поверхности грунта за задней гранью стенки, можно заменить действием слоя грунта толщиной $h = q/\gamma$ (рис. 5.15,6). Если считать глубину z от верха фиктивной подпорной стенки высотой $H+h$, то будет справедливо выражение (5.25). Тогда значения σ_3 на глубинах h и $H+h$ определяются по формулам:

$$\sigma'_1 = \gamma z \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right); \quad \sigma_3^{\max} = \gamma(H+h) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (5.28)$$

Активное давление E_a на подпорную стенку можно представить как площадь трапеции высотой H :

$$E_a = \frac{(\sigma'_1 + \sigma_3^{\max})}{2} H = \frac{\gamma}{2} (H^2 + 2Hh) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (5.29)$$

Верхняя треугольная часть эпюры не создает давления на стенку. Сила E_a приложена в центре тяжести трапециевидальной эпюры σ_3 .

Определение давления связного грунта ($\varphi \neq 0$ $c \neq 0$) на вертикальную абсолютно гладкую подпорную стенку при горизонтальной засылке. Весторонние силы связности $p_c = C \operatorname{ctg} \varphi$ приложены к поверхности грунта и по контакту грунт – подпорная стенка (рис. 5.15,б). Тогда согласно (5.28) и, учитывая силы связности p_c , получим выражение для σ_3 на глубине z

$$\sigma_3 = \gamma(z+h)p_c. \quad (5.30)$$

Подставив в это выражение значения $h = p_c/\gamma$ и $p_c = C \operatorname{ctg} \varphi$, получим

$$\sigma_3 = \gamma \frac{z + (C \operatorname{ctg} \varphi)}{\varphi} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - C \operatorname{ctg} \varphi.$$

Пусть тригонометрических преобразований найдем

$$\sigma_3 = \gamma z \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (5.31)$$

Сопоставляя (5.31) с (5.25), отметим, что первое слагаемое в (5.31) характеризует давление сыпучего грунта без учета сцепления, а второе показывает, насколько снижается интенсивность давления вследствие того, что грунт обладает сцеплением. Тогда это выражение можно представить в виде

$$\sigma_3 = \sigma_{\varphi 1} + \sigma_{c3}, \quad (5.32)$$

где $\sigma_{\varphi 1} = \gamma z \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right); \sigma_{c3} = 2C \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right).$

Геометрическое построение эпюры активного давления на подпорную стенку представлено на рис. 5.15 в виде заштрихованного треугольника. Учет сцепления грунта приводит к уменьшению активного давления. Значение результирующей силы E_a определяется как площадь треугольной эпюры, имеющей высоту $H-h_c$ и максимальную ординату σ_3 . Теоретически считают, что на участке h_c стенка не испытывает давления грунта. Когда эпюра давления грунта известна, то нахождение величины E_a и точки ее приложения не представляет трудностей.

При наклонном положении задней грани подпорной стенки и наклонной поверхности засыпки за ней интенсивность активного давления и его суммарная величина могут быть определены для сыпучего грунта по справочникам с использованием метода теории предельного равновесия. При этом значение σ_{cz} находят по формуле:

$$\sigma_{cz} = \frac{C \cos \varphi}{\cos^2 \left[45 - \frac{(\varphi + \beta)}{2} \right]}, \quad (5.33)$$

где β – угол между вертикалью и задней гранью подпорной стенки.

Значение β положительно, когда грунт нависает над задней гранью подпорной стенки, и отрицательно, если стенка наваливается на грунт.

Направление E_a при отсутствии трения грунта о подпорную стенку принимается горизонтальным при отрицательном значении β и перпендикулярным к задней грани при $\beta \geq 0$.

5.10.3 Определение давления грунта на подпорные стенки методом теории предельного равновесия

Для случая плоской задачи В.В.Соколовским получено решение двух типов задач на основе численного интегрирования дифференциальных уравнений теории предельного равновесия: 1) определяется сила, которая должна поддерживать массив грунта, чтобы он не обрушился; 2) находится сила преимущественно горизонтального направления, которую надо прикладывать к заглубленной в грунт конструкции (подпорной стенке или фундаменту), чтобы достигнуть предельного равновесия при вышоре грунта.

Решения получены для случая горизонтальной поверхности засыпки однородным сыпучим грунтом. Учитываются также угол наклона и шероховатость задней грани стенки.

Ординаты эпюры активного давления вычисляются по формуле:

$$\sigma_{\varphi_0} = q_0(\gamma z + q), \quad (5.34)$$

для пассивного отпора – по формуле:

$$\sigma'_{\varphi_0} = q'_0(\gamma z + q), \quad (5.35)$$

где γ – удельный вес грунта призмы обрушения; z – глубина рассматриваемой точки от верха подпорной стенки; q – равномерно распределенная нагрузка по поверхности засыпки; q_0 и q'_0 – безразмерные коэффициенты соответственно для активного и пассивного давлений, определенные в зависимости от φ и β (φ – угол внутреннего трения грунта, φ_0 – угол трения грунта о стенку; β – угол между вертикалью и задней гранью подпорной стенки).

Сравнение значений q_0 и q'_0 , вычисленных аналитическими методами по теории предельного равновесия, с результатами расчетов по допущениям Кулона свидетельствует, что активное давление грунта на подпорную стенку вполне можно определять с принятием этих допущений, но следует осторожно относиться к использованию приближенных решений для определения пассивного отпора.

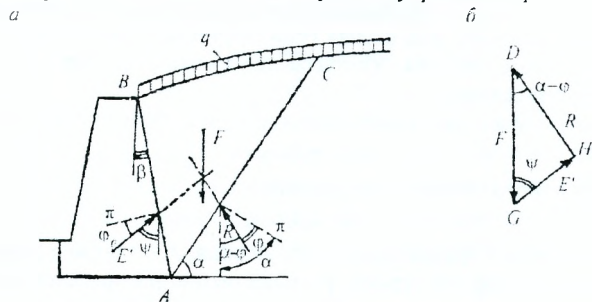
Построив эпюры активного и пассивного давления по формулам (5.34) и (5.35), легко определить значения их равнодействующих E_a и E_p .

5.10.4 Графоаналитический метод определения давления грунта на подпорную стенку

В ряде случаев определить давление грунта на подпорные стенки точными аналитическими методами довольно сложно и приходится использовать графические методы. Одним из них является метод, предложенный Кулоном. Для этого метода сделаны следующие допущения:

- 1) поверхность скольжения призмы обрушения плоская;
- 2) призма обрушения соответствует максимальному давлению грунта на подпорную стенку;
- 3) призма обрушения ведет себя как твердое тело, что позволяет применить уравнение равновесия к призме обрушения в целом.

Графические построения сводятся к следующему. Через нижнюю точку A задней грани подпорной стенки проводят возможную поверхность скольжения AC под углом α к горизонту (рис.5.16). Рассмотрим силы, действующие на призму обрушения. Сила тяжести (вес) призмы грунта ABC с учетом возможных вертикальных внешних нагрузок на поверхности грунта BC действует вертикально и обозначена F . При давлении призмы обрушения на стенку по задней ее грани развивается реактивная сила, равная по абсолютной величине силе активного давления E_a . Реактивная сила образует с нормалью к задней поверхности стенки угол φ_0 – угол трения грунта о стенку. Как правило, для глины принимают $\varphi_0 = 0$, для сыпучих грунтов $\varphi = 0,67\varphi$. Третьей силой, действующей на призму ABC , является реакция R неподвижного массива грунта. Эта реакция отклонена от нормали к плоскости AC на угол внутреннего трения φ .



a – схема приложения сил к призме грунта; b – треугольник сил

Рисунок 5.16 – Расчетная схема графоаналитического метода для определения давления грунта на подпорную стенку

Рассматривая участок подпорной стенки длиной 1 м , легко определить силу F :

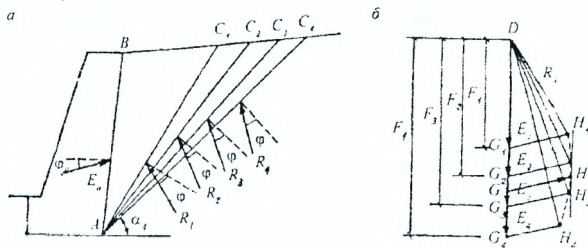
$$F = \text{пл. } \triangle ABC \cdot \gamma + \sum q,$$

где $\sum q$ – сумма всех вертикальных внешних нагрузок, действующих в пределах поверхности BC .

Зная силу F и направления всех трех сил, действующих на призму обрушения, строят треугольник сил, поскольку призма обрушения находится в предельном равновесии. Для этого отложим вертикальную силу F в каком-либо масштабе (рис. 5.16). Угол между вертикалью и направлением реакции R будет $\alpha - \varphi$.

так как угол между вертикалью и нормалью к линии AC равен α . Это дает возможность провести из точки D вектор силы R под углом $\alpha-\varphi$. Угол между вертикалью и линией действия силы E обозначим ψ и проведем под этим углом из точки G вектор силы до пересечения с вектором равнодействующей R . Точка пересечения H позволит найти значение силы E в масштабе, в котором была отложена сила F (рис. 5.16,б). Таким образом, при заданной поверхности скольжения AC определяют активное давление грунта на подпорную стенку, численно равное силе E' . Однако это давление не обязательно будет максимальным.

Для определения максимального активного давления на подпорную стенку AB задаются несколькими возможными поверхностями скольжения AC_1, AC_2, AC_3 и AC_4 (рис. 5.17,а). Для каждой из этих поверхностей, расположенных под углом $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ и α_4 , направления реактивных сил R_1, R_2, R_3, R_4 будут различны, отклоняясь от вертикали под углами $\alpha_1-\varphi, \alpha_2-\varphi, \alpha_3-\varphi, \alpha_4-\varphi$, а направления реактивных сил E_a – одинаковым. Зная направления сил, строят совмещенные силовые треугольники. Для этого из точки D откладываем значения сил F_1, F_2, F_3 и F_4 и проводим лучи по направлениям реактивных сил R_1, R_2, R_3, R_4 (рис. 5.17,б). Из конечных точек G_1, G_2, G_3, G_4 строим лучи параллельно действию сил E и получаем соответственно точки пересечения каждой пары лучей H_1, H_2, H_3, H_4 . Через эти точки проводим плавную кривую и к ней вертикальную касательную. В точке касания H проводим линию, параллельную действию сил E' . Отрезок GH в масштабе сил F и будет активным давлением грунта E_a на подпорную стенку, так как длина этого отрезка максимальна. По полученному значению силы E_a строим эпиору давления и находим точку ее приложения.



а – схема приложения сил к массиву грунта за стенкой; б – совмещенные треугольники сил

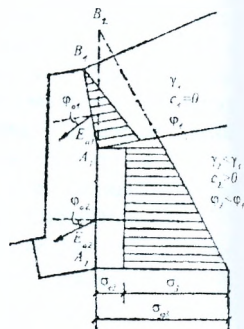
Рисунок 5.17 – Определение положения наиболее опасной поверхности скольжения при графоаналитическом методе

5.10.4 Построение эпиор давления грунта при сложном очертании задней грани стенки и слоистой напластовании грунтов

При построении эпиор активного давления на ломаную заднюю грань, стенка и грунты обратной засыпки разделяются по горизонтали на отдельные участки, в пределах которых угол наклона стенки и физико-механические характеристики грунтов постоянны (рис.5.18). Учитывается изменение значения удельного веса грунта ниже уровня подземных вод. Расчеты выполняют одним из рассмотренных методов сначала для верхней части подпорной стенки,

а затем, приняв верхние слои грунта в качестве нагрузки, — для второй и последующих частей подпорной стенки. Для каждой из частей подпорной стенки строят отдельную эпюру активного давления, учитывая сцепление (см. формулу (5.32)).

Рисунок 5.18 — Построение эпюр давления грунта при сложном очертании задней грани стенки и слоевом напластовании грунта



Равнодействующая эпюры активного давления E_{a1} на каждом участке определяется как площадь этой эпюры, а точка приложения E_{a1} располагается в центре тяжести каждой из эпюр (рис. 5.18).

6 ДЕФОРМАЦИИ ГРУНТОВ И ПРОГНОЗ ОСАДКИ ФУНДАМЕНТОВ

6.1 Виды деформаций и причины, их обуславливающие

Определение характера и величин деформации грунтов под действием внешних сил имеет огромное значение для практики проектирования фундаментов зданий и сооружений.

Как показывает практика, основными факторами, определяющими долговечность любых инженерных объектов, являются не напряжения в грунте (если они не достигают предельных величин), а деформации оснований, их осадки, под которыми понимают обычно вертикальные смещения грунтовых оснований.

При этом, если равномерная осадка всего сооружения не вызывает дополнительных напряжений в его конструкциях, то разность осадок отдельных частей основания сказывается на прочности фундаментов и надфундаментных строений.

Осадка фундамента – вертикальная деформация, возникающая в результате передачи на основание усилий от сооружения или возникающая в результате изменения физического состояния грунта в период строительства и эксплуатации сооружения.

А так как разность осадок оснований, как правило, бывает тем больше, чем больше абсолютные осадки оснований, то важно знать как размеры абсолютных осадок, так и разности осадок отдельных частей сооружений. Поэтому на практике широко применяется метод расчета фундаментов по предельным деформациям оснований, который при полной гарантии безопасности дает и значительный экономический эффект. Сущность метода расчета – в обязательном соблюдении следующих основных условий:

$$\left. \begin{array}{l} S_{pn} \leq S_u \\ \Delta S_{pn} \leq \Delta S_u \end{array} \right\}, \quad (6.1)$$

т.е. расчетная осадка оснований фундаментов S_{pn} и разность осадок соседних фундаментов ΔS_{pn} должны быть менее определенных предельных значений S_u и ΔS_u , установленных на основе результатов наблюдений за осадками оснований сооружений и регламентируемых соответствующими нормами.

Разность осадок – разность абсолютных осадок двух соседних фундаментов.

Деформации грунтов зависят:

- от общего изменения их объема (уплотнение, набухание и пр.);
- деформируемости всех компонентов (фаз) грунта (сжимаемость поровой воды, ползучести скелета, сжимаемости паров и газов и пр.);
- взаимосвязей компонентов (фаз) грунта.

Различные виды деформаций грунтов и причины, их вызывающие, систематизированы в табл.6.1.

Таблица 6.1 – Главнейшие физические причины деформаций грунтов

Вид деформаций	Причины деформаций
Упругие	
изменение объема	Молекулярные силы упругости твердых частиц, а также тонких пленок воды и замкнутых пузырьков воздуха
искажение формы	Молекулярные силы упругости, искажение структурной решетки
Неупругие остаточные:	
уплотнения	Уменьшение пористости (компрессионные свойства) Расклинивающий эффект как результат действия электромолекулярных сил
набухания	Взаимные сдвиги частиц
ползучести	Разрушение структуры, излом частиц
чисто остаточные	

При этом первостепенными и определяющими видами деформаций являются:

- упругие, при расчете на динамические нагрузки, сейсмические воздействия и расчете гибких фундаментов на совместную работу их со сжимаемым основанием;
- неупругие, при расчете массивных фундаментов по предельным деформациям оснований;
- чисто остаточные, при расчете усовершенствованных земляных насыпей и дорожных покрытий.

6.2 Упругие деформации грунтов и методы их определения

6.2.1 Условия возникновения упругих деформаций

Как известно, упругость является общим свойством всех природных тел. Однако, так как грунты – это сложное природное дисперсное образование, то их как упругие тела можно рассматривать только при определенных условиях.

При действии местной нагрузки (большей структурной прочности грунта) и однократной загрузке и разгрузке в грунте будут наблюдаться как остаточные, так и упругие деформации, причем остаточные деформации будут во много раз превосходить по величине упругие деформации.

При многократном действии нагрузки и разгрузки грунт постепенно будет приходить в *упруго-уплотненное* состояние, характеризующееся постоянством его упругих свойств.

При воздействии нагрузки на грунт, находящийся в упруго-уплотненном состоянии, в нем опять возникнут значительные остаточные деформации, которые при достаточно большом числе циклов загрузки и разгрузки приведут грунт к новому упруго-уплотненному состоянию, но ещё с большим модулем упругости.

При определенной нагрузке будет превзойден предел фазы уплотнения грунта и наступит фаза развития сдвигов.

Если грунт обладает связностью, то до нагрузки, не разрушающей структурных связей, и при малых перемещения частиц, он будет вести себя как упругое тело, что подтверждается передачей через грунты упругих колебаний (вибраций, сейсмических волн, сотрясений и пр.).

При разрушении же структурных связей грунт перейдет в новое упругоуплотненное состояние.

Из методов определения упругих деформаций грунтов следует различать:

– *метод общих упругих деформаций*, когда учитываются упругие перемещения не только точек, лежащих под нагруженной поверхностью, но и точек, лежащих вне её;

– *метод местных упругих деформаций*, когда учитываются лишь деформации непосредственно в месте приложения нагрузки, а общие упругие деформации массива грунта не рассматриваются;

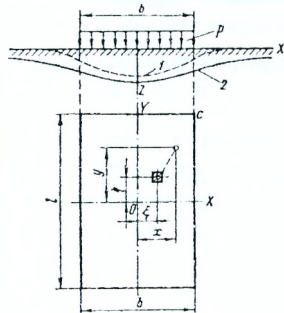
– *обобщенные методы*, учитывающие как общие восстанавливающие деформации, включая и упругие, так и местные, но остаточные деформации.

6.2.2 Метод общих упругих деформаций

Метод общих упругих деформаций базируется на строгих решениях теории упругости для упругого полупространства и для упругого слоя ограниченной конечной толщины, лежащего на несжимаемом основании.

Полученные по методу общих упругих деформаций решения будут также справедливы и для определения *общих деформаций* (упругих и остаточных) *линейно деформируемого полупространства* и *линейно деформируемого слоя ограниченной толщины*.

На рис.6.1. приведена расчетная схема линейно деформируемого полупространства для определения упругих деформаций методом общих упругих деформаций.



1 – деформация упругого слоя ограниченной толщины, опирающегося на несжимаемое основание; 2 – деформации упругого полупространства

Рисунок 6.1 – Расчетная схема линейно деформируемого полупространства для определения упругих деформаций

Исходной зависимостью при определении общих упругих деформаций полупространства является формула Буссинеска для вертикальных перемещений точек, лежащих на ограничивающей полупространство плоскости ($z = 0$) при действии на полупространство сосредоточенной силы P :

$$w_z = \frac{P}{\pi C R}, \quad (6.2)$$

где C – коэффициент упругого полупространства

$$C = \frac{E}{1 - \mu^2}. \quad (6.3)$$

Так как нами рассматривается линейно-деформируемое полупространство, то модуль упругости грунта E следует заменить на модуль общей деформации (упругой и остаточной E_0), а коэффициент Пуассона μ – на коэффициент общей относительной поперечной деформации μ_0 .

При действии на ограничивающую упругое полупространство плоскость *местной* равномерно распределенной по площадке A нагрузки p осадки любой точки определяются путем интегрирования выражения для вертикальных перемещений точки упругого полупространства от действия элементарной сосредоточенной силы $p d\xi d\eta$ (рис.6.1.).

Обозначив координаты рассматриваемой точки через x и y и используя формулу перемещений

$$\omega_z = \frac{P}{\pi C R}, \quad (6.4)$$

где $C = \frac{E_0}{1 - \mu_0^2}$ – так называемый коэффициент линейно-деформируемого полупространства, получим

$$S_{\text{всп}} = \frac{P}{\pi C} \iint_A \frac{d\xi d\eta}{\sqrt{(x - \xi)^2 + (y - \eta)^2}} \quad (6.5)$$

Данное уравнение решено для множества форм площадей загрузки, но все полученные решения сводятся к единой форме, а именно –

$$S_{\text{всп}} = \frac{\omega'}{C} p \sqrt{A}, \quad (6.6)$$

где ω' – интегральный коэффициент, постоянный для данной формы площади подошвы и местоположения рассматриваемой точки.

Выражение (6.6) показывает, что осадки однородного упругого (или линейно деформируемого) полупространства прямо пропорциональны удельному давлению на грунт p и корню квадратному из площади \sqrt{A} . Здесь $\frac{\omega'}{C}$ является коэффициентом пропорциональности.

Однако, как показывает практика, зависимость осадки от размера площади загрузки является более сложной, чем описываемая формулой (6.6).

На рис.6.2 приведена обобщенная кривая осадок грунтовых оснований при постоянном давлении на грунт, но с разной площадью загрузки.

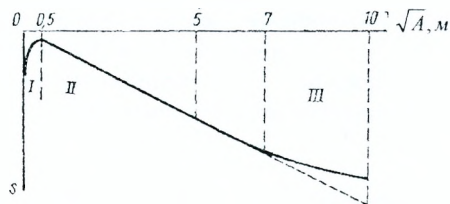


Рисунок 6.2 – Зависимость осадки природных грунтов от размеров площади загрузки

Для кривой характерны три области:

I – малых площадей загрузки (примерно до $0,25\text{ м}^2$), где при средних давлениях грунты находятся преимущественно в *фазе сдвигов*, причем наблюдается уменьшение осадки с увеличением площади, т.е. явление обратное тому, что дает теория упругости для фазы линейных деформаций;

II – при площадях от $0,25\text{--}0,50$ до $25\text{--}50\text{ м}^2$ (для однородных грунтов средней плотности, а для слабых грунтов и до больших значений), где осадки строго пропорциональны \sqrt{A} и соответствуют при средних давлениях на грунт *фазе уплотнения*, т.е. весьма близки к теоретическим;

III – для площадей, больших $25\text{--}50\text{ м}^2$, где осадки меньше теоретических, что объяснимо возрастанием модуля упругости, т.е. уменьшением деформируемости грунтов с глубиной.

Данная зависимость характерна для грунтов средней плотности. Бесспорно, для очень плотных грунтов эти пределы будут иными.

Для удобства практического использования полученная зависимость (6.6), при введении общепринятых обозначений,

$$\alpha = \frac{l}{b} \text{ и } \omega = \omega' \sqrt{\alpha},$$

так как $\ell = \alpha \cdot b$ и $A = \alpha \cdot b^2$, где ℓ и b – соответственно длина и ширина сторон прямоугольной площади загрузки, принимает вид:

$$S_{\text{упр}} = \omega \rho b \frac{1 - \mu^2}{E}, \quad (6.7)$$

где ω – коэффициент формы площади подошвы и жесткости фундамента (одинаковый для всей площади загрузки или различный для разных ее точек); ρ – удельное давление на грунт; b – ширина прямоугольной площади подошвы или диаметр круглой; E, μ – модули упругости (деформируемости) полупространства.

Придав обозначениям для модулей общей деформируемости подстрочное «0», из формулы (6.7) получаем

$$E_0 = \omega \rho b \frac{1 - \mu_0^2}{S}, \quad (6.8)$$

где S – общая осадка штампа (остаточная и упругая), но в пределах линейной зависимости между осадками S и давлением p .

Обычно значением коэффициента относительной поперечной деформации μ_0 задаются, принимая его согласно опытным данным равным: для глин и суглинков твердых и полутвердых $\mu_0 = 0,1\text{--}0,15$; тугопластичных – $\mu_0 = 0,20\text{--}0,25$; пластичных и текучепластичных $\mu_0 = 0,30\text{--}0,45$; и текучих $\mu_0 = 0,45\text{--}0,50$; для супеси – (в зависимости от консистенции) $\mu_0 = 0,15\text{--}0,30$; для песков $\mu_0 = 0,20\text{--}0,25$.

Исходя из принципа линейной деформируемости, в условиях невозможности бокового расширения грунта, имеем

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{\mu_0}{1 - \mu_0} p \text{ и } \sigma_z = p, \quad (6.9)$$

и соответственно относительная деформация ε_z будет равна:

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z}{E_z} - \frac{\mu_0}{E_0} (\sigma_x + \sigma_y). \quad (6.10)$$

Подставляя формулу (7.9) и (7.10) имеем:

$$\varepsilon_z = \frac{p}{E_0} \left(1 - \frac{2\mu_0^2}{1 - \mu_0}\right), \quad (6.11)$$

и тогда соответственно –

$$E_0 = \frac{\beta}{m_v}, \quad (6.12)$$

где $\beta = \frac{1 - 2\mu_0^2}{1 - \mu_0}$, а $m_v = \frac{\varepsilon_z}{p}$.

Следует отметить, что деформации упругого полупространства при действии местной нагрузки возникают не только непосредственно под нагрузкой (по ее подошве), но распространяются в стороны на значительные от нее расстояния, образуя «упругую лунку» (рис.6.1). Однако в реальных грунтовых условиях деформации «упругих лунок» незначительны, т.е. они имеют значительно меньше распространение, чем полученные по решению теории упругого полупространства.

Также необходимо иметь в виду и тот факт, что при малых толщинах упругого слоя ограниченной толщины ($h/b \leq 0,25$) форма площади подошвы почти не влияет на размер вертикальных деформаций слоя; при толщине же слоя грунта $h \geq 2b$, как показывают соответствующие расчеты, напряжения внутри слоя грунта и особенно *контактные давления* мало отличаются от давлений, получаемых по теории однородного упругого полупространства.

При толщине слоя сжимаемого грунта, опирающегося на несжимаемое основание, $h \leq b$ и $h \geq 0,1b$ необходимо полностью учитывать ограниченность слоя сжимаемого грунта.

6.2.3 Метод местных упругих деформаций

Метод местных упругих деформаций учитывает лишь упругие деформации непосредственно в месте приложения нагрузки и базируется на гипотезе Фусса-Винклера, согласно которой давление в данной точке прямо пропорционально лишь местной осадке грунта в этой точке, т.е.

$$p = C_z z, \quad (6.13)$$

где p – удельное давление, Па; C_z – коэффициент упругости основания, называемый иногда коэффициентом постели, Н/м³; z – вертикальное упругое перемещение – местная упругая осадка, м.

Отсюда упругая осадка будет определяться зависимостью

$$z = \frac{p}{C_z}, \quad (6.14)$$

т.е. упругая осадка будет только в месте приложения нагрузки, что и позволяет принять модель местного упругого основания в следующем виде (рис.6.3).

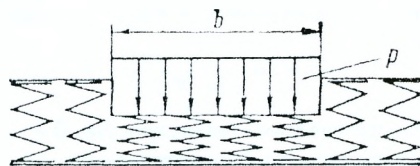


Рисунок 6.3 – Модель местного упругого основания

Следует заметить, что на данной гипотезе базируется вывод основного дифференциального уравнения изгиба фундаментных балок и плит, опирающихся на сплошное (винклеровское) упругое основание, по методу местных деформаций, и имеющее вид:

$$EI \frac{d^4 z}{dy^4} = -C_z z, \quad (6.15)$$

где EI – жесткость фундаментов балки; z – ее упругий прогиб.

Решение уравнения при $C_z = \text{const}$ не представляет особых затруднений. Постоянные интегрирования обычно определяются из начальных условий изгиба балки, опирающейся на сплошное основание.

Однако, как показывает практика, коэффициент упругости основания (C_z) не является для природных грунтов величиной постоянной, поэтому применение метода местных упругих деформаций полностью целесообразно только для конструкций, имеющих постоянную площадь подошвы и испытывающих одинаковый диапазон изменения внешних давлений (колейные элементы, железнодорожные шпалы и др.).

Для фундаментов сооружений применять метод местных упругих деформаций можно лишь с известным приближением при толщине слоя сжимаемого грунта меньше ширины фундаментной полосы, опирающейся на грунт, и достаточно точно – при толщине слоя грунта, не превосходящей *одной четверти ширины полосы*, т.е. для весьма малых толщин слоя сжимаемого грунта. При сильно сжимаемых грунтах с малым модулем деформации этот метод не применим вообще.

6.2.4 Обобщенные методы определения деформаций

Обобщенные методы определения деформаций грунтов учитывают как общие упругие, так и местные неупругие деформации грунтов.

Сегодня на практике наиболее распространен, особенно при расчете нежестких дорожных одежд, метод структурно-восстанавливающихся деформаций (метод Черкасова-Клейна), который учитывает общие восстанавливающиеся деформации (упругие и адсорбционные) и остаточные (структурные).

При этом восстанавливающиеся деформации принимают за линейно-деформируемые; они характеризуются коэффициентом, аналогичным коэффициенту упругого полупространства:

$$C_B = \frac{1 - \mu_B^2}{E_B}, \quad (6.16)$$

а структурные деформации определяют по теории размерностей, исходя из степенной зависимости

$$p = B \left(\frac{S_{ост}}{D} \right)^n, \quad (6.17)$$

где p – внешнее удельное давление (нагрузка), Па; B – число твердости, Н/м²; $S_{ост}$ – остаточная деформация, м; D – диаметр круглой площади загрузки, м; n – степень упрочнения (безразмерный параметр).

Полная осадка при круглой площади загрузки по этому методу определяется выражением

$$\frac{S_0}{D} S = \frac{\pi}{4} C_{в} p + \sqrt{\frac{p}{B}}, \quad (6.18)$$

а осадка точек поверхности грунта вне загруженной площади

$$S_r = \frac{D}{2} C_{в} p \operatorname{arc} \sin \frac{D}{2r}, \quad (6.19)$$

где r – расстояние от рассматриваемой точки на поверхности грунта до центра круглой площади загрузки.

6.3 Прогноз осадок фундаментов

6.3.1 Общие положения

Расчет осадок фундаментов имеет огромное практическое значение, так как без знания расчетной осадки невозможно проектировать фундаменты согласно нормативным требованиям по предельным деформациям оснований.

При возведении фундаментов в условиях современного строительства их общая осадка складывается из трех величин: 1 – *неупругой* (структурной) полностью остаточной осадки перематия верхнего слоя грунта при подготовке котлованов землеройными машинами; 2 – *пластических местных выдавливаний* грунта (вследствие неровностей поверхности) в момент установки фундаментов и их загрузки и 3 – *длительных осадок уплотнения и затухающей ползучести сжатой зоны* грунта под фундаментами.

Первая и вторая составляющие общей осадки хотя и возникают в начальный период строительства, но для них характерна неравномерность, что может вызвать появление дополнительных усилий на основание. Этим осадкам следует избегать, для чего необходима тщательная подготовка котлована.

Третья составляющая осадки – длительная деформация уплотнения оснований будет наибольшей и зависит не только от свойств грунтов всей *активной зоны* сжатия под фундаментами, но и от размеров и жесткости фундаментов и ушотненности грунтов.

Важно отметить, что прогнозы осадок грунтовых оснований будут полностью соответствовать фактическим, только если с достаточной точностью и необходимой повторностью определены расчетные характеристики грунтов и правильно установлены граничные условия при строгом решении задачи.

Поэтому для определения осадок основания первичным является выбор расчетной схемы показателей механических свойств, характера их напластования в основании и особенностей сооружения.

Наиболее употребимыми при проектировании являются следующие методы расчета осадки:

- определение осадки слоя грунта при сплошной нагрузке (основная задача);
- определение осадки неоднородного (слоистого) грунта основания (линейно-деформируемого полупространства) – метод послойного суммирования;
- определение осадок методом общих деформаций;
- определение осадок линейно-деформируемого слоя конечной толщины;
- определение осадки методом эквивалентного слоя грунта;
- определение осадки методом ограниченной сжимаемости толщи.

6.3.2 Осадка слоя грунта при сплошной нагрузке (основная задача)

При действии сплошной нагрузки (распространенной на значительные расстояния в стороны) слой грунта (рис. 6.4,а) будет испытывать только сжатие без возможности бокового расширения, совершенно аналогичное

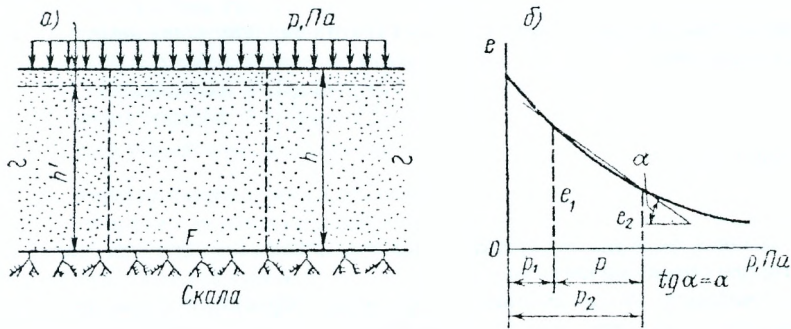


Рисунок 6.4 – Схема сжатия слоя грунта при сплошной нагрузке
а – схема нагрузки; б – компрессионная кривая

компрессионному сжатию в невысоком цилиндре с жесткими стенками. В рассматриваемых условиях будем иметь строго одномерную задачу компрессионного уплотнения грунтов, что позволяет для определения полной стабилизированной осадки использовать компрессионную кривую, т.е. результаты компрессионных испытаний грунтов (рис. 6.4,б).

Очевидно, что осадка грунта в этом случае происходит вследствие изменения его объема за счет уменьшения пористости при увеличении внешнего давления, а объем твердых частиц грунта при этом останется практически неизменным.

Выделяя в рассматриваемом слое на всю его высоту h цилиндр площадью поперечного сечения A и принимая во внимание, что объем твердых частиц в единице объема грунта равен $m = \frac{1}{1+e}$, приравняем объем твердых частиц

выделенного цилиндра до приложения нагрузки объему после полного компрессионного уплотнения под нагрузкой. Тогда

$$\frac{1}{1+e_1} Ah = \frac{1}{1+e_2} Ah', \quad (6.20)$$

где e_1 – начальный коэффициент пористости грунта, соответствующий условиям естественного залегания, определяемый по данным удельного веса природного грунта γ , влажности W и удельного веса частиц грунта γ_s :

$$e_1 = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d}, \quad \text{где } \gamma_d = \frac{\gamma}{1+W}; \quad (6.21)$$

e_2 – коэффициент пористости грунта, соответствующий увеличению давления на грунт на величину внешней нагрузки p , определяемый компрессионной кривой; h' – конечная (стабилизированная) высота слоя грунта.

Сокращая обе части уравнения 6.20 на A , которая в условиях невозможности бокового расширения остается неизменной, и решая его относительно h' , получим

$$h' = h \frac{1+e_2}{1+e_1}. \quad (6.22)$$

А так как осадка s равна разности высот грунта до уплотнения нагрузкой и после, то получим

$$s = h - h' = h \left[1 - \frac{1+e_2}{1+e_1} \right], \quad (6.23a)$$

или окончательно

$$s = h \frac{e_1 - e_2}{1+e_1}. \quad (6.23)$$

Данная формула и определяет полную стабилизированную осадку слоя грунта при сплошной нагрузке.

Учитывая, что изменение коэффициента пористости прямо пропорционально изменению давления, т.е. $e_1 - e_2 = m_0(p_2 - p_1) = m_0 p$, будем иметь

$$s = h \frac{m_0}{1+e_1} p. \quad (6.24)$$

Величина $\frac{m_0}{1+e_1} = m_v$, как было показано ранее характеризует коэффициент относительной сжимаемости грунта, что позволяет получить наиболее простой вид формулы для осадки слоя грунта при сплошной нагрузке –

$$s = hm_v p, \quad (6.25)$$

а так как $m_v = \frac{\beta}{E_0}$, то

$$s = h \frac{\beta}{E_0} p. \quad (6.26)$$

Следует отметить, что эти формулы тождественны и будут справедливы для любых грунтов в пределах линейной зависимости между напряжениями и общими деформациями.

Для сильно сжимаемых грунтов, для которых характерны большие изменения коэффициента пористости под нагрузкой и большом диапазоне изменения внешних давлений, необходимо учитывать изменение коэффициента пористости.

На практике чаще всего используют зависимость, описывающую компрессионную кривую, построенную в полулогарифмических координатах

$$e_i = e_0 - C_c \cdot \ln \frac{P_i}{P_0}, \quad (6.27)$$

Отсюда расчетная зависимость (6.26) примет вид

$$S = \frac{h}{1 + e_0} C_c \ln \frac{P_i}{P_0}, \quad (6.28)$$

где e_0 – начальный коэффициент пористости грунта; C_c – коэффициент компрессионности; P_0 – начальное давление грунта; P_i – давление, соответствующее i -ой степени нагрузки.

6.3.3 Метод послойного суммирования

Метод послойного элементарного суммирования заключается в том, что осадку грунта под действием нагрузки определяют как сумму осадок элементарных слоев грунта такой толщины, для которых можно без большой погрешности принимать при расчетах средние значения действующих напряжений и средние значения характеризующих грунты коэффициентов.

По особенностям учета напряжений для выделенных слоев рассмотрим два основных способа: 1 – учет только осевых сжимающих напряжений σ_z , и 2 – учет всех нормальных напряжений – $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$.

1. Учет только осевых сжимающих напряжений

Основными предпосылками для него являются определение осадок грунта по условию невозможности бокового расширения грунта и учет при расчете осадок только осевых максимальных сжимающих напряжений σ_z .

Учет максимальных сжимающих напряжений несколько компенсирует неучет бокового расширения (боковых деформаций грунта, которые могут составлять значительную часть от общей осадки), и в общем расчетная осадка оказывается (для грунтов средней плотности и плотных) не очень отличающейся от наблюдаемой, хотя, как правило, она почти всегда (за исключением ту-гопластичных и твердых глин, для которых необходим учет (i_0 и $p_{смп}$), меньше наблюдаемой.

При определении осадок по условию невозможности бокового расширения грунта мысленно выделяют в грунте под центром подошвы фундамента вертикальную призму сечением единица и высотой от уровня подошвы до глубины активной зоны сжатия h_a или до коренной скальной породы.

Расчетная схема приведена на рис. 6.5.

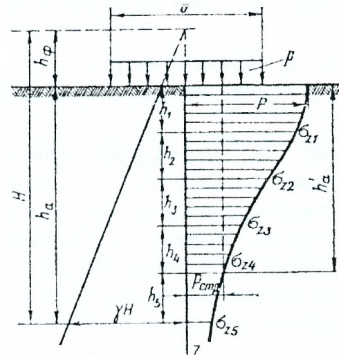


Рисунок 6.5 – Расчетная схема сжимающих напряжений по способу послойного суммирования

Для различных сечений выделенной призмы (горизонтальных площадок) определяют по теории линейно деформируемых тел максимальное сжимающее напряжение σ_z .

Далее считают, что каждый элемент грунта будет испытывать только вертикальное сжатие под действием среднего давления (максимального сжимающего напряжения σ_z) без возможности бокового расширения. Тогда для осадки отдельного элемента, если не учитывать (в запас) структурную прочность сжатия, будет применима формула:

$$S \approx hm_0\sigma_z \text{ или } S \approx h \frac{\beta}{E_0} \sigma_z, \quad (6.29)$$

а всей толщи

$$S = \sum_{i=1}^{i=h} h_i m_{0i} \sigma_{zi}, \quad (6.30)$$

или, что то же самое,

$$S = \sum_{i=1}^{i=h} h_i \frac{\beta_i}{E_{0i}} \sigma_{zi}, \quad (6.31)$$

где h_i – мощность отдельных слоев грунта; m_{0i} – коэффициент относительной сжимаемости отдельного слоя грунта; β_i – коэффициент, зависящий от бокового расширения грунта; E_{0i} – модуль общей деформации грунта.

Знак суммы распространяется на всю глубину активной зоны сжатия h_a .

Глубина активной зоны сжатия h_a соответствует такой глубине, ниже которой деформациями грунтовой толщи (при расчете осадок фундаментов заданных размеров) можно пренебречь.

Согласно СНБ 5.01.01–99 эта глубина должна удовлетворять условию

$$\max \sigma_z \leq 0,2\gamma H, \quad (6.32)$$

т.е. максимальное давление от внешней нагрузки должно быть меньше 20% давления от собственного веса слоя грунта высотой H от природного рельефа до активной глубины сжатия h_a .

Отметим, что для фундаментов с большой площадью подошвы неравенство для определения глубины активной зоны сжатия часто ограничивают соотношением:

$$\max \sigma_z \leq 0,5\gamma H, \quad (6.33a)$$

тогда как в европейских странах принимают

$$\max \sigma_z \leq 0,1p, \quad (6.33)$$

где p – внешняя нагрузка.

Для глинистых грунтов активная зона сжатия определяется из условия

$$\max \sigma_z \leq P_{стр}, \quad (6.34)$$

где $P_{стр}$ – структурная прочность грунта, т.е. учитывается сжатие слоев грунта лишь до глубины h'_a , где возникающие сжимающие напряжения будут больше структурной прочности грунтов; причем для вязких, тугопластичных и твердых глин необходимо учесть также и уменьшающее влияние начального градиента напора; для толщи связных *структурно неустойчивых* грунтов (лёссовых, вечномёрзлых и пр.) необходимо учитывать лишь *остаточную структурную прочность* (после замачивания лёссовых или оттаивания вечномёрзлых).

Расчетная формула для осадок структурно неустойчивых грунтов будет несколько иной. Так, полученная выше зависимость (6.34) справедлива лишь для давлений от 0,05 до 0,40 МПа.

Используя зависимости

$$S = h \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} \quad \text{и} \quad P < n \gamma_0 P_{сп}, \quad (6.35)$$

полагая $P = \sigma_z$, для структурно неустойчивых (просадочных и вечномёрзлых) грунтов имеем:

$$\frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} = A_0 + m_p p. \quad (6.36)$$

Тогда соответственно стабилизированная осадка будет определяться зависимостью

$$S \approx \sum_{i=1}^{i=n} A_i h_i + \sum_{i=1}^{i=n} m_p h_i \sigma_z, \quad (6.37)$$

где A_0 – коэффициент *оттаивания* для вечномёрзлых грунтов или коэффициент *просадки* для лессовых грунтов при замачивании; m_p – коэффициент относительной сжимаемости грунтов в процессе их просадки; n – число учитываемых слоев грунта от подошвы фундаментов до глубины просевшей толщи.

2. Учет составляющих нормальных напряжений

Отметим, что этот способ даст более точные результаты по сравнению с рассмотренным ранее приближенным способом учета осевых сжимающих напряжений.

Как известно, относительная деформация выделяемого по оси элемента в общем случае

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E_0} [\sigma_z - \mu_0 (\sigma_x + \sigma_y)], \quad (6.38)$$

Разделив правую часть выражения на два слагаемых и обозначив

$$\sigma_{cp} = \frac{1}{3} (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) = \frac{\Theta}{3}, \quad (6.39)$$

где Θ – сумма нормальных напряжений (первый инвариант напряжений), после небольших преобразований получим

$$\varepsilon_z = \frac{1 + \mu_0}{E_0} \sigma_z - \frac{\mu_0}{E_0} \Theta. \quad (6.40)$$

Вычисления значений σ_z и Θ табулированы, что делает расчет весьма простым и удобным.

А так как $\varepsilon_z = \frac{S}{h}$, то осадка фундаментов, определяемая по методу послойного суммирования с учетом всех нормальных напряжений, а следовательно, и боковых деформаций грунта может быть получена по формуле:

$$S = \frac{1 + \mu_0}{E_0} \sum_{i=1}^{i=h_i} \sigma_{zi} h_i - \frac{\mu_0}{E_0} \sum_{i=1}^{i=h_i} \Theta_i h_i. \quad (6.41)$$

Имеется также ряд расчетных формул, когда за характеристику сжимаемости принимается модуль осадки

$$\varepsilon_p = \frac{S}{h}, \quad (6.42)$$

(т.е. относительная деформация при заданном внешнем давлении p в условиях невозможности бокового расширения грунта), позволяющий учесть криволинейность зависимости деформаций грунта от нагрузки.

Осадка элементарного слоя грунта мощностью h в случае действия сжимающих напряжений по трем взаимно перпендикулярным направлениям и невозможности бокового расширения грунта (учитывая, что $S_v = h\varepsilon_p$)

$$S_v = h[\varepsilon_{pz} - \mu_0(\varepsilon_{px} + \varepsilon_{py})], \quad (6.43)$$

где $\varepsilon_{pz}, \varepsilon_{px}, \varepsilon_{py}$ – модули осадки (относительные деформации) при непосредственном и изолированном воздействии на элемент грунта нормальных напряжений, зависящие от величины этих напряжений.

Так как в реальных условиях грунт работает не без возможности, а при ограниченности бокового расширения, то расчетная формула будет иметь окончательный вид

$$S_v = M_0 h[\varepsilon_{pz} - \mu_0(\varepsilon_{px} + \varepsilon_{py})], \quad (6.44)$$

где $M_0 = 1/\beta$.

Если не учитывать боковое расширение грунта, то следует положить $\mu_0 = 0$ и $M_0 = 1$, и тогда

$$S_v = h\varepsilon_{pz}. \quad (6.45)$$

Для вычисления осадки всей активной зоны грунта необходимо суммировать осадки элементарных слоев.

Если слой грунта имеет ограниченную мощность (рис.6.6), то осадка грунта находится методом перемещений угловой точки площадки загрузки, разработанным Д.Тейлором.

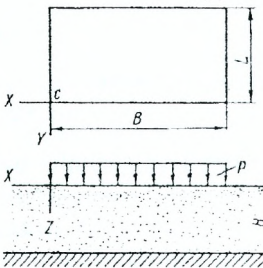


Рисунок 6.6 – Схема действия местной нагрузки на слой грунта ограниченной толщины

Расчетная зависимость для осадки угловой точки C прямоугольной площадки загрузки имеет вид:

$$S_c = \frac{h}{E_0} (1 + \mu_0) [(1 - \mu_0)m_z + (1 - 2\mu_0)n_z] p, \quad (6.46)$$

где m_z, n_z – матрицы коэффициентов влияния для вертикального перемещения угловой точки под прямоугольной площадкой загрузки *слоя ограниченной мощности*, определяемые в зависимости от относительной длины l и относительной ширины b загруженного участка, причем $l = \frac{L}{H}$; $b = \frac{B}{H}$.

Номограмма матриц m_z и n_z приведена на рис.6.7.

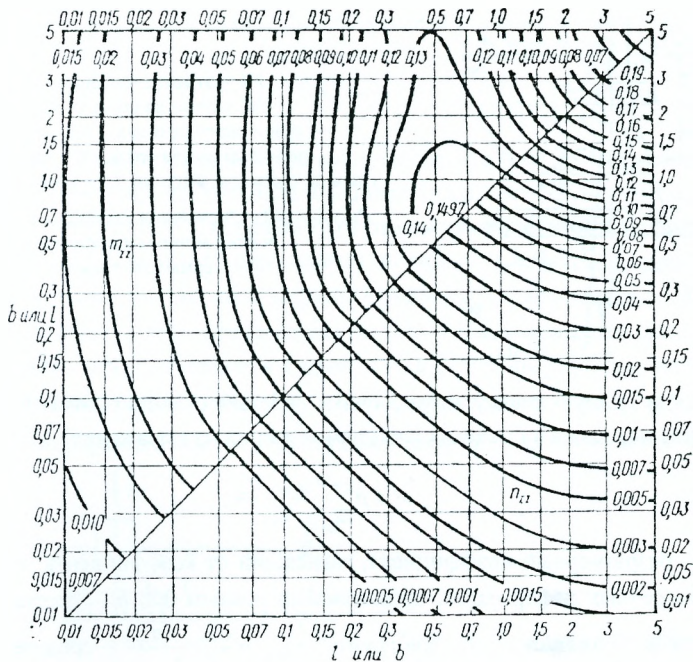


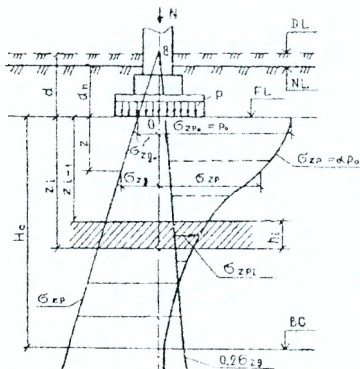
Рисунок 6.7 – Номограмма матриц коэффициентов влияния m_z и n_z

При расчете осадок слоистой толщи грунтов рекомендуется использовать выведенные ранее формулы (6.44) и (6.46), но при этом необходимо границы элементарных слоев выбирать так, чтобы они совпадали с границами разделов слоев разной сжимаемости, и, конечно, учитывать различные значения модулей деформируемости для различных слоев грунта.

Расчет осадки методом послойного суммирования удобно вести с использованием графических построений в следующей последовательности:

- строят геологический разрез строительной площадки на месте рассчитываемого фундамента;
- наносятся размеры фундамента;
- строятся эпюры напряжений от собственного веса грунта σ_{zg} и дополнительного σ_{zp} от внешней нагрузки;
- определяется сжимаемая толщина H_c ;
- разбивается H_c на слои толщиной $h_i \leq 0.4b$;
- определяется осадка элементарного слоя грунта по формуле:

$$S_i = \frac{\beta}{E_i} \sigma_{zp+cp} \cdot h_i. \quad (6.47)$$



DL – отметка планировки.
NL – отметка поверхности
 природного рельефа; *FL* – отметка
 подошвы фундамента; *BC* – нижняя
 граница сжимаемой толщи; *H_c* – сжимаемая толщина

Рисунок 6.8 – Расчетная схема для определения осадки методом послойного суммирования

Тогда полную осадку можно найти простым суммированием осадок всех элементарных слоев в пределах сжимаемой толщи из выражения

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp, ср} \cdot P_z}{E_i}, \quad (6.48)$$

где β – безразмерный коэффициент, зависящий от коэффициента относительных поперечных деформаций, принимаемый равным 0,8; h_i – высота i -го слоя; E_i – модуль деформации i -го слоя грунта; $\sigma_{zp, ср} = \frac{\sigma_{zp(i-1)} + \sigma_{zp(i)}}{2}$ – среднее напряжение i -го элементарного слоя.

Метод послойного суммирования позволяет определять осадку не только центральной точки подошвы фундамента. С его помощью можно вычислить осадку любой точки в пределах или вне пределов фундамента. Для этого пользуются методом угловых точек и строится эпюра напряжений вертикальной, проходящей через точку, для которой требуется расчет осадки.

6.3.4 Метод линейно-деформируемого слоя

Метод линейно-деформируемого слоя основан на следующих допущениях:

- 1) грунт – линейно-деформируемое тело;
- 2) деформации в грунте развиваются под действием всех компонентов напряжений;
- 3) осадка фундамента равна средней осадке поверхности слоя грунта, развивающейся под действием местной гибкой равномерно распределенной нагрузки;
- 4) распределение напряжений в основании соответствует задаче однородного полупространства, а жесткость подстилающего слоя учитывается поправочным коэффициентом k_s .

Согласно расчетной схемы (рис.6.9), осадка основания определяется по формуле:

$$S = \frac{Pbk_c}{k_m} \sum_{i=1}^n \frac{k_i - k_{i-1}}{E_i}, \quad (6.48a)$$

где P – среднее давление под подошвой фундамента (при $b < 10\text{м}$ принимается $P = P_0$); b – ширина прямоугольного или диаметр круглого фундамента; k_c – коэффициент, принимаемый в зависимости от относительной суммарной толщины деформирующихся слоев ($2H/b$), определяется по табл. 6.2; k_m – коэффициент, зависящий от модуля деформации и ширины фундамента, принимается по табл. 6.2; k_i и k_{i-1} – коэффициенты, определяемые по табл.6.3 в зависимости от формы подошвы фундамента, соотношения сторон и относительной глубины, на которой расположены подошва и кровля i -го слоя (соответственно $\zeta_i = 2z_i/b$; $\zeta_{i-1} = 2z_{i-1}/b$); E_i – модуль деформации i -го слоя грунта или инженерно-геологического элемента.

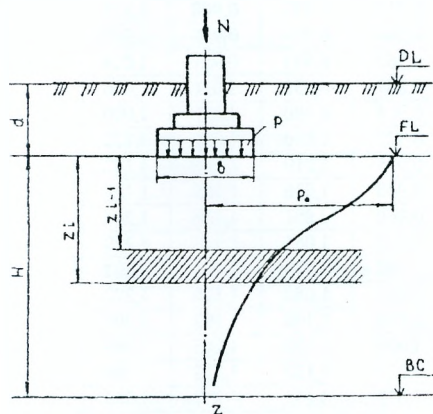


Рисунок 6.9 – Схема к расчету осадки методом линейно-деформируемого слоя

Таблица 6.2 -- Значения коэффициента k_c

$\xi = 2H/b$	0-0,5	0,5-1,0	1-2	2-3	3-5	>5
k_c	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0

Значения коэффициента k_m

Модуль деформации E , МПа	При ширине фундамента b , м		
	<10	10-15	>15
<10	1,0	1,0	1,0
≥ 10	1,0	1,35	1,5

Таблица 6.3 – Значения коэффициента k

$\xi = 2z/b$	Для фундаментов							
	круглых	прямоугольных с соотношением сторон $\eta=l/b$						ленточных ($\eta>10$)
		1	1.4	1.8	2.4	3.2	5	
0.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.4	0.090	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.104
0.8	0.179	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.208
1.2	0.266	0.299	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.311
1.6	0.348	0.380	0.394	0.397	0.397	0.397	0.397	0.412
2.0	0.411	0.446	0.472	0.482	0.486	0.486	0.486	0.511
2.4	0.461	0.449	0.538	0.556	0.565	0.567	0.567	0.605
2.8	0.501	0.542	0.592	0.618	0.635	0.640	0.640	0.687
3.2	0.532	0.577	0.637	0.671	0.696	0.707	0.709	0.763
3.6	0.558	0.606	0.676	0.717	0.750	0.768	0.772	0.831
4.0	0.579	0.630	0.708	0.756	0.796	0.820	0.830	0.892
4.4	0.596	0.650	0.735	0.789	0.837	0.867	0.883	0.949
4.8	0.611	0.668	0.759	0.819	0.873	0.908	0.932	1.001
5.2	0.624	0.683	0.780	0.844	0.904	0.948	0.977	1.050
5.6	0.635	0.697	0.798	0.867	0.933	0.981	1.018	1.095
6.0	0.645	0.708	0.814	0.887	0.958	1.011	1.056	1.138
6.4	0.653	0.719	0.828	0.904	0.980	1.041	1.090	1.178
6.8	0.661	0.728	0.841	0.920	1.000	1.065	1.122	1.215
7.2	0.668	0.736	0.852	0.935	1.019	1.088	1.152	1.251
7.6	0.674	0.744	0.863	0.948	1.036	1.109	1.180	1.285
8.0	0.679	0.751	0.872	0.960	1.051	1.128	1.205	1.316
8.4	0.684	0.757	0.881	0.970	1.065	1.146	1.229	1.347
8.8	0.689	0.762	0.888	0.980	1.078	1.162	1.251	1.376
9.2	0.693	0.768	0.896	0.989	1.089	1.178	1.272	1.404
9.6	0.697	0.772	0.902	0.998	1.100	1.192	1.291	1.431
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	1.032	1.132	1.223	1.349	1.506
12.0	0.720	0.794	0.933	1.037	1.151	1.257	1.384	1.650

В случае слоистого основания оно приводится к однородному следующим образом. Деформацию отдельного слоя слоистого основания определяют из допущения, что грунт рассматриваемого слоя простирается от подошвы фундамента на бесконечно большую глубину. Осадку данного слоя находят, как в задаче об осадке однородного основания. Осадки других слоев определяют подобным же способом, изменяя лишь соответственно модуль деформации грунта, а затем получают осадку фундамента на слоистом основании.

6.3.5 Метод эквивалентного слоя грунта

Метод эквивалентного слоя грунта, так же как и все другие методы расчета осадок фундаментов, базируется на теории линейно-деформируемых тел, но он технически прост и позволяет определить не только конечную стабилизированную осадку фундаментов, но и протекание осадок во времени, приводя сложнейшую пространственную задачу теории консолидации к эквивалентной одномерной.

При этом для однородных на достаточную глубину грунтов определений полной стабилизированной осадки фундаментов по методу эквивалентного слоя является строгим решением теории уплотнения линейно деформируемого полупространства. Для прогноза же осадок фундаментов слоистых напластованиях грунтов и затухания осадок во времени приняты упрощающие положения также обеспечивают точность, достаточную для практических целей.

Вначале определимся, что понимается под эквивалентным слоем. Это такой слой грунта, осадка которого при сплошной нагрузке в точности равна осадке фундамента на мощном массиве грунта (полупространстве).

Для определения толщины эквивалентного слоя грунта h_s , приравняем вертикальную деформацию S_0 отдельного слоя грунта при сплошной нагрузке вертикальной деформации S_{II} при местной нагрузке на полупространстве, т.е.

$$S_0 = S_{II} \quad (6.49)$$

А так как относительная деформация слоя грунта при сплошной нагрузке

$$\varepsilon_z = \frac{p}{E_0} \left(1 - \frac{2\mu_0^2}{1 - \mu_0}\right), \quad (6.50)$$

то, умножая относительную деформацию на полную высоту слоя h_s , получим

$$S_{II} = \omega p b \frac{1 - \mu_0^2}{E_0}. \quad (6.52)$$

Подставив эти значения (6.51) и (6.52) в уравнение (6.49) и решая относительно h_s , получим:

$$h_s = \frac{(1 - \mu_0)^2}{1 - 2\mu_0} \omega b. \quad (6.53)$$

Обозначая постоянный для данного грунта коэффициент одним символом

$$A = \frac{(1 - \mu_0)^2}{1 - 2\mu_0}, \quad (6.54)$$

получим формулу для определения мощности эквивалентного слоя грунта:

$$h_s = A \omega b, \quad (6.55)$$

то есть мощность эквивалентного слоя грунта зависит от бокового расширения грунта (коэффициент A), от формы и жесткости фундамента (коэффициент ω) и пропорциональна ширине подошвы фундамента b .

Отсюда, зная величину h_s , осадку фундамента заданных размеров и формы, можно определить по зависимости –

$$S = h_s m_s p. \quad (6.56)$$

Полученная зависимость весьма удобна в применении на практике, тем более что для вычисления эквивалентного слоя грунта нами составлена вспомогательная таблица значений коэффициента эквивалентного слоя $A\omega$ как для максимальной и средней осадок гибких фундаментов (по $A\omega$ и $A\omega_m$), так и осадок абсолютно жестких фундаментов (по $A\omega_{\text{const}}$) (табл.6.4).

Таблица 6.4 – Значения коэффициента эквивалентного слоя $A\omega$ (по Н.А.Цыговичу)

$\alpha = l/b$	Пески		Суглинки пластичные			Глины сильно-пластичные $\mu_0 = 0,40$									
	Твердые глины и суглинки		Супеси												
	$\mu_0 = 0,20$	$\mu_0 = 0,25$	$\mu_0 = 0,30$	$\mu_0 = 0,35$	$\mu_0 = 0,40$										
1	1,20	1,01	0,94	1,26	1,07	0,99	1,37	1,17	1,08	1,58	1,34	1,24	2,02	1,71	1,58
1,5	1,45	1,23	1,15	1,53	1,30	1,21	1,66	1,40	1,32	1,91	1,62	1,52	2,44	2,07	1,94
2	1,63	1,39	1,30	1,72	1,47	1,37	1,88	1,60	1,49	2,16	1,83	1,72	2,76	2,34	2,20
3	1,90	1,63	1,54	2,01	1,73	1,62	2,18	1,89	1,76	2,51	2,15	2,01	3,21	2,75	2,59
4	2,09	1,81	1,72	2,21	1,92	1,81	2,41	2,09	1,97	2,77	2,39	2,26	3,53	3,06	2,90
5	2,24	1,95	1,84	2,37	2,02	1,94	2,58	2,25	2,11	2,96	2,57	2,42	3,79	3,29	3,10
6	2,37	2,09	-	2,50	2,21	-	2,72	2,41	-	3,14	2,76	-	4,00	3,53	-
7	2,47	2,18	-	2,61	2,31	-	2,84	2,51	-	3,26	2,87	-	4,18	3,67	-
8	2,56	2,26	-	2,70	2,40	-	2,94	2,61	-	3,38	2,98	-	4,32	3,82	-
9	2,64	2,34	-	2,79	2,47	-	3,03	2,69	-	3,49	3,08	-	4,46	3,92	-
10	2,71	2,40	2,26	2,86	2,54	2,38	3,12	2,77	2,60	3,58	3,17	2,98	4,58	4,05	3,82
Более 10	$A\omega_0 A\omega_m A\omega_c$	$A\omega_0 A\omega_m A\omega_c$	$A\omega_0 A\omega_m A\omega_c$	$A\omega_0 A\omega_m A\omega_c$	$A\omega_0 A\omega_m A\omega_c$	$A\omega_0 A\omega_m A\omega_c$	$A\omega_0 A\omega_m A\omega_c$	$A\omega_0 A\omega_m A\omega_c$	$A\omega_0 A\omega_m A\omega_c$	$A\omega_0 A\omega_m A\omega_c$	$A\omega_0 A\omega_m A\omega_c$	$A\omega_0 A\omega_m A\omega_c$	$A\omega_0 A\omega_m A\omega_c$	$A\omega_0 A\omega_m A\omega_c$	$A\omega_0 A\omega_m A\omega_c$

Примечание: для сокращения в таблице $A\omega_{const}$ обозначено $A\omega_c$.

Для определения осадок фундаментов с круглой площадью подошвы можно воспользоваться следующим соотношением:

$$\omega_{кр} \approx \omega_{кв} \sqrt{\frac{\pi}{4}} \approx 0,887 \omega_{кв}, \quad (6.57)$$

где $\omega_{кр}$ – коэффициент формы для фундамента с круглой площадью подошвы; $\omega_{кв}$ – то же, для фундамента с квадратной площадью подошвы (при $\alpha = l/b = 1$).

Нужно также иметь в виду, что между коэффициентами эквивалентного слоя для центра прямоугольной площади абсолютно гибкой нагрузки и ее угловой точки существует простое соотношение

$$A\omega_c = \frac{1}{2} A\omega_0, \quad (6.58)$$

где $A\omega_c$ – коэффициент эквивалентного слоя для угловых точек прямоугольной площади загрузки.

Для определения осадок фундаментов с *прямоугольной* площадью подошвы пользуются *методом угловых точек*, согласно которому рассматриваемую точку располагают так, чтобы она была *угловой*; тогда *осадка* любой точки поверхности грунта под действием равномерно распределенной нагрузки равна *алгебраической сумме* осадок грунта от *прямоугольных* площадей загрузки, для которых эта точка является *угловой*.

Рассмотрим три основных случая (рис.6.10)

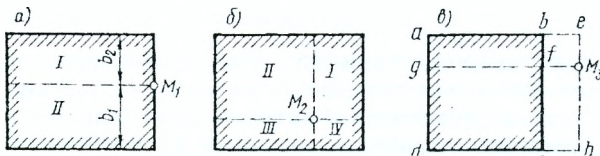


Рисунок 6.10 – Схемы построения прямоугольников загрузки при определении осадок по методу эквивалентного слоя угловых точек

- 1) точка M_1 (рис.6.10,а) лежит на контуре загруженного прямоугольника;
- 2) точка M_2 (рис.6.10,б) лежит внутри загруженного прямоугольника;
- 3) точка M_3 (рис.6.10,в) лежит вне загруженного прямоугольника.

В первом случае осадка точки M_1 определится как сумма осадок угловых точек прямоугольников I и II, т.е.

$$S_1 = (h_{\text{I}} + h_{\text{II}})m, p, \quad (6.59)$$

где $h_{\text{I}} = (A\omega_c)_I b_2$; $h_{\text{II}} = (A\omega_c)_{II} b_1$.

Во втором случае загруженную площадь разбиваем на четыре прямоугольника так, чтобы точка M_2 была угловой, тогда

$$S_2 = (h_{\text{I}} + h_{\text{II}} + h_{\text{III}} + h_{\text{IV}})m, p, \quad (6.60)$$

где h_{I} – толщина эквивалентного слоя для соответствующих площадей загрузки.

В третьем случае осадка складывается из алгебраической суммы осадок угловых точек прямоугольников загрузки

$$I + aeM_3g; II + gM_3hd; III - beM_3f; IV - fM_3hc. \quad (6.61)$$

Тогда осадка рассматриваемой точки M_3 будет равна

$$S_3 = (h_{\text{I}} + h_{\text{II}} - h_{\text{III}} - h_{\text{IV}})m, p. \quad (6.62)$$

Значения коэффициентов эквивалентного слоя $A\omega_c$ для прямоугольных площадей загрузки с отношением сторон $\alpha = \ell / b$, где ℓ и b – соответственно длина и ширина площадки загрузки приведены в табл.6.5.

Таблица 6.5 – Значение $A\omega_c$ для угловых точек прямоугольных площадей загрузки

α	Значение μ_0					
	0,10	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40
1,0	0,568	0,598	0,631	0,687	0,790	1,010
1,1	0,595	0,627	0,662	0,720	0,828	1,059
1,2	0,621	0,654	0,690	0,751	0,863	1,104
1,3	0,611	0,679	0,716	0,780	0,896	1,146
1,4	0,667	0,702	0,740	0,806	0,927	1,185
1,5	0,687	0,724	0,764	0,832	0,956	1,222
1,6	0,707	0,745	0,785	0,855	0,988	1,257
1,7	0,725	0,764	0,806	0,878	0,009	1,289
1,8	0,743	0,783	0,825	0,899	0,033	1,321
1,9	0,760	0,800	0,844	0,919	0,057	1,350
2,0	0,775	0,817	0,862	0,938	0,079	1,379
2,1	0,791	0,833	0,878	0,957	1,100	1,406
2,2	0,805	0,848	0,895	0,974	1,120	1,431
2,3	0,819	0,863	0,910	0,991	1,139	1,456
2,4	0,832	0,877	0,925	1,007	1,158	1,480
2,5	0,845	0,890	0,939	1,022	1,176	1,502
2,6	0,857	0,903	0,953	1,037	1,193	1,524
2,7	0,869	0,916	0,966	1,052	1,209	1,546
2,8	0,881	0,928	0,979	1,066	1,225	1,566
2,9	0,892	0,940	0,991	1,079	1,241	1,586
3,0	0,903	0,951	1,003	1,092	1,256	1,605
3,2	0,923	0,972	1,026	1,117	1,284	1,641
3,4	0,942	0,993	1,047	1,140	1,311	1,675

Продолжение таблицы 6.5

3,6	0,961	1,012	1,067	1,162	1,336	1,708
3,8	0,978	1,030	1,086	1,183	1,360	1,738
4,0	0,994	1,047	1,105	1,203	1,383	1,767
4,2	1,009	1,064	1,122	1,222	1,404	1,795
4,4	1,025	1,079	1,139	1,239	1,425	1,821
4,6	1,039	1,094	1,154	1,254	1,445	1,847
4,8	1,052	1,109	1,169	1,273	1,464	1,871
5,0	1,065	1,122	1,184	1,289	1,482	1,894
5,5	1,096	1,155	1,218	1,326	1,524	1,948
6,0	1,124	1,184	1,249	1,360	1,568	1,998
6,5	1,150	1,211	1,277	1,391	1,599	2,044
7,0	1,178	1,236	1,304	1,420	1,632	2,086
7,5	1,195	1,259	1,328	1,446	1,663	2,125
8,0	1,216	1,281	1,351	1,472	1,692	2,162
8,5	1,236	1,302	1,373	1,495	1,719	2,197
9,0	1,251	1,321	1,393	1,517	1,744	2,230
9,5	1,272	1,340	1,413	1,538	1,769	2,261
10,0	1,288	1,357	1,431	1,558	1,792	2,290
11,0	1,319	1,389	1,465	1,595	1,831	2,344
12,0	1,347	1,419	1,496	1,629	1,873	2,394
13,0	1,372	1,446	1,525	1,661	1,909	2,440
14,0	1,396	1,471	1,551	1,689	1,942	2,482
15,0	1,418	1,494	1,576	1,716	1,973	2,522
16,0	1,439	1,516	1,599	1,741	2,002	2,559
17,0	1,459	1,537	1,621	1,765	2,029	2,594
18,0	1,477	1,556	1,641	1,787	2,055	2,626
19,0	1,495	1,575	1,661	1,808	2,079	2,657
20,0	1,511	1,592	1,679	1,828	2,102	2,687
25,0	1,583	1,668	1,759	1,915	2,202	2,814
30,0	1,642	1,730	1,824	1,986	2,284	2,912
35,0	1,692	1,782	1,880	2,047	2,353	3,007
40,0	1,735	1,827	1,927	2,099	2,413	3,084
50,0	1,807	1,903	2,007	2,186	2,513	3,212
60,0	1,865	1,965	2,072	2,257	2,594	3,316
70,0	1,915	2,017	2,128	2,317	2,664	3,404
80,0	1,958	2,063	2,176	2,369	2,723	3,481
100,0	2,030	2,139	2,256	2,456	2,824	3,600

Необходимо отметить, что во всех рассмотренных случаях очертание эпюры уплотняющих давлений *остается треугольным*, что позволяет стабилизированную осадку фундаментов (равную площади эпюры уплотняющих давлений, умноженной на коэффициент относительной сжимаемости) определять по формуле:

$$S = \frac{h_p m_v p_0}{2} \quad (6.63)$$

Некоторую специфичность расчеты осадок по методу эквивалентного слоя имеют для следующих случаев:

- 1 – при залегании на некоторой глубине несжимаемых скальных пород;

- 2 – при формировании сжимаемой толщи уплотненными грунтами;
- 3 – при формировании сжимаемой толщи грунтами, обладающими структурной прочностью;
- 4 – при слоистой толще грунтов.

Для 1-го случая, т.е. при ограниченной мощности сжимаемой толщи коэффициент ω в формуле эквивалентного слоя грунта будет переменной величиной, зависящей от отношения мощности сжимаемой толщи, к ширине фундамента. Для приближенного учета ограниченности сжимаемой толщи по условию залегания несжимаемых грунтов принято, что ниже глубины $2h_3$ грунты практически несжимаемы.

Тогда эквивалентный слой ограниченной толщи грунтов может быть определен по формуле

$$h'_1 = A\omega'b, \quad (6.64)$$

где $A\omega$ – коэффициент эквивалентного слоя грунта для ограниченной мощности сжимаемого слоя (табл.6.6).

Таблица 6.6 – Значение $A\omega$ для ограниченной мощности сжимаемой толщи

№	Отношение сторон прямоугольной площади подошвы $\alpha = \frac{1}{b}$						
	1	1,5	2	3	5	7	10 и более
0,1	0,60	0,76	0,82	0,94	1,02	1,07	1,14
0,2	0,67	0,83	0,92	1,05	1,15	1,23	1,26
0,3	0,83	1,00	1,13	1,29	1,44	1,53	1,59
0,4	0,34	1,67	1,85	2,12	2,49	2,65	2,79

Полная стабилизированная осадка и в этом случае определяется по формуле:

$$S = h'_1 m_s p. \quad (6.65)$$

Если фактическая глубина залегания несжимаемых пород $h_{сх}$ меньше $2h'_1$, найденной из условий ограниченности сжимаемой толщи, то расчетную мощность эквивалентного слоя необходимо вычислить с учетом фактической глубины залегания несжимаемых пород и ω , которую обозначим через ω_{mh} , следует определять как функцию отношения $(\frac{h_{сх}}{b}, \frac{l}{b})$ по специальным табулированным таблицам.

В этом случае мощность эквивалентного слоя грунта

$$h''_1 = A\omega_{mh}b. \quad (6.66)$$

Для 2-го случая глубина активной зоны сжатия h_a может быть принята равной высоте эквивалентной эпюры уплотняющих давлений $H=2h_3$, при этом, как показывают теоретические и фактические данные, эту величину следует рассматривать как $\max h_{a1}$, т.е.

$$\max h_{a1} \approx 2h_3. \quad (6.67)$$

Для 3-го случая, то есть для грунтов, обладающих структурной прочностью ($p_{str} > 0$), активная зона сжатия будет меньше и будет соответствовать лишь глубине, где сжимающие напряжения больше p_{str} , что позволяет при известных

P_{str} по эквивалентной эпюре уплотняющих давлений определить соответствующую глубину активной зоны h'_a ,

$$h'_a = 2h_a \frac{P - P_{str}}{P}. \quad (6.68)$$

Для 4-го случая, т.е. слоистой толщи грунтов, метод эквивалентного слоя уже не является строгим, как в случае однородного полупространства, но если привести грунт к квазиоднородному, на основе теоремы о среднем относительном коэффициенте сжимаемости, то этот метод может использоваться для практики с достаточной точностью как инженерный метод прогноза осадок фундаментов.

Приняв за основу эквивалентную треугольную эпюру уплотняющих давлений, можно считать, что среднее приведенное давление в середине каждого слоя

$$p_i = \frac{pz_i}{2h_i}, \quad (6.69)$$

где p – внешнее давление на уровне подошвы фундамента; z_i – расстояние от точки, соответствующей глубине $2/h_i$, до середины рассматриваемого слоя (рис.6.11).

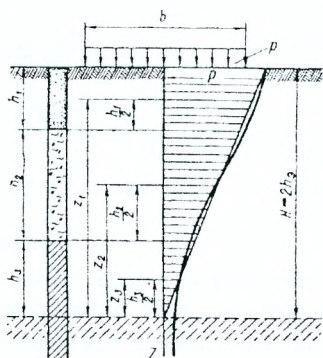


Рисунок 6.11 – Схема построения эквивалентной эпюры уплотняющих давлений

Полная осадка всей сжатой зоны грунтов равна, очевидно, сумме осадок отдельных слоев.

Принимая за мощность активной зоны грунтов $2h_a$ и давление, испытываемое каждым пластом грунта, равным в среднем p_i , будем иметь

$$h_a m_{vm} p = h_1 m_{v1} \frac{pz_1}{2h_1} + h_2 m_{v2} \frac{pz_2}{2h_2} + \dots \quad (6.70)$$

Сокращая на p и решая относительно m_{vm} , получим

$$m_{vm} = \frac{\sum_{i=1}^n h_i m_{vi} z_i}{2h_a^2}. \quad (6.71)$$

И тогда, рассматривая слоистую толщу как квазиоднородную легко определить стабилизированную осадку

$$S_n = h_a m_{vm} p. \quad (6.72)$$

6.3.6 Метод ограниченной сжимаемой толщи

Этот метод расчета осадок фундаментов разработан Б.И.Долматовым с учетом следующих допущений:

1) однородный грунт, имеющий большую толщину, деформируется линейно в пределах верхней зоны основания, соответствующей расчетной мощности сжимаемой толщи H_c ;

2) ниже грунт практически не сжимается;

3) величина H является функцией формы подошвы фундамента, нагрузки и расчетного давления на грунт основания;

4) касательные напряжения только по подошве сжимаемой толщи равны нулю (трение на границе сжимаемого и несжимаемого слоев грунта отсутствует).

Тогда осадку поверхности сжимаемого слоя можно определять по формуле, полученной для расчета осадок по методу эквивалентного слоя:

$$S = h_r m_r p_0, \quad (6.73)$$

где $h_r = A \omega b$.

Однако коэффициент осадки ω дополнительно зависит от соотношения H_c/b и обозначается ω_r .

Используя методику Н.А.Цытовича, представим указанную формулу в виде

$$S = H_c m_r p_0, \quad (6.74)$$

где H_c – толщина условного эквивалентного слоя, определяемая по формуле:

$$H_c = A \omega_r b, \quad (6.75)$$

где $A = \frac{(1-\nu)^2}{1-2\nu}$ – значения приведены в табл.6.7; ω_r – коэффициент осадки жесткого

фундамента, зависящий от соотношения сторон подошвы фундамента $\eta = \frac{l}{b}$

и отношения расчетной мощности сжимаемого слоя к ширине подошвы $\frac{H_c}{b}$.

Таблица 6.7 – Значение коэффициентов A

Коэффициент A	Грунт, не имеющий бокового расширения	Галька и гравий	Пески	Суглинки пластичные				Глины очень пластичные
		Глины и суглинки твердые		Супеси				
при значениях ν								
	0	0,1	0,2	0,25	0,27	0,3	0,35	0,4
	1,000	1,012	1,067	1,125	1,158	1,225	1,408	1,800

Величины коэффициента ω_r , подсчитанные для соотношений H_c/b с использованием метода К.Е.Егорова, приведены в табл.6.8.

Таблица 6.8 – Значения коэффициента осадки ω_r для жесткого фундамента

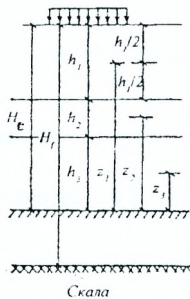
H_c/b	Круг	Соотношение сторон прямоугольной подошвы $\eta = l/b$						
		1.0	1.5	2.0	3.0	5.0	7.0	>10
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,1	0,089	0,088	0,091	0,091	0,091	0,093	0,093	0,093
0,25	0,209	0,209	0,216	0,216	0,217	0,221	0,223	0,223
0,5	0,368	0,372	0,395	0,398	0,405	0,414	0,417	0,419
1,0	0,537	0,562	0,630	0,650	0,677	0,702	0,711	0,717
1,5	0,614	0,656	0,756	0,797	0,847	0,893	0,905	0,922
2,0	0,650	0,711	–	0,894	0,968	–	–	1,080
2,5	0,687	0,738	0,878	0,940	1,042	1,127	1,162	1,179
3,5	0,721	0,777	0,935	1,019	1,139	1,263	1,316	1,354
5,0	0,760	0,806	0,979	1,075	1,219	1,384	1,461	1,520
10,0	–	0,840	–	1,145	1,322	–	–	1,784
25,0	0,771	0,858	–	1,182	1,378	–	–	1,972
r	0,789	0,873	1,082	1,210	1,422	1,713	1,904	2,109

Некоторую особенность этот метод расчета осадок будет иметь при слоистом залегании грунтов.

Здесь возможны 2 случая (рис.6.12):

- 1 – большая толщина сжимаемых грунтов (а);
- 2 – малая толщина сжимаемых грунтов (б).

а



б

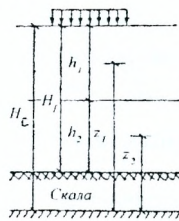


Рисунок 6.12 – Схемы для определения m_{vm} методом ограниченной сжимаемой толщи

Для 1-го случая средневзвешенный коэффициент относительной сжимаемости сжимаемой толщи грунтов может быть определен в зависимости

$$m_{vm} = \frac{2 \sum_{i=1}^n h_i m_{vi} z_i}{H_c^2}, \quad (6.76)$$

где H_c – толщина сжимаемых грунтов.

Для 2-го случая соответственно

$$m_{vm} = \frac{2 \sum_{i=1}^n h_i m_{vi} z_i}{(2H_c - H_f)H_f}, \quad (6.77)$$

где H_f – фактическая толщина сжимаемых слоев.

Тогда соответственно имеем

$$S = H_e m_{\text{вн}} p_0, \quad (6.78)$$

при этом определение H_e в случае 1 толщину условного эквивалентного слоя определяют исходя из H_0 , а в случае 2 за мощность сжимаемой толщи принимают фактическую толщину сжимаемых слоев H_f .

Следует отметить, что этот метод расчета чаще всего используют для учета влияния загрузки соседних фундаментов.

6.3.7 Метод общих деформаций

Этот метод применяется, когда толща грунта является однородной. Формула для вычисления осадки, полученная при решении задачи Буссинеска для прямоугольного фундамента, нагруженного равномерно распределенной нагрузкой, имеет вид:

$$S = \frac{m_a b p (1 - \nu^2)}{E_{\text{ср}}}, \quad (6.79)$$

где m_a – коэффициент, зависящий от формы подошвы фундамента (табл.6.9); b – ширина прямоугольного или диаметр круглого фундамента; p – удельная нагрузка (давление) на грунт; ν – коэффициент бокового расширения грунта; $E_{\text{ср}}$ – средний модуль общей деформации грунта.

Таблица 6.9 – Значение коэффициента m_a

Значение $\beta = 2H_e/b$ (для круглого фундамента $\beta = H_e/r$)	Значение m_a для фундамента					
	круглого	прямоугольного при $\alpha = l/b$				
		1	2	3	10	∞
0	0	0	0	0	0	0
0.25	0.12	0.12	0.12	0.13	0.13	0.13
0.5	0.22	0.22	0.24	0.24	0.24	0.25
0.75	0.31	0.31	0.34	0.34	0.35	0.36
1.0	0.38	0.39	0.43	0.44	0.46	0.46
1.5	0.5	0.53	0.59	0.61	0.63	0.64
2.0	0.58	0.62	0.7	0.73	0.77	0.79
2.5	0.63	0.68	0.79	0.83	0.89	0.92
3.0	0.66	0.72	0.87	0.92	1.00	1.03
4.0	0.7	0.77	0.96	1.04	1.15	1.2
5.0	0.72	0.8	1.08	1.13	1.27	1.34

Примечание. b и l – соответственно ширина и длина подошвы прямоугольного фундамента; r – радиус фундамента круглой формы.

6.3.8 Учет влияния загрузки соседних площадей фундаментов

Сооружение обычно передает нагрузку на основание через систему фундаментов, которые оказывают влияние друг на друга. Загружение каждого из них приводит к развитию напряжений и, следовательно, деформаций в основании соседних фундаментов.

При расчете осадки фундамента с учетом влияния загрузки соседних фундаментам и площадей необходимо дополнительно устанавливать напряжения $\sigma_{zp,m}$, возникающие в основании в точках, расположенных в i -х слоях по оси, проходящей через центр подошвы рассчитываемого фундамента, от загрузки указанных площадей. При этом дополнительные напряжения определяют методом угловых точек и суммируют с дополнительными напряжениями $\sigma_{zp,m}$ от загрузки рассчитываемого фундамента:

$$\sigma_{zp,i} = \sigma_{zp,i} + \sum \sigma_{zp,m} \quad (6.80)$$

Осадку фундамента находят от суммарного напряжения $\sigma_{zp,i}$. До определения $\sigma_{zp,m}$ важно оценить, загрузку каких соседних фундаментам следует учитывать. Для этого первоначально находят глубину сжимаемой толщи от загрузки рассчитываемого фундамента. Радиус r , в пределах которого следует учитывать загружаемые соседние площади, может быть принят в первом приближении равным $r = (1,2 \dots 1,3)H_c$.

6.3.9 Особенности практического использования методов расчета осадок фундаментам

Подытоживая все вышеизложенное, следует отметить, что нормы проектирования рекомендуют при расчете осадок оснований применять расчетную схему в виде:

– линейно-деформируемого полупространства с условным ограничением глубины сжимаемой толщи H_c ;

– линейно-деформируемого слоя, если:

а) в пределах сжимаемой толщи основания H_c , определенной как для линейно-деформируемого полупространства, залегает слой грунта с модулем деформации $E_1 \geq 100$ МПа и толщиной h_1 , удовлетворяющей условию

$$h_1 \geq H_c \left(1 - \sqrt[3]{\frac{E_2}{E_1}}\right), \quad (6.81)$$

где E_2 – модуль деформации грунта, подстилающего слой грунта с модулем деформации E_1 ;

б) ширина (диаметр) фундамента $b \geq 10$ м и модуль деформации грунтов основания $E \geq 10$ МПа. При этом толщина линейно-деформируемого слоя H принимается до кровли малосжимаемого грунта либо вычисляется по специальной формуле.

Толщина линейно-деформируемого слоя H в первом случае принимается до кровли малосжимаемого грунта, во втором случае вычисляется по формуле:

$$H = (H_0 + \psi b)k_p, \quad (6.82)$$

где H_0 и ψ – принимаются для оснований, сложенных пылевато-глинистыми грунтами – 9 м и 0,15 м; k_p – коэффициент, принимаемый равным $k_p = 0,8$ при среднем давлении под подошвой фундамента $P = 100$ кПа и $k_p = 1,2$ при $P = 500$ кПа, а при промежуточных значениях – по интерполяции.

В случае если в основании имеются глинистые и песчаные грунты, значение H находят по формуле:

$$H = H_s + \frac{h_{st}}{3}. \quad (6.83)$$

Расчетные схемы расчета осадок основаны на решениях одной и той же задачи теории упругости для полупространства (рис.6.13)

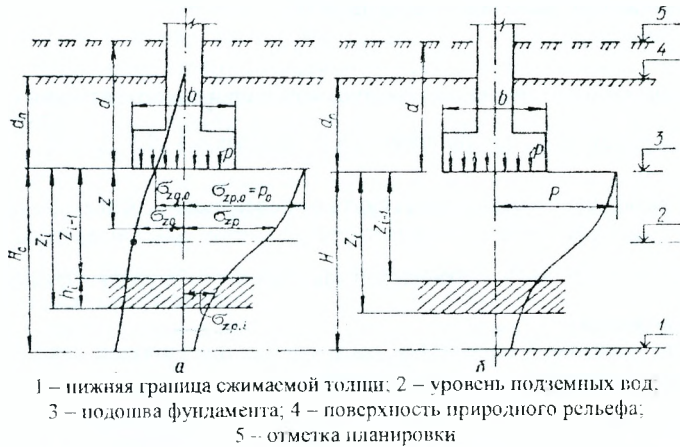


Рисунок 6.13 – Расчетные схемы оснований для вычисления осадок по методам линейно-деформируемого полупространства (а) и линейно-деформируемого слоя (б)

Отличие состоит в том, что расчетная схема в виде линейно-деформированного полупространства с условным ограничением глубины сжимаемой толщи не учитывает боковые деформации грунта и рассматривает одну расчетную вертикаль под центром сооружения. При этом решение находят через напряжения. В расчетной схеме линейно-деформируемого слоя учитывается средняя осадка гибкого фундамента. Задачу решают через перемещения, найденные для упругого полупространства, но при этом учитывается концентрация напряжений за счет влияния жесткого подстилающего слоя. При расчете осадок может быть использована предлагаемая универсальная схема, включающая оба случая и позволяющая определить осадку основания по зависимости

$$S = \frac{\rho \beta b}{2} \sum_{i=1}^n \frac{k_i - k_{i-1}}{E_i} M_i, \quad (6.84)$$

где β – коэффициент, равный 0.8; M – коэффициент, учитывающий концентрацию напряжений в случае естественного ограничения активной толщи. При условии ограничения глубины активной толщи $M = 1$; иначе $M = k_i$.

При условном ограничении глубины активной толщи

$$k_{i+1} = k_i \left(\zeta = \frac{2z_i}{b}; \eta = \frac{l}{b} \right). \quad (6.85)$$

В случае естественного ограничения сжимаемой толщи основания (по результатам инженерных изысканий)

$$k_{i+1} = \frac{1}{2} \left\{ k_i \left(\frac{2z_i}{b}, \frac{l}{b} \right) + k_i \left(\frac{z_i}{b}, \frac{l}{b} \right) \right\}. \quad (6.86)$$

Глубина активной толщи при условном ее ограничения может установлена по следующему итерационному алгоритму.

1. Вычисляют значения коэффициента

$$f_1 = \frac{5bk_z \gamma_s}{2P_0} \quad (6.87)$$

где k_z – отношение значений дополнительного и природного давлений на нижней границе сжимаемой толщи, принимается в пределах 0,1...0,5; $\gamma_s = \frac{\sum_{0 \leq z} \Delta \zeta_i \gamma_i}{\sum_{0 \leq z} \Delta \zeta_i}$ – приведенное значение удельного веса грунта от поверхности основания до нижней границы сжимаемой толщи; определяется с учетом взвешивающего действия грунтовых вод; $\zeta_z^s = \frac{2z^s}{b}$ – относительная глубина от подошвы фундамента до s -го приближения.

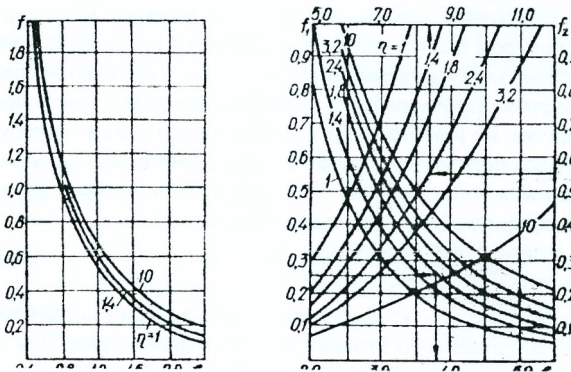
2. По значению f_1 определяют последующее приближение для ζ_z . В случае если f_1 мало, значение ζ_z^{s+1} находят из графика по

$$f_2 = \frac{1}{50f_1} \quad (6.88)$$

И соответственно при больших значениях f_1 переходят к (рис. 6.14а)

$$f = \frac{f_1}{5} \quad (6.89)$$

3. По очередному приближению ζ_z определяют новое значение γ_s и следующее приближение ζ_z . Количество итераций зависит от глубины заложения фундамента, оценивается эмпирически и, как правило, не превышает 3...4. Итерационный процесс сходящийся.



мента, оценивается эмпирически и, как правило, не превышает 3...4. Итерационный процесс сходящийся.

Рисунок 6.14 – График для определения активной толщи основания H_c

4. Глубина активной (сжимаемой) толщи

$$H_c = \zeta_z b / 2 \quad (6.90)$$

По предложенной схеме легко учитывать влияние соседних фундаментов с помощью метода угловых точек. Осадка угловой точки может быть найдена в виде

$$S^c = \frac{P_0 \beta b}{4} \sum_{i=1}^n \frac{\alpha_s \left(\frac{z_i}{b}, \frac{l}{b} \right) - \alpha_s \left(\frac{z_{i-1}}{b}, \frac{l}{b} \right)}{E_i} \quad (6.91)$$

Отсюда, прежде чем приступить к расчету осадок фундаментов, необходимо:

1. Иметь следующие исходные данные:

- *геологическое строение* места строительства с указанием мощности отдельных слоев грунта, уровня грунтовых вод и непременно *физико-механических свойств* грунтов основания на всю активную зону сжатия (коэффициенты пористости, сжимаемости, сопротивления сдвигу, а также для связных грунтов – коэффициенты фильтрации, структурной прочности, начального градиента напора и для плотных и вязких глин – параметров ползучести);

- *размеры и форму фундаментов* (по предварительным расчетам) и чувствительность сооружений (разрезных, жестких рамных, массивных и т. п.) к неравномерным осадкам;

- *данные о глубине заложения фундаментов и нагрузке на грунт* от надфундаментных конструкций.

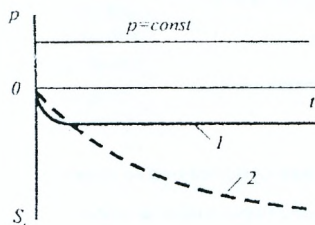
2. В соответствии с исходными данными принять, с соответствующим обоснованием, расчетную схему и выполнить расчеты.

Окончательным критерием применимости того или иного метода расчета осадок фундаментов будут результаты непосредственных натуральных наблюдений за осадками подобных сооружений и сравнение их с расчетными.

6.4 Прогноз изменения осадок во времени

6.4.1 Общие положения

Как показывает практика, осадки не заканчиваются за время строительства (исключение составляют лишь чистые пески); как правило, полная осадка для различных грунтов достигается в разное, иногда весьма длительное (от нескольких лет до нескольких десятков и сотен лет) время (рис.6.15).



1 — пески, 2 — глины

Рисунок 6.15 – Графики развития во времени осадки образцов

Замедление во времени деформаций водонасыщенных глинистых грунтов связано с процессом *фильтрационной консолидации*, под которым понимают уплотнение грунта за счет отжатия воды из его пор. Чем выше водопроницаемость грунта, тем быстрее отжимается вода из его пор и тем быстрее протекает осадка основания сооружения.

В процессе отжатия воды давление в воде u_w снижается, а в скелете грунта σ_z — увеличивается, что приводит к нарастанию осадки (рис.6.16).

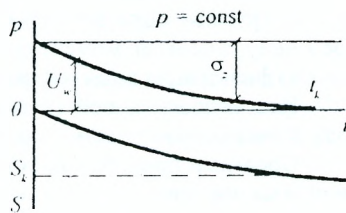


Рисунок 6.16 – Графики изменения во времени порового давления u_w в скелете грунта σ и осадки S .

Кроме водопроницаемости (в условиях водонасыщения), на процесс протекания осадок во времени влияет также ползучесть скелета грунта и деформируемость всех составных компонентов (поровая вода, включения воздуха, пары, газы, органическое вещество и т.п.).

Водонасыщенные пластичные и особенно текучепластичные (слабые) глинистые грунты дают наибольшие осадки, часто весьма медленно затухающие, и создают наибольшие затруднения для строителей. Осадки сооружений на этих грунтах могут достигать сотен сантиметров и протекать десятки и сотни лет.

Очень важным показателем является *скорость протекания осадок*, так как различные строительные конструкции обладают в разной степени способностью перераспределять усилия, возникающие при неравномерных осадках оснований. При больших скоростях осадок могут иметь место *хрупкие* (аварийные) *разрушения* конструкций, при меньших – *медленные деформации ползучести*.

На рис.6.17. приведена кривая затухания осадок во времени для однородной глины с $\mu = 0,4$, $k_f = 0,15$ см/год, $m_v = 6 \cdot 10^{-8}$ м²/Н.

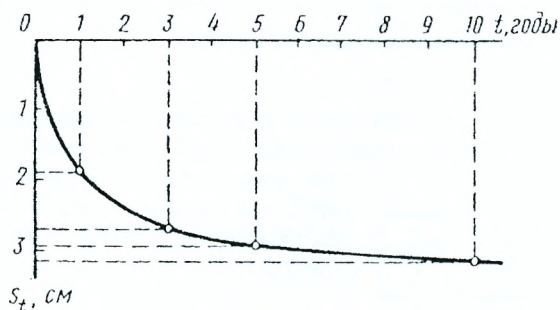


Рисунок 6.17 – Кривая затухания осадок основания фундамента во времени

Все эти задачи позволяет решать теория фильтрационной консолидации грунтов в основу которой положены следующие предпосылки:

1) рассматриваются *полностью водонасыщенные грунты* («грунтовая масса») с наличием в порах свободной, несжимаемой и гидравлически непрерывной воды;

2) скелет грунта принимается линейно деформируемым, напряжения в котором мгновенно вызывают его деформации;

3) грунт не обладает структурностью, и внешнее давление, прикладываемое к нему, в первый момент времени полностью передается на воду;

4) фильтрация воды в порах грунта полностью подчиняется закону Дарси.

Под консолидацией грунта понимается процесс постепенного отжатия воды и уменьшение объема пор после нагружения грунтового массива.

Обратный процесс – рост содержания воды с одновременным увеличением объема пор при разгрузке – называется *набуханием грунта*.

Сильно сжимаемые грунты обычно слабо водопроницаемы, в связи с чем процессы консолидации и набухания протекают в них чрезвычайно медленно. Этому способствует постепенное изменение эффективных давлений на скелет грунта и порового давления воды.

При нагружении таких грунтов в условиях одномерной деформации вся нагрузка (или ее часть в случаях двух- и трехмерной деформации) передается на воду и вызывает увеличение ее давления, тогда как приращение эффективных напряжений в грунте ничтожно мало. Со временем поровое давление уменьшается из-за оттока воды из нагруженной области грунта, одновременно происходит рост эффективных напряжений в его скелете. После окончания консолидации поровое давление воды становится равным гидростатическому, которое имело место до нагружения грунта. Эффективные напряжения увеличиваются соответственно приросту нагрузки на грунт.

Однако как показывает практика, после рассеивания давления в поровой воде деформации продолжают нарастать длительное время. **Осадку грунта, развивающуюся после рассеивания порового давления, называют вторичной консолидацией, которая обуславливается ползучестью скелета грунта.**

Ползучесть – процесс развития деформаций грунта во времени при неизменном напряжении.

Процесс консолидации легко иллюстрируется с помощью модели (рис.6.18).

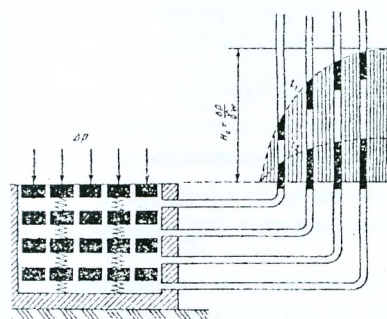


Рисунок 6.18 – Модель консолидирующегося грунта

В сосуде, заполненном водой, находится несколько хорошо пригнанных к стенкам поршней. Верхний поршень после нагружения опускается при отжатии воды. Его опускание будет соответствовать объему отжатой воды и деформации пружин. Этот процесс протекает весьма медленно, так как отверстия в поршнях малы. Фильтрация воды происходит под действием дополнительного напора.

Приложенное давление Δp постоянно. По мере отжатия воды изменяется ее давление и усилия в пружинах. Непосредственно после приложения нагрузки усилия в пружинах $\Delta p' = 0$, а дополнительное давление воды $\Delta u = \Delta p$. После окончания консолидации $\Delta p' = \Delta p$ и $\Delta u = 0$.

На модели также видно, что после приложения нагрузки (в условный момент времени $t = 0$) уровень воды в пьезометрах поднимается на высоту

$$H = \frac{p}{\gamma_w} \quad (6.92)$$

При оттоке воды уменьшается ее напор, что фиксируют пьезометры. Заштрихованная часть схемы представляет напор воды в момент t после приложения нагрузки; при $t = \infty$ избыточное давление падает до $\Delta u = 0$.

График изменения давления воды по высоте слоя грунта в любой момент времени называется изохроной. Незаштрихованная часть графика над изохроной иллюстрирует прирост эффективных напряжений в скелете грунта. С течением времени происходит падение порового давления воды, эффективные напряжения в скелете грунта увеличиваются, а объем пор и толщина слоя уменьшаются.

Приведенная модель соответствует условиям консолидации сильносжимаемого, но слабофильтрующего грунта (ила, мягкой глины, торфа и т.п.), слой которого находится на водонепроницаемом жестком основании, а сверху прикрыт слоем песка (рис. 6.19).

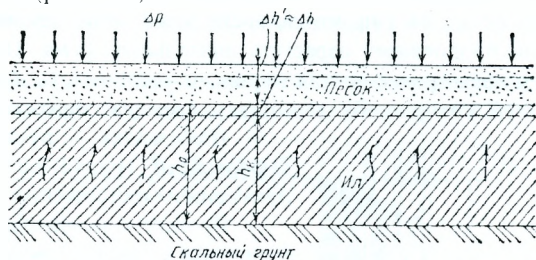


Рисунок 6.19 – Расчетная схема консолидации слабофильтрующего грунта

В зависимости от особенностей действия нагрузки и развития напряженного состояния скелета грунта выделяют консолидацию одномерную (линейную), двухмерную и трехмерную.

Если сжимаемый слой имеет неограниченные размеры в плане, а нагрузка равномерно распределена на большой площади поверхности, то фильтрация воды происходит только в вертикальном направлении. В пределах всего слоя равномерно изменяется его высота. Такая консолидация называется одномерной или линейной.

Если на поверхности грунта действует полосовая нагрузка, имеет место двухмерная консолидация.

Трехмерная консолидация происходит в процессе развития пространственного напряженного состояния скелета водонасыщенного слабофильтрующего грунта при местном его нагружении.

6.4.2 Одномерная задача консолидации грунтов (основной случай)

Как мы выяснили, консолидация грунта будет одномерной, если движение выжимаемой из грунта воды и встречное перемещение частиц скелета в ходе уплотнения происходит только в вертикальной плоскости (вдоль вертикальной оси).

Поэтому задачу о прохождении осадок во времени можно решать через дифференциальное уравнение одномерной задачи теории фильтрационной консолидации, полагая, что изменение расхода выдавливаемой из пор грунта воды

с достаточной точностью определяется *законом фильтрации*, а соответствующее изменение пористости – *законом уплотнения*. Примем, что в начальный момент времени грунтовая масса находится в *статическом состоянии*, т. е. поровое давление воды равно нулю. Обозначим: p_w – поровое давление сверх гидростатического в воде; p_z – давление, передающееся на твердые частицы (эффективнос).

Очевидно, что

$$p_z + p_w = p, \quad (6.93)$$

т.е. для любого момента времени на любой глубине от дренирующей поверхности z давление в поровой воде и давление в скелете равно внешнему давлению p .

При этом в первый момент времени внешнее давление полностью передается на поровую воду (если она несжимаема, что можно допустить при полном отсутствии в поровой воде пузырьков воздуха и пара), но в последующие промежутки времени давление в воде будет уменьшаться, а в скелете грунта увеличиваться до тех пор, пока вся нагрузка не передается на скелет грунта.

На рис.6.20. приведена схема распределения давлений в скелете грунта (p_z) и в поровой воде (p_w) в водонасыщенном слое при сплошной нагрузке.

Для элементарного слоя dz на глубине z в грунтовой массе *увеличение расхода воды q равно уменьшению пористости грунта n* , т.е.

$$\frac{\partial q}{\partial z} = -\frac{\partial n}{\partial t}. \quad (6.94)$$

Прсобразуем левую и правую части уравнений (6.94). Для *левой части*, учитывая направление движения поровой воды, по закону фильтрации имеем

$$q = -k_\phi \frac{\partial H}{\partial z} \quad (6.95)$$

и, следовательно,

$$\frac{\partial q}{\partial z} = -k_\phi \frac{\partial^2 H}{\partial z^2}. \quad (6.96)$$

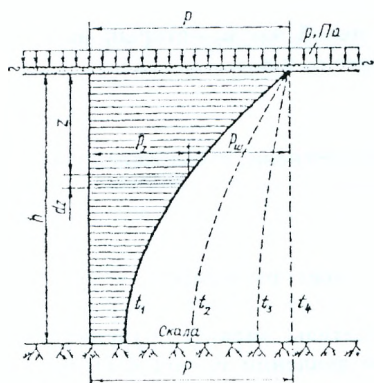


Рисунок 6.20 – Схема распределения давлений в скелете грунта (p_z) и в поровой воде (p_w) в водонасыщенном слое при сплошной нагрузке для разных промежутков времени

Принимая во внимание, что напор в воде H равен давлению в воде p_w , деленному на ее удельный вес γ_w , и учитывая выражение (6.93), получим

$$\frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial^2 p_w}{\partial z^2} \quad (6.97)$$

Или, учитывая выражение (6.96), получим

$$\frac{\partial q}{\partial z} = \frac{k_\phi}{\gamma_w} \frac{\partial^2 p_z}{\partial z^2} \quad (6.98)$$

Для правой части уравнения (6.94), учитывая, что пористость грунта

$$n = \frac{e}{1+e}$$

и пренебрегая в знаменателе этого выражения изменением коэффициента пористости по сравнению с единицей, взяв некоторое среднее значение его e_{cp} , будем иметь

$$\frac{\partial n}{\partial t} \approx \frac{1}{1+e_p} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (6.99)$$

По закону уплотнения

$$\frac{\partial e}{\partial t} = -m_v \frac{\partial p_z}{\partial t} \quad (6.100)$$

и, следовательно, для правой части уравнения (6.94) получим

$$\frac{\partial n}{\partial t} = \frac{m_v}{1+e_p} \frac{\partial p_z}{\partial t} \quad (6.101)$$

Здесь $\frac{m_v}{1+e_p} = m_v$ — коэффициент относительной сжимаемости грунта,

причем m_v — отношение изменения коэффициента пористости к производимому давлению.

Подставив найденные значения $\partial q / \partial z$ и $\partial n / \partial t$ и перенеся постоянные величины в левую часть, получим

$$\frac{k_\phi}{m_v \gamma_w} \frac{\partial^2 p_z}{\partial z^2} = \frac{\partial p_z}{\partial t} \quad (6.102)$$

Обозначив постоянный множитель левой части, который назовем коэффициентом консолидации грунта, через c_v , т.е.

$$c_v = \frac{k_\phi}{m_v \gamma_w}, \quad (6.103)$$

окончательно будем иметь дифференциальное уравнение фильтрационной консолидации (уплотнения) грунтовой массы в виде

$$c_v \frac{\partial^2 p_z}{\partial z^2} = \frac{\partial p_z}{\partial t} \quad (6.104)$$

Коэффициент консолидации обычно имеет размерность $m^2/\text{сут.}$ или $m^2/\text{год.}$

Коэффициент консолидации — показатель, характеризующий скорость деформации грунта при постоянном давлении за счет фильтрации воды.

Принимая во внимание, что действующий напор

$$h = \frac{p_u}{\gamma_w}, \text{ а } p_u = p - p_z, \quad (6.105)$$

дифференциальное уравнение консолидации для одномерной задачи можно представить в виде

$$\frac{\partial H}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 H}{\partial z^2}. \quad (6.106)$$

Решая данное дифференциальное уравнение путем применения рядов Фурье с учетом начальных и граничных условий для случая равномерного (в стабилизированном состоянии) распределения уплотняющих давлений по глубине имеем:

$$p_z = p \left[1 - \frac{4}{\pi} \sin \frac{\pi z}{2h} e^{-N} - \frac{4}{3\pi} \sin \frac{3\pi z}{2h} e^{-9N} - \frac{4}{5\pi} \sin \frac{5\pi z}{2h} e^{-25N} - \dots \right], \quad (6.107)$$

$$N = \left(\frac{\pi^2 c_v}{4h^2} \right) t. \quad (6.108)$$

Однако наибольшее значение для практики имеет формула осадки слоя грунта при сплошной нагрузке для любого промежутка времени от начала загрузки, т.е. осадка s_t , что требует учета степени консолидации (уплотнения).

Если принять степень консолидации, соответствующую полной стабилизированной осадке, за единицу и обозначить долю от полного уплотнения (т.е. степень консолидации для любого времени) через U_0 , то ее значение найдем как отношение площади эпюры давлений в скелете грунта для времени t к площади полной (стабилизированной) эпюры давлений (при $t = \infty$).

Высказанное положение математически можно записать в следующем виде:

$$U_0 = \int_0^h \frac{p_z dz}{A_p}, \quad (6.109)$$

где A_p – площадь полной стабилизированной эпюры уплотняющих давлений (в рассматриваемом случае $A_p = ph$).

Подставляя в уравнение выражение для давлений в скелете грунта p_z , производя далее интегрирование и учитывая пределы, после сокращений получим

$$U_0 = 1 - \frac{8}{\pi^2} \left(e^{-N} + \frac{1}{9} e^{-9N} + \frac{1}{25} e^{-25N} + \dots \right). \quad (6.110)$$

Так как e^{-N} – правильная дробь, то для ряда практических случаев (например, при $U_0 > 0,25$) можно ограничиться первым членом ряда. Тогда будем иметь

$$U_0 = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-N}. \quad (6.111)$$

Так как полному уплотнению соответствует полная стабилизированная осадка, а части уплотнения – осадка за время t , то *степень консолидации* (уплотнения) может быть выражена следующим уравнением

$$U = \frac{S_t}{S}, \quad (6.112)$$

где S_t – осадка за данное время; S – полная стабилизированная осадка.

Откуда

$$S_t = SU. \quad (6.113)$$

Для рассматриваемого случая, который назовем *основным*, получим

$$S_t = SU_0, \quad (6.114)$$

и тогда соответственно для основного случая (равномерного распределения уплотняющих давлений по глубине) формула осадки для любого времени t примет вид:

$$S_t = im \cdot p \left[1 - \frac{8}{\pi^2} \left(e^{-\pi^2} + \frac{1}{9} e^{-9\pi^2} + \dots \right) \right]. \quad (6.115)$$

6.4.3 Другие случаи одномерной задачи консолидации

Как отмечено выше, осадка грунта за время t , при наличии фильтрационной консолидации, определяется по зависимости

$$S_t = S \cdot U, \quad (6.116)$$

где S – полная стабилизированная осадка; U – степень консолидации, зависящая от вида эпюры распределения уплотняющих давлений по глубине.

На практике выделяются три основных случая распределения уплотняющих давлений (рис.6.21):

1 – уплотняющее давление на любой глубине не меняется (действие сплошной нагрузки);

2 – уплотняющее давление возрастает с глубиной по закону треугольника (действие собственного веса грунта);

3 – уплотняющее давление убывает с глубиной по закону треугольника (действие местной нагрузки).

Иногда встречается и комбинированный случай – трапециевидальные эпюры уплотняющих давлений возрастающие и убывающие с глубиной.

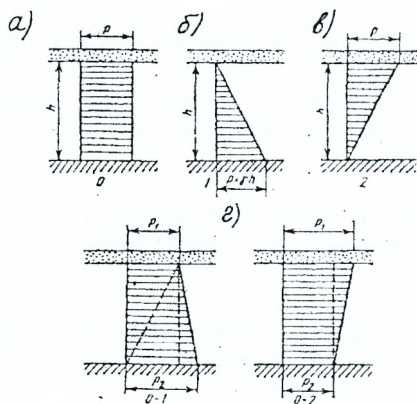


Рисунок 6.21 – Различные случаи распределения уплотняющих давлений по глубине для одномерной задачи

Случай 1 (рис. 6.21, а) – линейное возрастание давлений с глубиной будет иметь место, например, при уплотнении грунта под действием его собственного веса, когда

$$p_z = \frac{P}{h} z. \quad (6.117)$$

Решение дифференциального уравнения консолидации для рассматриваемого случая (с граничными условиями: $p_w = 0$ при $z = 0$ и $\partial p / \partial z = 0$ при $z = h$) позволяет получить выражение для порового давления p_w , а по нему и степень консолидации U_z , которая будет равна

$$U_z = 1 - \frac{32}{\pi^2} (e^{-\lambda} - \frac{1}{27} e^{-9\lambda} + \frac{1}{125} e^{-25\lambda} + \dots). \quad (6.118)$$

Тогда осадка слоя грунта под действием уплотняющих давлений, возрастающих с глубиной по треугольной эпюре, для любого времени t (учитывая, что среднее давление будет равно $p/2$) определится выражением:

$$s_1 = \frac{hm_p}{2} \left[1 - \frac{32}{\pi^2} (e^{-\lambda} - \frac{1}{27} e^{-9\lambda} + \dots) \right]. \quad (6.119)$$

Случай 2. (рис. 6.21,б) сводится к ранее рассмотренным случаям, так как

$$p_z = p - \frac{p'}{h} z. \quad (6.120)$$

В результате решения дифференциального уравнения для рассматриваемого случая получим

$$U_z = 1 - \frac{16}{\pi^2} \left[\left(1 - \frac{2}{\pi}\right) e^{-\lambda} + \frac{1}{9} \left(1 + \frac{2}{3\pi}\right) e^{-9\lambda} + \dots \right]. \quad (6.121)$$

Осадка для любого времени будет равна

$$s_2 = \frac{hm_p}{2} \left\{ 1 - \frac{16}{\pi^2} \left[\left(1 - \frac{2}{\pi}\right) e^{-\lambda} + \frac{1}{9} \left(1 + \frac{2}{3\pi}\right) e^{-9\lambda} + \dots \right] \right\} \quad (6.122)$$

Значения величин N в зависимости от степени консолидации и приведены в табл.6.10.

Таблица 6.10 – Значения величин N для вычисления осадок грунта для функций времени

$U = \frac{s_t}{s}$	Величины N для случаев			$U = \frac{s_t}{s}$	Величины N для случаев		
	0	1	2		0	1	2
0,05	0,005	0,06	0,002	0,55	0,59	0,84	0,32
0,10	0,02	0,12	0,005	0,60	0,71	0,95	0,42
0,15	0,04	0,18	0,01	0,65	0,84	1,10	0,54
0,20	0,08	0,25	0,02	0,70	1,00	1,24	0,69
0,25	0,12	0,31	0,04	0,75	1,18	1,42	0,88
0,30	0,17	0,39	0,06	0,80	1,40	1,64	1,08
0,35	0,24	0,47	0,09	0,85	1,69	1,93	1,36
0,40	0,31	0,55	0,13	0,90	2,09	2,35	1,77
0,45	0,39	0,63	0,18	0,95	2,80	3,17	2,54
0,50	0,49	0,73	0,24	1,00	∞	∞	∞

Сравнением полученных выражений степени консолидации для различных случаев уплотняющих давлений можно показать, что справедливо следующее важное соотношение:

$$U_0 = 2U_1 - U_2. \quad (6.123)$$

Отметим, что рассмотренный случай 2 распределения уплотняющих давлений имеет широкое применение при расчете осадок фундаментов.

Если распределение уплотняющих давлений в слое грунта будет близко к трапецидальному, то значения U и N определяют по интерполяции табличных значений N для случаев 0 и 1 (при возрастании давлений с глубиной) и для случаев 0 и 2 (при убывании давлений).

Значения N для трапецидального распределения уплотняющих давлений определяют выражениями: для случая 0-1

$$N_{0-1} = N_0 + (N_1 - N_0)I; \quad (6.124)$$

для случая 0-2

$$N_{0-2} = N_2 + (N_0 - N_2)I'. \quad (6.125)$$

Значения интерполяционных коэффициентов I и I' приведены в табл.6.11 и определяются в зависимости от отношения V уплотняющих давлений при $z = 0$ и $z = h$.

Таблица 6.11 – Значения I и I'

Случай 0-1	V	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
	I	1	0.84	0.69	0.56	0.46	0.36	0.27	0.19	0.12	0,06	0
Случай 0-2	V	1	1.5	2.0	2.5	3.0	3,5	4	5	7	10	20
	I'	1	0.83	0.71	0.62	0.55	0.50	0.45	0.39	0.30	0.23	0.13

При вычислении осадок с помощью таблицы задаются степенью консолидации (например, $U = 0,2; 0,4; 0,6$ и т.д.), находят по табл.6.10 соответствующее значение N и, используя зависимость для N (6.116), определяют соответствующее данной степени консолидации время t :

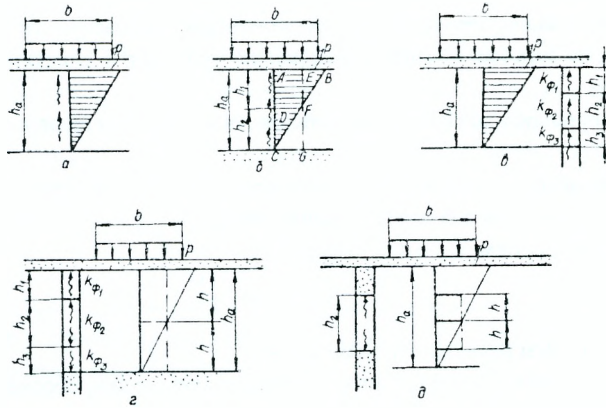
$$t = \frac{4h^2}{\pi^2 c_v} \cdot N. \quad (6.126)$$

Отметим также, что при однородном грунте могут встретиться два характерных случая фильтрации воды: 1 – глинистый грунт залегает мощным слоем; 2 – глинистый грунт имеет слоистое напластование.

Для этих случаев схемы основных направлений фильтрации воды показаны на рис.6.22.

Для схемы 6.22,а (фильтрация воды происходит преимущественно вверх) осадка во времени рассчитывается по случаю 2. Для схемы 6.22,б (слой глинистого грунта подстилается фильтрующим слоем, расположенным в нижней точке треугольной эпюры давления).

Расчет сводится к случаю 0. Высоту треугольной эпюры принимают равной $2h$, разбивают ее, как показано на рис. 6.22,б, и рассматривают ход уплотнения грунта при фильтрации воды под действием суммарной прямоугольной эпюры $DCGF$.



a – при

однородном глинистом грунте, залегающем мощным слоем;

б – при однородном глинистом грунте, подстилаемом фильтрующим слоем;

в – при слоистом залегании глинистых грунтов, подстилаемом фильтрующим слоем;

г, д – при залегании в толще фильтрующих грунтов слоя глины или суглинка

Рисунок 6.22 – Схемы основных направлений фильтрации воды

При слоистом залегании грунтов в пределах сжимаемой толщи для расчета осадки во времени принимают среднее значение коэффициента фильтрации

$$k_m = \frac{h_a}{\sum_{i=1}^n h_i / k_i}, \quad (6.127)$$

где h_a – мощность сжимаемой толщи; h_i – мощность i -го слоя грунта; k_i – коэффициент фильтрации i -го слоя грунта. Тогда время консолидации составит

$$t = \frac{4h^2}{\pi^2 c_{vm}} N, \quad (6.128)$$

где h – путь фильтрации;

$$c_{vm} = \frac{k_m}{m_{vm} \gamma_w}. \quad (6.129)$$

При слоистом напластовании грунтов встречаются следующие характерные случаи.

1. Водонепроницаемость грунтов уменьшается с глубиной, т.е. $k_1 > k_2 > k_3$ (рис. 6.22,б). Расчет осадок во времени производят по случаю 2.

2. Средний слой грунта обладает наименьшей проницаемостью, т.е. $k_1 > k_2 < k_3$ (рис. 6.22,в). Задачу сводят к случаю 0, принимая путь фильтрации $h = 0,5h_2$.

3. Слой глины или суглинка залегает между слоями хорошо фильтрующих грунтов (рис. 6.22,г). Уплотнение глинистого грунта во времени определяют по случаю 0, принимая путь фильтрации $h = \frac{h_2}{2}$.

Подытоживая все вышеизложенное вычисление развития во времени осадки поверхности водонасыщенного основания проводят в следующей последовательности:

– вычисляют коэффициент консолидации (c_v) и конечную осадку основания (s_α);

– задаются значениями степени консолидации грунта (U_i) и принимают соответствующие им значения коэффициентов N_i ;

– по значениям N_i согласно формуле:

$$t_i = \frac{N_i 4h^2}{\pi^2 c_v} \quad (6.130)$$

определяем расчетное время осадки;

– по степени консолидации U_i определяют осадки, соответствующие моменту времени t_i –

$$S_n = U_i S_\alpha \quad (6.131)$$

Консолидация основания до степени $U = 1$ достигается при $t \rightarrow \infty$, поэтому в расчетах ограничиваются $U=0,95$.

Если необходимо определить осадки, происходящие в период строительства, то расчеты выполняются следующим образом. Принимают, что за время строительства t_c нагрузка возрастает по линейному закону от 0 до своего конечного значения. Степень консолидации U , соответствующая некоторому времени t , определяется из следующих отношений:

$$\begin{aligned} 0 \leq t \leq t_c; U &= \frac{t}{t_c} U_{0,5t}; \\ t > t_c; U &= U_{t-0,5t_c}, \end{aligned} \quad (6.132)$$

т.е., если $t < t_c$, при котором нагрузка достигла своего полного назначения, то степень консолидации при линейном возрастании нагрузки равна степени консолидации $U_{0,5t}$ при внезапном приложении нагрузки, соответствующей времени $\frac{t}{2}$ и умножении на $\frac{t}{t_c}$. Если $t > t_c$, степень консолидации равна степени консолидации

$U_{t-0,5t_c}$ при внезапном приложении нагрузки, соответствующей времени $(t-0,5t_c)$.

Если некоторое время велись наблюдения за осадками, то дальнейший ход осадки можно прогнозировать, используя зависимость

$$S_t = S_1 \frac{\ln\left(\frac{t_2 - 2t_1 t' + 1}{t_1^2}\right)}{\ln\left(\frac{t_2}{t_1} - 1\right)}, \quad (6.133)$$

где t' – время, соответствующее осадке S_t ; t_1 – время протекания некоторой осадки S_1 ; t_2 – время, которому соответствует вдвое большая осадка $S_2 = 2S_1$.

6.4.4 Учет структурности грунтов (структурной прочности скелета грунта) и сжимаемости газосодержащей поровой воды

Как показывает практика, если грунт обладает структурными связями, то давление передающееся на воду, составляет лишь некоторую часть от внешнего давления и тем меньшую, чем большей структурностью обладает грунт или чем больше он был предварительно уплотнен. Последнее характеризуется коэффициентом начального порового давления β_0 и

$$\beta_0 = \frac{p_{w0}}{p}, \quad (6.134)$$

где p_{w0} – начальное поровое давление в водонасыщенном грунте при нагрузке p (функция структурной прочности сжатия грунта). Газосодержащая поровая вода также обладает значительной сжимаемостью, причем коэффициент сжимаемости

$$m_w = (1 - I_w) \frac{1}{p_a}, \quad (6.135)$$

где I_w – коэффициент водонасыщенности грунта; p_a – атмосферное давление ($\approx 0,1$ МПа).

Зная коэффициент β_0 , пористость грунта n и коэффициент мгновенной сжимаемости m'_v , значение коэффициента сжимаемости поровой воды m_w можно определить по формуле:

$$m_w = m'_v \frac{1 - \beta_0}{\beta_0 n}. \quad (6.136)$$

Решение дифференциального уравнения консолидации с учетом неполной передачи давления на поровую воду и сжимаемости газосодержащей поровой воды позволило определить степень консолидации и осадки для любого времени по прежним формулам, введя в них поправки, а именно полагая

$$c_w = \frac{k_f}{m_v \gamma_w} \beta_0, \quad (6.137)$$

причем

$$\beta_0 = \beta_{0r} B, \quad (6.138)$$

$$B = 1 / \left[1 + \frac{m_w}{m_v} n \beta_{0r} \right], \quad (6.139)$$

где β_{0r} – коэффициент влияния структурных связей на величину порового давления; B – коэффициент влияния сжимаемости поровой воды на величину порового давления, учитывающий разуплотняющее действие воды.

Выражения для осадок S_t принимают следующий вид:
для основного случая

$$S_{0(t)} = hm_v p \left[1 - \frac{8}{\pi^2} B \left(e^{-\frac{\pi^2}{4} u} - \frac{1}{27} e^{-9u} + \dots \right) \right]; \quad (6.140)$$

$$S_{1(t)} = \frac{hm_v p}{2} \left[1 - \frac{32}{\pi^2} B \left(e^{-\frac{\pi^2}{4} u} - \frac{1}{27} e^{-9u} + \dots \right) \right]; \quad (6.141)$$

для второго случая

$$S_{2(t)} = \frac{hm_v p}{2} \left\{ 1 - \frac{16}{\pi^2} B \left[\left(1 - \frac{2}{\pi}\right) e^{-N} + \frac{1}{9} \left(1 + \frac{2}{3\pi}\right) e^{-9N} + \dots \right] \right\}; \quad (6.142)$$

$$N = \frac{\pi^2 c_v}{4H^2} \cdot t.$$

Отметим, что для неструктурных и слабоструктурных грунтов $\beta_{vir} = 1$: тогда из уравнения будем иметь $\beta_{0i} = \beta$. Если же $m_v = 0$, то для коэффициента консолидации будет справедливо прежнее его выражение, применяемое в теории чисто фильтрационной консолидации.

На рис.6.23 представлены графики фильтрационной консолидации оснований, сложенных различными грунтами.

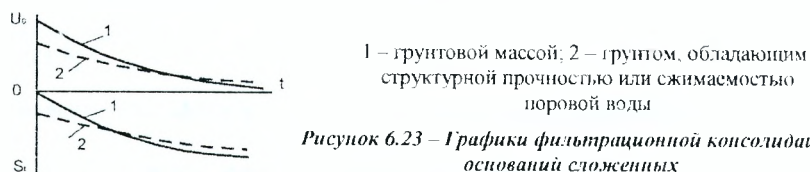


Рисунок 6.23 — Графики фильтрационной консолидации оснований сложенных

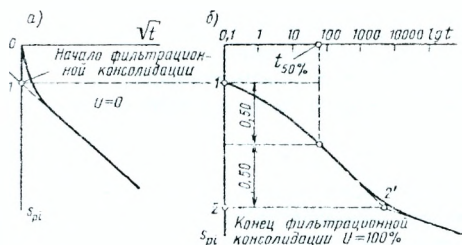
Из графика четко видно, что сжимаемость поровой воды при мгновенном приложении нагрузки в значительной мере обуславливает развитие осадки основания во времени.

6.4.5 Вторичная консолидация

Степень консолидации грунтов, определяемая даже для полностью водонасыщенных грунтов, будет правильно отвечать процессу их уплотнения лишь до достижения консолидацией некоторого ее значения (разного для грунтов различной уплотненности и сжимаемости), так как при значительном времени уплотнения на процесс консолидации будут влиять как возникающие новые структурные водно-коллоидные связи, так и *вторичные эффекты*, обусловленные *ползучестью* минерального скелета грунта и тонких водно-коллоидных оболочек твердых частиц.

При загрузении внешней нагрузкой водонасыщенных грунтов вначале наблюдается *мгновенное сжатие* (адиабатическое, обусловленное сжимаемостью поровой воды), затем *процесс* фильтрационного уплотнения, обусловленный преимущественно выжиманием воды из пор грунта, и, наконец, добавляется *процесс вторичной консолидации*, или *ползучести скелета грунта*, обусловленный невосстанавливающимися *сдвигами* частиц, их агрегатов, водно-коллоидных оболочек и т.п., когда выжимание воды становится весьма незначительным.

На рис.6.24 показаны основные фильтрационные этапы уплотнения водонасыщенных грунтов.



а – начало фильтрационной консолидации ($U=0$);
 б – конец фильтрационной консолидации ($U=100\%$)

Рисунок 6.24 – Определение фильтрационного этапа уплотнения водонасыщенных грунтов

Согласно теории Д. Тейлора, начало фильтрационной консолидации определяется по начальному участку кривой уплотнения, построенной в координатах s_{pi} и \sqrt{t} (рис. 6.24,а). Так как процесс протекания фильтрационной осадки пропорционален \sqrt{t} , то, продолжая прямолинейный участок кривой уплотнения до оси осадок, получают точку, соответствующую началу фильтрационного уплотнения (т.е. $U=0$).

Конец фильтрационного уплотнения ($U=100\%$) определяют по той же кривой, но построенной в полулогарифмической системе координат (s_{pi} и lgt) путем нахождения точки пересечения нижнего участка кривой фильтрационно-уплотнения и последнего участка кривой, соответствующего вторичной консолидации (рис. 6.24,б); в найденных пределах процесс уплотнения водонасыщенных грунтов будет определяться в основном фильтрационной консолидацией, а далее идет, за счет вторичной консолидации.

Размер фильтрационной осадки изобразится на оси осадок отрезком 1–2 (рис. 6.24,б).

Окончание процесса фильтрационной консолидации легко установить и экспериментально путем измерения избыточного порового давления. Если приращение порового давления практически будет равно нулю, то процесс фильтрационного уплотнения считается законченным, а продолжающаяся осадка происходит из-за ползучести скелета.

6.4.6 Учет начального гидравлического градиента напора

В плотных глинах и суглинках фильтрация воды начинается только тогда, когда гидравлический градиент напора превышает начальный градиент напора i_h . Расчетные схемы уплотняющих напряжений приведены на рис.6.25.

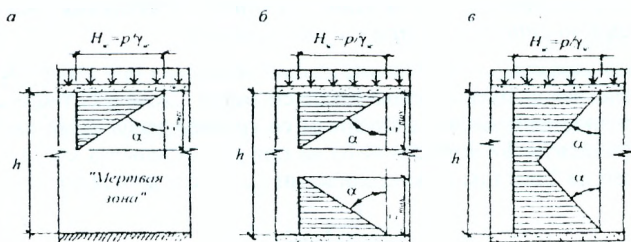


Рисунок 6.25 – Схемы уплотняющих напряжений при консолидации грунта, обладающего начальным градиентом напора, при действии сплошной нагрузки

Расчеты могут быть выполнены только для следующих начальных и граничных условий: водонасыщенный слой грунта толщиной h , обладает начальным градиентом i_h при действии сплошной нагрузки p . Фильтрация воды односторонняя; нижняя граничная поверхность водонепроницаемая. В момент приложения нагрузки интенсивность фильтрации (отжатия) воды определяется градиентом напора

$$i = \frac{H}{z} = \frac{p}{i_h \gamma_w}, \quad (6.143)$$

где z – расстояние от дренирующей поверхности до рассматриваемой точки.

С увеличением z градиент напора уменьшается, и можно найти такую глубину z_{\max} , где $i = i_h$. Если в формуле (6.143) заменить i на i_h , то

$$z_{\max} = \frac{p}{i_h \gamma_w}. \quad (6.144)$$

Ниже глубины z_{\max} отсутствуют отжатие воды и уплотнение грунта. Область, в которой отсутствует уплотнение, называют мертвой зоной. Причем

$$tg \alpha = \frac{p}{z_{\max} \gamma_w} = i_h.$$

Из рис.6.25,а следует, что стабилизированные напряжения в скелете грунта имеют вид треугольной эпюры, поэтому

$$S_{\infty} = 0,5 z_{\max} \cdot p m_v.$$

Отсюда с учетом (6.144) имеем

$$S_{\infty} = \frac{0,5 m_v p^2}{i_h \gamma_w}. \quad (6.145)$$

В случае двух дренирующих поверхностей (рис.6.25,б) и при $h > 2z_{\max}$ возникают 2 треугольные эпюры стабилизированных напряжений в скелете грунта, между которыми находится мертвая зона. Поэтому осадка равна

$$S_{\infty} = \frac{m_v p^2}{i_h \gamma_w}. \quad (6.146)$$

Если $h < 2z_{\max}$, то мертвая зона не наблюдается (рис.6.25,в), и конечная осадка определяется выражением

$$S_{\infty} = m_v h (p - 0,25 i_h h \gamma_w). \quad (6.147)$$

Развитие во времени осадки основания определяло теории фильтрационной консолидации: для схем а и б рис.6.25 – по случаю 2 и для схемы в – по комбинации случаев 0 и 2.

6.4.7 Учет слоистости залегания грунтов и изменения сжимаемости и водопроницаемости грунта при его уплотнении

Прогноз фильтрационной консолидации основания при слоистом залегании грунтов удобно выполнять с использованием метода эквивалентного слоя, заменяя неоднородное основание однородным со средневзвешенными характеристиками. Коэффициенты фильтрации k_{fi} (если они для отдельных слоев отличаются не больше, чем на 2 порядка) и консолидации c_{vm} определяются по формулам:

$$k_{\beta} = \frac{H}{\sum \frac{h_i}{k_{fi}}}; \quad c_{vm} = \frac{k_{\beta}}{m_v \gamma_w}, \quad (6.148)$$

где k_{fi} и h_i – соответственно коэффициенты фильтрации и мощности i -х слоев грунта.

Что касается учета изменения сжимаемости и водопроницаемости грунта при уплотнении, то он обязателен для сильносжимаемых грунтов (торфов, илов, текучих глинистых грунтов).

Нелинейная компрессионная кривая слабых (сильносжимаемых) грунтов хорошо описывается экспоненциальной зависимостью вида

$$e = e_k + A_k \exp(-\beta \sigma_z), \quad (6.149)$$

где σ_z – стабилизированные напряжения в скелете грунта; e_k – конечное значение коэффициента пористости при $\sigma_z \rightarrow \infty$; $A_k = e - e_k$; B – постоянный параметр, характеризующий нелинейность компрессионной кривой.

Уменьшение коэффициента фильтрации слабых грунтов при уплотнении хорошо описывается также экспоненциальной зависимостью

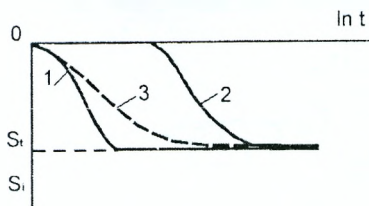
$$k_f = k_{f0} \exp[-\alpha(e_0 - e)], \quad (6.150)$$

где k_{f0} и e_0 – соответственно начальные значения коэффициентов фильтрации и пористости грунта до приложения нагрузки; α – коэффициент, учитывающий интенсивность, уменьшения водопроницаемости грунта в зависимости от изменения его пористости.

Используя уравнения неразрывности фаз, нелинейной компрессионной кривой и изменчивости водопроницаемости, можно получить уравнение нелинейной фильтрационной консолидации в виде

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial t} = \left\{ (1 + e_0) k_{f0} e^{-\alpha [k_{f0} - k_{f0} (e - e_0)]} \right\} \frac{\left[\frac{\partial^2 \sigma_z}{\partial z^2} - \alpha \left(\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} \right) \right]}{\gamma_w}. \quad (6.151)$$

На рис.6.26 показаны графики консолидации сильносжимаемого водонасыщенного грунта по линейной (кривая 1 – для начального коэффициента фильтрации, кривая 2 – для конечного коэффициента фильтрации) теории фильтрационной консолидации и по нелинейной (кривая 3).



1 – для k_{f0} ; 2 – k_{fk} ; 3 – нелинейной
 Рисунок 6.26 – Графики консолидации
 сильносжимаемого водонасыщенного
 грунта, рассчитанные по линейной
 теории фильтрационной консолидации

Из графика видно, что учет изменчивости сжимаемости и водопроницаемости дает более точное описание процесса фильтрационной консолидации.

6.4.8 Плоская и пространственная задачи теории фильтрационной консолидации грунтов

Все решения, полученные для дифференциального уравнения фильтрационной консолидации, получены для случая одномерной задачи.

Для поиска его решения в условия плоской и пространственной задачи это уравнение будет иметь вид:

– для плоской задачи

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{1}{2\gamma_w} \frac{\partial \Theta}{\partial t} + c'_v \nabla^2 H, \quad (6.152)$$

где $c'_v = k_f \frac{1 + \xi_0}{2\gamma_w m_v}$ – коэффициент консолидации для плоской задачи; ξ_0 – коэффициент бокового давления грунта в состоянии покоя; Θ – сумма главных напряжений в рассматриваемой точке, от действия внешней нагрузки,

$\nabla^2 H = \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial y^2}$ – оператор Лапласа;

– для пространственной задачи

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{1}{3\gamma_w} \frac{\partial \Theta}{\partial t} + c_v^* \nabla^2 H, \quad (6.153)$$

где $c_v^* = k_f \frac{1 + 2\xi_0}{3\gamma_w m_v}$ – коэффициент консолидации для пространственной задачи;

$\nabla^2 H = \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial z^2}$ – полный оператор Лапласа.

Определив напор (H), путем решения этих дифференциальных уравнений фильтрационной консолидации, для заданного времени t , осадка S_t в рассматриваемой точке может быть определена по формуле:

$$S_t = S_\infty - (1 - \mu_0) \gamma_w m_v \sum_1^{h_a} H \Delta z, \quad (6.154)$$

где S_∞ – полная окончательная (стабилизированная) осадка; h_a – активная глубина сжатия.

Рассмотрим основные решения, имеющие практическое значение при проектировании и эксплуатации зданий и сооружений.

Для плоской задачи с линейной нагрузкой интенсивностью P на единицу длины в направлении оси y (рис.6.27,а) расчетная зависимость для напорной функции имеет вид:

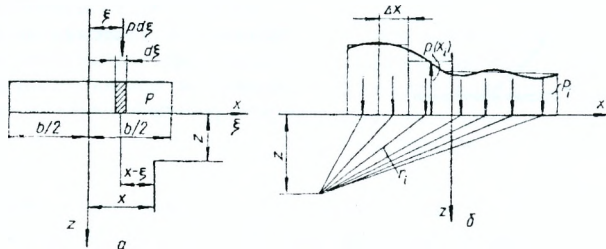


Рисунок 6.27 – Схема загрузки основания равномерно распределенной полосовой нагрузкой (а) и нагрузкой, распределенной произвольным образом (б)

$$H = \frac{p}{\pi \gamma_w r^2} \left[\exp\left(-\frac{r^2}{4c_v t}\right) - 1 \right], \quad (6.155)$$

где $r^2 = x^2 + z^2$; $c_v = k \frac{1 + \xi_0}{2\gamma_w m_v}$ – коэффициент консолидации для плоской задачи;

ξ_0 – коэффициент бокового давления в состоянии покоя. В табл. 6.12 приведены значения напорной функции для различных значений z , x и $c_v t$.

Таблица 6.12 – Значения напорной функции H для линейной нагрузки

x	z	$4c_v t$							
		0	1	4	10	40	100	400	1000
0.0	0.3	3.333	0.2870	0.0743	0.0307	0.0070	0.0030	0.0010	0.00030
0.0	0.8	1.250	0.5909	0.1849	0.0775	0.0197	0.0082	0.0020	0.00062
0.0	1.5	0.6667	0.5964	0.2868	0.1313	0.0364	0.0149	0.0037	0.00153
0.0	3.0	0.3333	0.3333	0.2982	0.1978	0.0671	0.0287	0.0074	0.00310
0.0	6.0	0.1667	0.1667	0.1667	0.1621	0.0989	0.0504	0.0143	0.00598
0.0	10.0	0.1000	0.1000	0.1000	0.1000	0.0918	0.0632	0.0221	0.00952
0.3	0.3	1.6667	0.2747	0.0732	0.0297	0.0073	0.0030	0.00083	0.0005
0.3	0.8	1.0959	0.5678	0.1827	0.0771	0.0198	0.0081	0.00019	0.00077
0.3	1.5	0.6410	0.5793	0.2839	0.1337	0.0364	0.0149	0.00370	0.00147
0.3	3.0	0.3300	0.3300	0.2960	0.1970	0.0670	0.0287	0.00735	0.00306
0.3	6.0	0.1662	0.1662	0.1662	0.1617	0.0988	0.0503	0.01430	0.00590
0.3	10.0	0.0999	0.0999	0.0999	0.0999	0.0917	0.0632	0.02210	0.00954
0.8	0.3	0.4109	0.2129	0.0685	0.0289	0.0074	0.0030	0.00071	0.00029
0.8	0.8	0.6250	0.4512	0.1712	0.0751	0.0197	0.0080	0.0020	0.00082
0.8	1.5	0.5190	0.4901	0.2670	0.1302	0.0361	0.0147	0.0037	0.00145
0.8	3.0	0.3112	0.3112	0.2833	0.1925	0.0667	0.0286	0.0074	0.00302
0.8	6.0	0.1638	0.1638	0.1638	0.1596	0.0983	0.0502	0.0143	0.00506
0.8	10.0	0.0994	0.0994	0.0994	0.0994	0.0914	0.0630	0.0221	0.00953
1.5	0.3	0.1282	0.1158	0.0568	0.0267	0.00728	0.0030	0.00074	0.00029
1.5	0.6	0.2768	0.2614	0.1424	0.0694	0.0192	0.00786	0.0020	0.00078
1.5	1.5	0.3333	0.3296	0.2257	0.1207	0.0354	0.0146	0.00363	0.00142
1.5	3.0	0.2667	0.2667	0.2507	0.1801	0.0653	0.0283	0.00738	0.00390
1.5	6.0	0.1569	0.1569	0.1569	0.1426	0.0966	0.0499	0.01430	0.00582
1.5	10.0	0.0978	0.0978	0.0978	0.0978	0.0902	0.0626	0.0220	0.00951
3.0	0.3	0.0330	0.0330	0.0296	0.0197	0.0067	0.0029	0.00074	0.00020
3.0	0.8	0.0830	0.0830	0.0756	0.0513	0.0178	0.0076	0.00198	0.00062
3.0	1.5	0.1333	0.1333	0.1252	0.0300	0.0326	0.0142	0.00360	0.00140
3.0	3.0	0.1667	0.1414	0.1648	0.1391	0.0603	0.0275	0.00731	0.00298
3.0	6.0	0.1333	0.1333	0.1333	0.1319	0.0900	0.0483	0.0142	0.00580
3.0	10.0	0.0917	0.0917	0.0917	0.0917	0.0856	0.0609	0.0220	0.00945

Проанализируем частные случаи:

а) при загрузке основания равномерно распределенной полосовой нагрузкой (рис.6.27,а) функция напора имеет вид:

$$H = \frac{pz}{\pi \gamma_w} \int_{-b/2}^{b/2} \frac{1}{(x-\xi)^2 + z^2} \left[\exp\left[-\frac{(x-\xi)^2 + z^2}{4c_v t}\right] - 1 \right] d\xi. \quad (6.156)$$

Определить H можно способом суммирования;

б) при нагрузке, распределенной произвольным образом (рис.6.27.б), необходимо заменить ее нагрузкой, состоящий из ряда полос шириной Δx и интенсивностью $p(x)$. Затем представляют нагрузку от каждой полосы соответствующей равнодействующей

$$P_i = \Delta x p(x_i). \quad (6.157)$$

Напор в любой точке основания для любого момента времени t составит

$$H = \frac{1}{\pi \gamma_w} \sum_{i=1}^n P_i \frac{z}{r_i^2} \left(e^{-\frac{c_v^* z^2}{4c_v^* t}} - 1 \right). \quad (6.158)$$

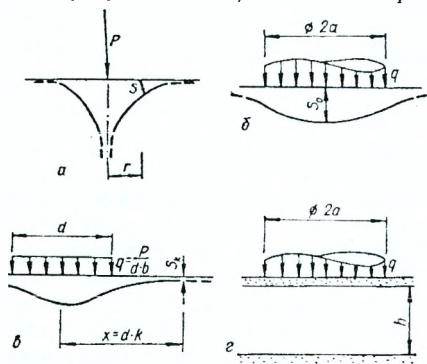
Величины $r_i = \sqrt{z^2 + (x - \xi_i)^2}$ могут быть найдены графически. Если значение напора для данного времени t найдено, то осадка S_i в рассматриваемой точке будет

$$S_i = S - (1 - \nu) \gamma_w m_v \sum_{i=1}^n H \Delta z, \quad (6.159)$$

где S – полная осадка; h_a – мощность сжимаемой толщи грунта.

Для пространственной задачи теории фильтрационной консолидации необходимо учитывать два инвариантных закона деформирования скелета грунта (изменение объема и формы) и взаимодействие между фазами грунтовой системы, при котором изменение формы грунтового массива происходит независимо от наличия жидкой фазы, а изменение объема – под действием объемных сил, характеризующихся переменным во времени давлением в поровой жидкости.

Расчетные схемы для различных схем загрузки основания показаны на рис.6.28.



- a* – сосредоточенная сила;
- б* – равномерная нагрузка, распределенная по площади круга;
- в* – то же прямоугольника,
- г* – равномерная нагрузка на поверхности слоя конечной толщины

Рисунок 6.28 – Пространственные задачи фильтрационной теории консолидации

а) действие сосредоточенной силы (рис.6.28,а)

Вертикальные смещения границы полупространства S от сосредоточенной силы P на расстоянии r

$$S(r, t) = \frac{P}{4\pi G} \left[1 + 2(1 - 2\nu) A \frac{r}{2\sqrt{c_v^* t}} \right], \quad (6.160)$$

где G – модуль сдвига; c_v^* – коэффициент консолидации для пространственной задачи

$$c_v^* = k \frac{1 + 2\xi}{3\gamma_w m_v}. \quad (6.161)$$

Значения $A \frac{r}{2\sqrt{c_v^* t}}$ приведены в табл.6.13.

Таблица 6.13 – Значения функции $A \frac{r}{2\sqrt{c_v^* t}}$

$r/2\sqrt{c_v^* t}$	$A(r/2\sqrt{c_v^* t})$	$r/2\sqrt{c_v^* t}$	$A(r/2\sqrt{c_v^* t})$	$r/2\sqrt{c_v^* t}$	$A(r/2\sqrt{c_v^* t})$
0	0,5	5	0,0100	50	0,0001
1	0,1855	10	0,0025	∞	0
3	0,0278	20	0,0006		

Для мгновенной и стабилизированной фильтрационных осадок зависимости имеют вид

$$S(r,0) = \frac{P}{2\pi G}; \quad (6.162)$$

$$S(r,\infty) = \frac{2(1-\nu)P}{4\pi G}. \quad (6.163)$$

б) действие равномерной нагрузки, распределенной по площади круга на границе полупространства (рис.6.28,б).

Вертикальные смещения центра абсолютно гибкого штампа равны

$$S_0(t) = \bar{S}_0(t) \frac{q}{G}, \quad (6.164)$$

где q – интенсивность нагрузки; $\bar{S}_0(t)$ – приведенное смещение основания, определяемое по табл.6.14.

Таблица 6.14 – Значение $\bar{S}_0(t)$ под центром штампа при $\nu = 0,33$

a	$\sqrt{c_v^* t}$									
	0	0,1	0,3	0,7	1,0	3,0	7,0	10,0	40	∞
1	0,5000	0,5343	0,5829	0,6240	0,6361	0,6560	0,6632	0,6642	0,6667	0,6667
5	2,5000	2,5370	2,6068	2,7307	2,8095	3,0887	3,2228	3,2553	3,3127	3,3333
10	5,0000	5,0373	5,1100	5,2470	5,3427	5,8295	6,2398	6,3547	6,5893	6,6667

Мгновенная и стабилизированная фильтрационные осадки

$$S_0(0) = \frac{qa}{2G}; \quad S_0(\infty) = (1-\nu) \frac{qa}{G}, \quad (6.165)$$

где a – радиус штампа.

в) действие равномерной нагрузки распределенной по площади прямоугольника (рис.6.28,в) (балка на консолидированном основании).

Вертикальные смещения поверхности упругого консолидируемого полупространства в точке, удаленной на расстоянии x от центра загруженного по прямоугольнику фрагмента

$$S_i(t) = \frac{P}{5\pi Gd} \left\{ I_k(0) + (1-2\nu) I_k \left(\frac{d}{2\sqrt{c_v^* t}} \right) \right\}, \quad (6.166)$$

где P – действующая сила, кН; d – ширина фрагмента, м; I_k – функция влияния, от соотношения размеров фрагмента (b/d) и относительного удаления ($k = x/d$) (табл.6.15).

Таблица 6.15 - Таблица значений функции I_k

$\frac{d}{\sqrt[3]{c^3}}$	k	Отношение сторон b/k прямоугольного фрагмента					
		2/3	1	2	3	4	5
0	0	3.554	4.407	6.015	7.000	7.710	8.263
	1	0.891	1.298	2.325	3.109	3.730	4.238
	2	0.424	0.632	1.225	1.759	2.230	2.650
	3	0.280	0.419	0.825	1.212	1.515	1.907
	4	0.209	0.314	0.623	0.923	1.210	1.707
	5	0.167	0.250	0.498	0.739	0.980	1.206
	6	0.139	0.209	0.415	0.619	0.820	1.019
	7	0.119	0.179	0.358	0.533	0.705	0.875
	8	0.104	0.157	0.313	0.465	0.620	0.769
	9	0.093	0.139	0.278	0.417	0.555	0.688
0,1	0	0.084	0.125	0.250	0.375	0.500	0.619
	1	3.492	4.313	5.825	6.720	7.335	7.795
	2	0.824	1.204	2.136	2.828	3.356	3.670
	3	0.362	0.538	1.038	1.480	1.860	2.188
	4	0.218	0.327	0.641	0.936	1.205	1.448
	5	0.149	0.222	0.440	0.648	0.845	1.028
	6	0.108	0.161	0.320	0.473	0.621	0.763
	7	0.081	0.125	0.241	0.357	0.471	0.579
	8	0.062	0.093	0.185	0.276	0.364	0.450
	9	0.049	0.073	0.146	0.217	0.287	0.354
0,5	0	0.039	0.058	0.116	0.175	0.228	0.283
	10	0.031	0.047	0.093	0.139	0.184	0.228
	0	3.243	3.941	5.090	5.645	5.945	6.125
	1	0.594	0.853	1.444	1.814	2.044	2.188
	2	0.162	0.240	0.450	0.614	0.736	0.824
	3	0.060	0.090	0.173	0.245	0.304	0.352
	4	0.027	0.040	0.078	0.112	0.143	0.169
	5	0.014	0.021	0.040	0.059	0.076	0.091
	6	0.008	0.012	0.023	0.034	0.045	0.054
	0	2.942	3.497	4.272	4.545	4.659	4.715
1.0	1	0.372	0.524	0.832	0.986	1.063	1.106
	2	0.057	0.084	0.154	0.204	0.239	0.262
	3	0.016	0.024	0.047	0.065	0.081	0.093
2.0	0	2.401	2.736	3.071	3.151	3.180	3.194
	1	0.152	0.208	0.305	0.346	0.366	0.376
	2	0.015	0.022	0.039	0.052	0.061	0.066
4.0	0	1.656	1.774	1.866	1.866	1.894	1.897
	1	0.042	0.056	0.081	0.091	0.096	0.099
	7.0	0	1.082	1.122	1.158	1.159	1.161
20.0	0	0.421	0.426	0.429	0.430	0.430	0.430
	100.0	0	0.090	0.090	0.090	0.090	0.090

г) действия равномерной нагрузки по площади круга $r = a$ на поверхности слоя конечной толщины (рис.6.28,з).

Вертикальные смещения абсолютно гибкого штампа –

$$S_{sp}(t) = U S_{sp}(\infty), \quad (6.167)$$

Значение степени консолидации U и $S_{cp}(\infty)$ определяется по табл.6.16.

Таблица 6.16 – Значение U и $S_{cp}(\infty) \frac{G}{qa}$ при $\nu = 0,33$

h/a	$c_1 t$										$\frac{G}{qa} S_{cp}(\infty)$
	0	10^{-6}	10^{-5}	10^{-4}	10^{-3}	10^{-2}	10^{-1}	1	10	100	
0,5	0,750	0,786	0,787	0,791	0,814	0,886	0,973	1,000	1,000	1,000	0,150
1,0	0,750	0,788	0,788	0,789	0,800	0,883	0,951	1,000	1,000	1,000	0,264
5,0	0,750	0,873	0,873	0,873	0,874	0,883	0,914	0,972	0,999	1,000	0,493
10,0	0,750	0,907	0,907	0,907	0,908	0,910	0,925	0,970	0,994	1,000	0,545

Для характеристики завершенности осадок основания используется понятие степени консолидации. В случае пространственной консолидации используется зависимость

$$U_s(t) = \frac{S_t - S_0}{S_\infty - S_0}, \quad (6.168)$$

где S_t – осадка в момент времени t ; S_0 , S_∞ – мгновенное и стабилизированное значения осадок.

Частным случаем пространственной задачи является осесимметричная задача теории фильтрационной консолидации, имеющая большое практическое значение при проектировании дренажей для упрочнения слабых водонасыщенных грунтов и ускорения консолидации.

Дифференциальное уравнение в данном случае представимо в виде

$$\frac{\partial p_w}{\partial t} = c_1 \left(\frac{\partial^2 p_w}{\partial z^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial p_w}{\partial r} \right) + c_2 \frac{\partial^2 p_w}{\partial z^2}, \quad (6.169)$$

где c_1 и c_2 – коэффициенты консолидации (радиальной и вертикальной – осевой); r – радиус вертикальной дрены (песчаной).

Расчетная схема приведена на рис.6.29.

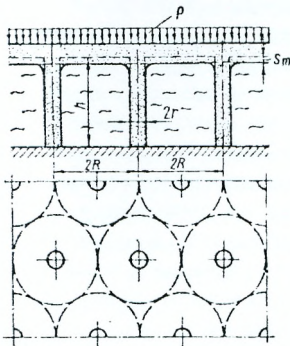


Рисунок 6.29 – Схема вертикального дренирования

Решение уравнения (6.169) методом численного интегрирования из условия равных деформаций, позволяет получить расчетную зависимость для среднего значения степени радиальной консолидации дренируемого слоя,

$$U_r \approx \left[1 - \frac{P_{sr}}{p} - \frac{2}{3} \frac{\gamma_w i_w}{p} \left(R - \frac{r^3}{R^2} \right) \right] (1 - e^{-M^2}) + \frac{P_{sr}}{p}, \quad (6.170)$$

где R – радиус влияния дрен (половина расстояния между осями дрен); r – радиус дрен; p – внешнее равномерно распределенное давление (удельная нагрузка);

$$M' \approx \frac{k_f}{m_v \gamma_w \left(\frac{R^2}{2} \ln \frac{R}{r} - \frac{3}{8} R^2 \right)}. \quad (6.171)$$

Если начальный градиент напора равен нулю ($i_0 = 0$), что в ряде случаев отвечает некоторым грунтам, то уравнение (6.170) примет следующий более простой вид:

$$U_r \approx \left[1 - \frac{P_{sv}}{P} \right] (1 - e^{-M'r}) + \frac{P_{sv}}{P}, \quad (6.172)$$

или

$$U_r \approx 1 - \frac{P - P_{sv}}{P} e^{-M'r}. \quad (6.173)$$

Степень консолидации U_z (вертикальной) определяется по выражению

$$U_r \approx 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-M'r}, \quad (6.174)$$

где

$$M' = \frac{\pi^2 c_v}{4h^2}. \quad (6.175)$$

В рассматриваемом случае осадку для любого времени можно вычислить по формуле:

$$S_t = S U_\Sigma = h m_v p U_\Sigma, \quad (6.176)$$

где

$$U_\Sigma = 1 - (1 - U_r)(1 - U_z). \quad (6.177)$$

7 РЕОЛОГИЧЕСКИЕ ПРОЦЕССЫ В ГРУНТАХ И ИХ ЗНАЧЕНИЕ

7.1 Реологические явления в грунтах

Реологические свойства тела проявляются в виде ползучести, релаксации и снижении прочности при длительном воздействии нагрузок.

Под ползучестью грунта мы подразумеваем процесс деформирования, развивающийся во времени даже при постоянной нагрузке. Способность деформироваться во времени присуща многим веществам – коллоидных систем и полимеров до металлов и от суспензий до скальных пород. В принципе, все реальные тела обладают свойством ползучести, но эти свойства проявляются в зависимости от промежутка времени, в течение которого ведут наблюдение за процессом деформирования, и от величины приложенной нагрузки и температуры. Так, течение жидкости можно наблюдать за очень короткие промежутки времени (секунды, минуты), льда – за несколько часов и суток, грунтов и металлов при высокой температуре – за сутки и месяцы, стекла – за столетия; в горных же породах, образующих земную кору, свойства течения проявляются лишь в масштабе геологических периодов времени.

Вследствие этого не удивительно, что наука, изучающая течение вещества, была названа реологией, что как бы подчеркивает справедливость известного выражения Гераклита «*παντα ρει*» (панта рей), что означает «все течет».

Наглядным примером течения твердых тел является изменение контура стен древних храмов в Мексике, очертания которых точно повторяют современный волнистый рельеф местности. Когда-то и этот рельеф и стены храмов, построенных ацтеками, были ровными. Но в течение последующих веков очертания местности менялись, а вслед за ней изгибались, не разрушаясь, стены.

Реологические явления в грунтах и горных породах наблюдаются повсеместно. Солифлюкция, селевые потоки, оползни, течение ледников и т.д. – все это реологические процессы, протекающие за промежутки времени от нескольких часов или суток до столетий.

Реологическими процессами объясняются и различные тектонические нарушения – складкообразование, изгибы пластов горных пород и т.п. Такие нарушения в ряде случаев вызываются медленным течением пород под воздействием гравитационного давления, длящегося весьма продолжительное время (тысячи и десятки тысяч лет).

Но еще чаще реологические процессы протекают в грунтах и горных породах во взаимодействии с инженерными сооружениями и проявляются в сравнительно небольшие промежутки времени, соизмеримые со сроком службы этих сооружений.

Известны многочисленные факты длительных осадок и кренов сооружений вследствие ползучести глинистых грунтов основания, смещения по этой же причине подпорных стенок, нарушения устойчивости склонов и откосов и т.д. Ползучесть грунтов вызывает такое широко распространенное явление, как оползни, приносящие колоссальные убытки народному хозяйству.

Явление ползучести и связанное с ним перераспределение напряжений часто наблюдается в различного рода подземных сооружениях и выработках, проходимых в горных породах. Проявление горного давления, развитие оседания участков земной поверхности при строительстве тоннелей, потеря с течением времени устойчивости кровли подземных выработок, сдвиги толщи горных пород при разработке полезных ископаемых – все это не что иное, как проявление ползучести горных пород. В ярко выраженной форме ползучесть проявляется в вечномерзлых грунтах, а также в льдогрунтовых защитных ограждениях, устраиваемых с помощью искусственного замораживания при проходке различных выработок в слабых грунтах.

Из этого далеко не полного перечня видно, что основные задачи механики грунтов и горных пород не могут решаться без учета реологических свойств грунтов. Требования расчета по предельным состояниям с учетом этих свойств можно сформулировать следующим образом. Расчет по предельному состоянию по деформациям должен заключаться в определении такой нагрузки, при которой деформации за заданный промежуток времени (например, за срок службы сооружения) не превысят предельно допускаемых значений.

Учитывая, что в процессе незатухающей ползучести снижается сопротивление грунта, расчет по предельному состоянию по несущей способности можно свести к определению такой нагрузки, при которой напряжения в грунте в заданный момент времени достигнут предела длительной прочности.

7.2 Физические причины протекания реологических процессов в грунтах

Реология как наука, изучающая вопросы течения материалов, имеет три основных направления исследований: медленно развивающихся во времени деформаций – деформации ползучести; расслабления (уменьшения) напряжений при постоянстве деформации – релаксации напряжений; разрушения материалов при длительном действии нагрузки – длительной прочности материалов.

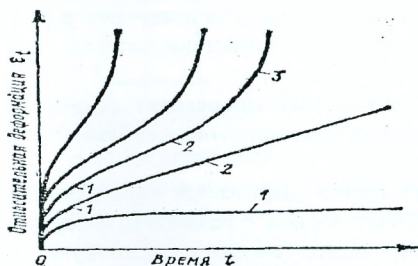
Вопросами реологии грунтов занимались А.Я.Будин, С.С.Вялов, М.Н.Гольдштейн, Ю.К.Зарецкий, Н.Н.Маслов, С.Р.Месчан, Г.И.Тер-Степанян, И.А.Цытович и др.

Деформации ползучести развиваются как в процессе уплотнения грунтов под действием нормальных напряжений, так и при сдвиге, т.е. при приложении касательных напряжений.

Реологические процессы особенно характерны для пылевато-глинистых грунтов, а также для любых грунтов, находящихся в мерзлом состоянии. Они проявляются также в скальных породах и песках при их определенном напряженном состоянии. Физические причины ползучести в полной мере пока еще не вскрыты. С.С.Вялов и Ю.К.Зарецкий объясняют развитие реологических процессов в грунтах, в частности при деформациях ползучести. Так, при увеличении напряжений в жестких связях между частицами грунта возникают усилия, под действием которых постепенно разрушаются менее прочные, а затем и более прочные связи. В результате этого процесса в грунте появляются дефекты

(микротрещины между частицами). Однако одновременно в этих и соседних местах возникают вследствие сближения отдельных частиц (при сжатии и сдвиге) новые водно-коллоидные и молекулярно-контактные связи. Поэтому грунт не разрушается, а лишь получает большие деформации.

Если к нескольким образцам одного и того же грунта приложить различную сдвигающую нагрузку, то относительная деформация будет развиваться во времени так, как показано на рис. 7.1.



1 – затухающая; 2 – установившаяся;
3 – прогрессирующего течения

Рисунок 7.1 – Стадии ползучести на кривых деформации во времени

Анализируя кривые деформации во времени, можно выделить мгновенную деформацию и три стадии ползучести. В пределах первой стадии, называемой стадией затухающей ползучести, происходит постепенное уменьшение скорости развития деформации во времени. В пределах второй стадии – *установившейся ползучести* – имеет место деформация пластического течения, при которой скорость практически постоянна. Установившаяся ползучесть возникает лишь при напряжениях, больших определенного предела. Как доказано С.С.Вяловым, установившаяся ползучесть всегда переходит в третью стадию – прогрессирующего течения, при которой скорость развития деформаций во времени возрастает, что и ведет к разрушению образца.

В стадии затухающей ползучести возникают микротрещины, но одновременно образуются значительно большее количество новых связей и увеличивается сопротивление разрушению существующих связей вследствие развивающихся деформаций.

В стадии установившейся ползучести наблюдается равновесие между прочностью грунта, теряемой в результате разрушения связей, и прочностью, приобретаемой грунтом вследствие возникновения водно-коллоидных и молекулярно-контактных связей. Этим обуславливается пластично-вязкое течение, в процессе которого изменяется структура грунта, при этом постепенно уменьшается сопротивляемость образца грунта разрушению и наступает стадия прогрессирующего течения.

В стадии прогрессирующего течения количество дефектов в связях все увеличивается, а возникновение новых связей иногда уменьшается, поскольку на этой стадии в ряде случаев наблюдается увеличение объема образца грунта. Прогрессирующее течение при неизменном напряженном состоянии всегда заканчивается разрушением.

7.3 Длительная прочность грунта и релаксация напряжений

Если образец грунта подвергать деформациям сдвига, осевого сжатия или растяжения при различных нагрузках (рис. 7.1), то можно отметить, что чем большая нагрузка приложена к образцу, тем скорее наступает стадия прогрессирующего течения и происходит разрушение образца. Проводя опыты все с меньшими нагрузками, можно достигнуть такого напряженного состояния грунта, при котором не возникает установившейся ползучести и прогрессирующего течения, а будет развиваться только затухающая ползучесть и разрушение образца не произойдет даже при длительном действии нагрузки, вызывающей это напряженное состояние.

Минимальные напряжения, при которых происходит разрушение образца через бесконечно большой промежуток времени, называются предельной длительной прочностью R_{∞} .

Напряжения, при которых образец грунта разрушается через некоторый период времени после приложения нагрузки в связи с развитием деформаций установившейся ползучести и прогрессирующего течения, соответствуют длительной прочности грунта R_t .

Наконец, можно приложить нагрузку такой интенсивности, при которой образец грунта разрушается мгновенно, т.е. достигается мгновенная прочность грунта при минимальном напряженном состоянии.

По результатам серии испытаний грунта, обладающего ползучестью, можно построить кривую его длительной прочности (рис. 7.2).

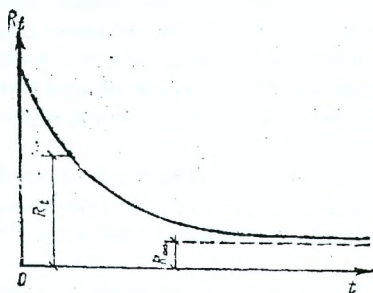
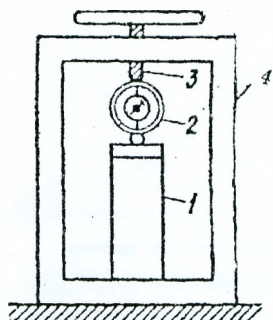


Рисунок 7.2 – Кривая длительной прочности грунта

При проектировании сооружений, передающих постоянную нагрузку, приходится исходить из предела длительной прочности, а в случае периодического возрастания и снижения нагрузки — из длительной прочности с учетом продолжительности действия нагрузки (например, порывов ветра). Такое проектирование рациональнее.

Релаксацией напряжений называется явление уменьшения напряжений (расслабление напряжений) при постоянстве общей деформации. Если образец грунта, обладающего ползучестью (рис. 7.3), поместить в прибор (например, динамометрический) и приложить к этому образцу нагрузку, немного меньшую мгновенной прочности грунта, то измерение усилий по динамометру во время опыта покажет, что напряжения в грунте будут уменьшаться.



1 – образец грунта; 2 – динамометр;
3 – домкратный винт
для приложения нагрузки; 4 – жесткая рама

Рисунок 7.3 – Испытание грунта на релаксацию напряжений при сжатии со свободным боковым расширением

В то же время размеры образца практически останутся без изменений. В результате опыта мы получим кривую уменьшения напряжений, аналогичную кривой длительной прочности. Доказано, что напряжения будут уменьшаться до предела длительной прочности. В связи с этим С.С.Вялов рекомендует определять предел длительной прочности по напряжениям, до которых происходит их релаксация при постоянстве данного вида деформации.

Кривая релаксации напряжений может быть описана уравнением:

$$\sigma_t = \sigma_\infty + (\sigma_0 - \sigma_\infty)t^{-n}, \quad (7.1)$$

где σ_t – напряжение в данный момент времени t ; σ_∞ – предельно длительное напряжение после релаксации; σ_0 – напряжение, возникающее в начале опыта при $t = 0$; t – время от начала приложения нагрузки; n – параметр, который характеризует скорость релаксации напряжений (обычно $n < 1$).

Так как проводить опыты в течение бесконечно большого периода времени невозможно, выполняют несколько длительных экспериментов при различных значениях σ_0 и расчетом находят σ_∞ и n .

7.4 Деформации ползучести грунта при уплотнении

Если деформацию образца водонасыщенного грунта в одометре или осадку слоя грунта без возможности бокового расширения изобразить во времени кривой в полулогарифмической системе координат, то она будет иметь вид, показанный на рис. 7.4,а. На этой кривой можно выделить три основных участка, соответствующих трем слагаемым, осадки: преимущественно упругой (начальной) осадке $S_{eб}$, развивающейся до начала фильтрационной консолидации; осадке S_{fc} , обусловленной фильтрационной консолидацией, и осадке S_{cr} , развивающейся вследствие ползучести грунта. Осадку, развивающуюся после фильтрационной консолидации, обычно называют осадкой *вторичной консолидации*. Фактически деформации ползучести, развивающиеся с момента приложения нагрузки, составляют небольшую долю S_{fc} , в период развития фильтрационной консолидации, поэтому их можно не выделять.

Начальную (преимущественно упругую) осадку можно найти по графику, построенному в координатах S и \sqrt{t} (рис. 7.4,б).

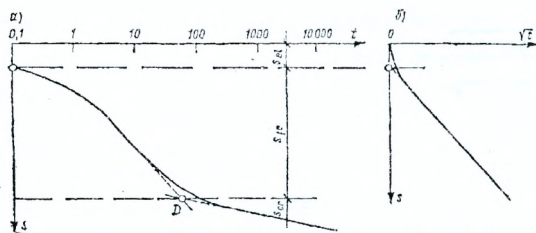


Рисунок 7.4 – Кривые нарастания деформаций (осадок) во времени

Развитие осадки во времени в период фильтрационной консолидации определяют в соответствии с рекомендациями п.6.5. Нарастание во времени относительной деформации неводонасыщенных грунтов может быть, как считает Н.А.Цытович, установлено по теории наследственной ползучести. В таком случае уравнение напряженно-деформированного состояния грунтов при задерживающей ползучести и при непрерывном одноосном нагружении или одноосном уплотнении различным давлением (переменным или постоянным) в момент времени t будет иметь вид:

$$\varepsilon(t) = \frac{1}{E_{el}} \left[\sigma(t) + \int_0^t k(t-t_0) \sigma(t_0) dt \right], \quad (7.2)$$

где E_{el} – мгновенный модуль деформации скелета грунта; $\sigma(t)$ и $\sigma(t_0)$ – напряжения, развивающиеся соответственно к моментам времени t и t_0 ; t – текущая координата времени; t_0 – момент времени, соответствующий приложению нагрузки, вызывающей напряжение $\sigma(t_0)$, которое действует в течение отрезка времени dt_0 ;

$$k(t-t_0) = E_{el} \bar{k}(t-t_0), \quad (7.3)$$

$\bar{k}(t-t_0)$ – ядро ползучести, характеризующее скорость деформации ползучести при постоянном напряжении, отнесенную к его единице.

Уравнение (7.2) свидетельствует о зависимости полной деформации скелета грунта, обладающего ползучестью, не только от напряженного состояния, но и от предыстории нагружения в момент времени t_0 . Этим обусловлено название теории – *теория наследственной ползучести*.

Ядро ползучести для дисперсных грунтов часто представляют в виде простейшей зависимости, подтверждаемой экспериментами:

$$\bar{k}(t-t_0) = \delta e^{-\delta t}, \quad (7.4)$$

где δ и δ_1 – параметры ползучести, определяемые по результатам опытов.

Для нахождения δ_1 после окончания фильтрационной консолидации (начиная с момента времени t_{1c}) строят графическую зависимость, показанную на рис. 7.5, где s – скорость осадки; p – давление; h – толщина деформирующегося слоя.

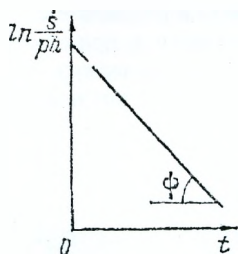


Рисунок 7.5 -- График для определения параметра δ_1 после окончания фильтрационной консолидации

Эта зависимость имеет вид прямой линии. Тангенс угла наклона ее к абсциссе и будет δ_1 .

$$\delta_1 = tg\varphi. \quad (7.5)$$

Параметр ползучести δ можно определить по формуле:

$$\delta = \frac{\delta_1 m_v^*}{m_v^f}. \quad (7.6)$$

где m_v^* – коэффициент относительной сжимаемости вследствие ползучести грунта, определяемый на конец опыта; m_v^f – коэффициент относительной сжимаемости вследствие упругих деформаций образца и фильтрационной консолидации.

Величину m_v^* находят по формуле:

$$m_v^* = m_v^{el} + m_v^f, \quad (7.7)$$

где m_v^{el} – коэффициент относительной сжимаемости в период упругих деформаций; m_v^f – коэффициент относительной сжимаемости за период фильтрационной консолидации.

Когда деформации ползучести в период фильтрационной консолидации можно считать незначительными,

$$m_v^* = m_v^{el} + m_v^f = \frac{s_{el} + s_{fc}}{hp}. \quad (7.8)$$

Здесь s_{el} и s_{fc} определяются по графику (рис. 7.4); h – высота образца; p – приложенное давление.

Значение m_v^* устанавливают по формуле:

$$m_v^* = \frac{m_v^{en} - m_v^f}{1 - e^{-\delta t_{en}}}, \quad (7.9)$$

где m_v^{en} – коэффициент относительной сжимаемости грунта при условной стабилизации образца грунта за период времени t_{en} (на конец опыта).

Таким образом, по результатам экспериментов определяют все параметры, необходимые для нахождения относительной деформации ползучести однофазного грунта, что дает возможность составлять прогноз деформаций ползучести грунтов.

В двухфазных грунтах одновременно развиваются деформации ползучести, фильтрационной консолидации и изменения объема пузырьков воздуха в поровой воде по мере изменения в ней давления. Решения для ряда таких задач освещены в трудах Н.А.Цытовича, Ю.К.Зарецкого, З.Т.Тер-Мартirosяна и др.

Однако при приближенных расчетах осадки во времени относительно хорошо фильтрующихся грунтов (суглинков или глин с прослоями песка) исполь-

зуют раздельное определение развития осадок во времени в результате сжатия поровой воды, фильтрационной консолидации и ползучести с применением графика развития деформаций во времени (рис. 7.4). В таком случае кривую нарастания осадки во времени в период деформаций ползучести заменяют прямой, начиная от точки D .

7.5 Вопросы нелинейной механики грунтов

Анализируя зависимость осадки жесткого штампа от нагрузки следует отметить, что близкая к линейной зависимость при небольших давлениях наблюдается в пределах фазы упругих деформаций и фазы уплотнения и местных сдвигов. Если давление по подошве жестких фундаментов не вызывает развития интенсивных деформаций сдвигов (пластических деформаций), то, как показано ранее, осадку сооружений с успехом можно рассчитывать исходя из линейной зависимости между напряжениями и деформациями.

В ряде случаев осадка, полученная при таком расчете, оказывается существенно меньше предельно допустимого значения. Однако увеличить давление по подошве рассчитываемых фундаментов на основе линейной механики грунтов нельзя, так как при повышенных давлениях нарушается принятая в расчетах линейная зависимость.

Нарушение линейной зависимости между давлением и осадками жесткого фундамента можно объяснить значительным развитием деформаций сдвигов и изменением объема грунта не только в зависимости от суммы главных напряжений, но и от соотношения между главными и касательными напряжениями (явления контракции и дилатансии).

Дилатансия – увеличение объема зернистых сред при пластическом деформировании.

Контракция – уменьшение объема зернистых сред при пластическом деформировании.

В таком случае приходится рассматривать напряженное состояние грунтов, например, по октаэдрическим площадкам, равнонаклонным к плоскостям, по которым действуют главные напряжения. Согласно решениям общей механики сплошных сред, на эти площадки будут действовать октаэдрические напряжения:

нормальные

$$\sigma_{oct} = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad (7.10)$$

касательные

$$\tau_{oct} = \frac{1}{3}\sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}. \quad (7.11)$$

Кроме деформаций объема, существенное значение имеют деформации формы. В качестве меры деформаций формы принимают интенсивность деформаций сдвигов:

$$G = \sqrt{\frac{2}{3}(\gamma_1^2 + \gamma_2^2 + \gamma_3^2)}, \quad (7.12)$$

где $\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3$ – наибольшие (главные) деформации сдвигов.

Деформации объема и формы могут быть выражены через σ_{oct} и τ_{oct} .

На рис. 7.6,а показано изменение относительной октаэдрической деформации (изменения объема) ϵ_{oct} при увеличении $\sigma_{oct} = P_{oct}$. Линия 1 соответствует линейной зависимости между напряжениями и деформациями; линия 2 – экспериментальная кривая для случая неизменности объема при действии касательных напряжений; линии 3 – экспериментальные кривые, полученные при изменении объема в результате деформации сдвигов.

На рис. 7.6,б представлена зависимость меры деформаций формы Γ от τ_{oct} при различных октаэдрических нормальных напряжениях.

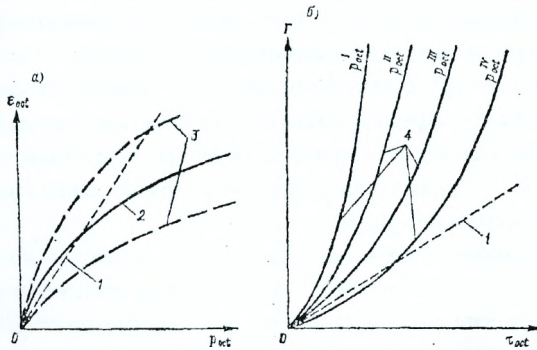


Рисунок 7.6 – Графики зависимости деформаций объема (а) и формы (б) от октаэдрических напряжений

Здесь также линия 1 отражает линейную зависимость между напряжениями и деформациями. Кривые 4 соответствуют развитию меры деформаций формы при различных октаэдрических нормальных напряжениях.

Анализируя эти графики, следует отметить, что линейную зависимость между напряжениями и деформациями можно использовать при сравнительно небольших октаэдрических нормальных и касательных напряжениях. При больших значениях этих напряжений надо учитывать нелинейную зависимость между напряжениями и деформациями грунтов. Это необходимо при возведении, например, тяжелых сооружений (плотин, атомных реакторов и др.), передающих на грунт давление, существенно большее его расчетного сопротивления, при котором еще обеспечивается линейная зависимость между напряжениями и деформациями.

8 ДИНАМИКА ДИСПЕРСНЫХ ГРУНТОВ

8.1 Общие сведения о динамических воздействиях на грунт

На практике часто встречается необходимость определения влияния динамических воздействий, возбуждаемых динамическими нагрузками (движение транспорта, действие взрывов и неуравновешенных машин и механизмов, последствия землетрясений и т.п.), на поведение дисперсных грунтов.

Динамические воздействия на грунты подразделяются по интенсивности, виду и частотным характеристикам.

По интенсивности воздействия грунты классифицируются как: слабые – характерные для установившегося режима колебаний устойчивых оснований, при которых не происходит разрушения межчастичных связей в грунте; сильные – структура грунта нарушается, что ведет к изменению пористости; сверхсильные – соответствующие взрывным и сейсмическим нагрузкам, при которых происходит полное разрушение грунтов на значительной по размерам площади.

Слабые динамические воздействия наблюдаются при колебаниях фундаментов машин и технологического оборудования транспортных сооружений, сильные – при работе уплотняющих машин и другого технологического оборудования. Сверхсильные воздействия возникают при взрывных и интенсивных сейсмических нагрузках.

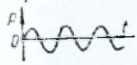
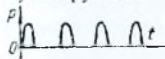
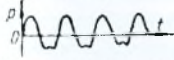
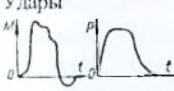
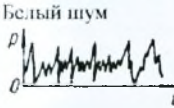
При оценке динамических воздействий на грунты от фундаментов машин эти воздействия могут быть подразделены на два класса: от машин беспокойного действия, при работе которых возникают значительные силы инерции, и от машин спокойного действия, у которых неуравновешенные силы инерции движущихся частей невелики по сравнению с массой машины.

По виду динамического воздействия на грунты нагрузки подразделяются на: гармонические – от машин с равномерно вращающимися частями; импульсные периодические – от ударно-вибрационных и формовочных машин, а также транспортных сооружений; непериодические – от технологического оборудования и транспортных средств, создающих ударные нагрузки и колебания типа «белый шум» (табл.8.1).

По частоте воздействия на грунт динамические нагрузки могут быть разделены на группы: низкочастотные – с частотой воздействия до 10Гц; среднечастотные – с частотой воздействия в интервале 10...25Гц; высокочастотные – с частотой воздействия свыше 25Гц.

Фундаменты машин с динамическими нагрузками оказывают на основание, как правило, слабые динамические воздействия.

Таблица 8.1 – Виды динамических нагрузок

Вид нагрузки и характерный график изменения во времени	Основные источники
Гармонические 	Электромашины и турбоагрегаты с равномерно вращающимися роторами
Импульсные периодические: Пульсирующие  Переменные  Непериодические воздействия Удары  Белый шум 	Технологическое оборудование (ударно-вибрационные, формовочные машины, кривошипно-шатунные механизмы); транспортные нагрузки, уплотняющие машины Технологическое оборудование: ковка, штамповка и т. д. Дробление, транспортировка сыпучего материала

В особую группу можно отнести сейсмические воздействия и воздействия, обусловленные взрывами и движением транспорта.

Сейсмические колебания могут вызывать потери динамической устойчивости структуры водонасыщенных несвязных грунтов и их переход в разжиженное состояние в обширных массивах, что всегда имеет катастрофические последствия для расположенных на них зданий и сооружений.

Сотрясения грунта, обусловленные движением транспорта, по сравнению с сотрясениями, вызываемыми сейсмическими силами землетрясений, весьма слабые. Однако вследствие длительности воздействия они могут быть причиной осадок оснований и вибротекучести дисперсных грунтов, так как при длительном действии сотрясений и возрастании ускорения колебаний сопротивление сдвигу дисперсных грунтов, особенно *несвязных*, значительно уменьшается, а изменение коэффициента пористости грунтов с возрастанием колебаний увеличивается, обуславливая виброуплотнение грунтов.

Действие взрыва вызывает в грунтах быстропотекающие механические процессы: возникновение взрывной *газовой камеры* в весьма короткое промежуток времени (иногда в тысячные доли секунды), давящей на окружающий ее грунт с огромной силой (порядка десятков тысяч мегапаскалей), обуславливает зарождение и движение *взрывных волн*, изменяющих во времени напряженное состояние массива грунта и движение частиц его со скоростью, меняющейся от нескольких тысяч метров в секунду до нуля.

Как показывает практика, в целом динамические свойства грунтов зависят от вида динамических воздействий, но в любом случае их основными характеристиками являются:

параметры упругих и поглощающих свойств при динамических нагрузках малой интенсивности (не превышающих предела упругости) – модуль упругости E , коэффициент Пуассона μ , коэффициент затухания колебаний n , а также другие, эквивалентные им динамические характеристики, например скорость распространения и коэффициент поглощения упругих волн;

обобщенные коэффициенты жесткости оснований при равномерном C_z и неравномерном C_ϕ сжатии, равномерном C_x и неравномерном C_ψ сдвиге и соответствующие коэффициенты затухания, используемые в расчетах колебаний жестких массивных фундаментов на упругом основании;

характеристики сжимаемости грунтов при динамических нагрузках значительной интенсивности (превышающих предел упругости) – кривые «напряжение – деформация» ($p-\epsilon$), модули деформации при нагружении E_n и разгрузении E_p ;

динамические характеристики сопротивляемости деформациям формоизменения (сдвига) и предельного состояния (прочности) грунтов, а также оценка устойчивости их структуры при переходе в разжиженное состояние.

8.2 Особенности развития объёмных деформаций при динамических воздействиях

Деформируемость грунтов от действия динамических нагрузок количественно отличается от их деформируемости при статическом нагружении, причем это различие неодинаково проявляется при одиночных импульсных воздействиях и при регулярных вибрационных нагрузках.

В зависимости от скорости нагружения грунта одиночные импульсные воздействия можно подразделить на взрывные, ударные и квазистатические. Изменение характера развития объёмных деформаций ϵ_0 трехфазного грунта при различных скоростях σ приложения внешней нагрузки a на образец грунта на примере трансформации компрессионных кривых $\epsilon(\sigma)$ показано на рис. 8.1.

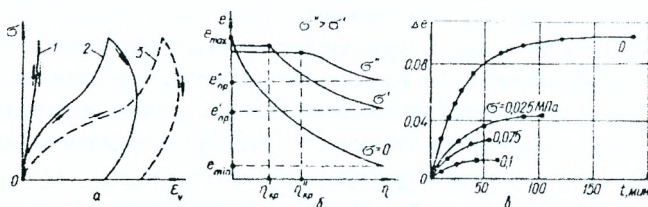


Рисунок 8.1 – Зависимость объёмных деформаций образца грунта от скорости нагружения (а) и характер виброкомпрессионных кривых (б) и кривых виброползучести (в) несвязных грунтов

При очень больших скоростях нагружения в грунтах не успевают развиваться пластические необратимые деформации скелета и наблюдается упругий характер деформирования (кривая 1). Уменьшение скорости нагружения приво-

дит к более сложной зависимости $\varepsilon_v(\sigma)$ (кривая 2). В этом случае ветвь нагружения имеет двойную кривизну, при относительно малых давлениях она обращена выпуклостью к оси давлений, что отражает влияние структурной прочности грунта, а при более высоких давлениях – к оси деформаций. На участке разгрузки прослеживается некоторое увеличение деформаций грунта с уменьшением нагрузки, а при $\sigma = 0$ наблюдается горизонтальный участок восстановления во времени части деформаций – так называемое последействие, обусловленное вязкими свойствами грунтов. При квазистатическом нагружении, т.е. при $\sigma \rightarrow 0$ имеем обыкновенную компрессионную кривую 3.

Описанный характер зависимости $\varepsilon_v(\sigma)$ при различных скоростях нагружения σ является общим для всех разновидностей грунтов. Влияние отдельных факторов на сжимаемость грунтов при одиночных импульсных воздействиях отражено в табл. 8.2.

Таблица 8.2 – Степень влияния некоторых факторов на сжимаемость грунтов при действии импульсных нагрузок

Фактор	Степень влияния	Изменение	
		фактора	сжимаемости
Скорость нагружения	<i>V</i>	Увеличивается	Уменьшается
Степень водонасыщения	<i>V</i>	Увеличивается	Увеличивается
Количество компонентов грунта с вязкими свойствами (скелет, вода)	<i>L</i>	Увеличивается	Уменьшается

Примечание. Факторы по степени влияния делятся на: *V* – очень важные; *L* – менее важные.

Регулярные вибрационные воздействия на грунты (в том числе часто повторяющиеся импульсные нагрузки, гармонические, полигармонические, случайные и т.д.) вызывают два различных по характеру процесса деформирования грунтов: виброуплотнение и виброползучесть.

Виброуплотнение, связанное с изменением структуры грунта, длится недолго и его интенсивность затухает по экспоненциальному закону.

Основные факторы, оказывающие влияние на процесс виброуплотнения грунтов, отражены в табл. 8.3.

Таблица 8.3 – Степень влияния некоторых факторов на процесс виброуплотнения несвязных грунтов

Фактор	Степень влияния	Изменение	
		фактора	виброуплотнения
Интенсивность динамического воздействия	<i>V</i>	Увеличивается	Увеличивается
Плотность	<i>V</i>	Уменьшается	-/-
Амплитуда и частота (ускорение колебаний)	<i>V</i>	Увеличивается	-/-
Статическое НДС	<i>L</i>	Уменьшается	-/-

Влияние этих факторов видно из графиков виброкомпрессионных испытаний песчаных грунтов, приведенных на рис.8.1.б, где $\eta = a\omega^2$ – ускорение динамического воздействия; a и ω – амплитуда и угловая частота гармонических колебаний испытываемого образца грунта; e – коэффициент пористости.

При виброползучести взаимные смещения частиц накладываются друг на друга, и происходит процесс непрерывного увеличения деформаций. Процесс виброползучести может быть как затухающим, так и незатухающим и может даже переходить в стадию разрушения основания. Характер кривых виброползучести несвязных грунтов, т.е. изменение коэффициента пористости Δe во времени t приведен на рис. 8.1.в. Деформации сдвига несут еще более ярко выраженный характер виброползучести. Влияние различных факторов на размер и скорость деформаций виброползучести отражено в табл.8.4.

Таблица 8.4 – Степень влияния некоторых факторов на процесс виброползучести песчаных и пылевато-глинистых грунтов

Фактор	Степень влияния	Изменение	
		фактора	скорости деформации
Время	I	Увеличивается	Уменьшается
Ускорение колебаний, частота вибрации, статическая нагрузка	II	Увеличивается	Увеличивается
Влажность пылевато-глинистых, водонасыщенных мелких и пылеватых песчаных грунтов, неравномерное распределение напряжений	L	Увеличивается	Увеличивается

Вид динамического воздействия на грунты оказывает существенное влияние на их прочностные свойства. При возбуждении нагрузки одиночными импульсами прочность грунтов существенным образом зависит от времени нагружения. С уменьшением времени нагружения ($\sigma \rightarrow x$) прочность на сжатие увеличивается. В пылевато-глинистых грунтах при времени нарастания нагрузки до разрушающей, равном 0,02 с, прочность возрастает в 1,5...2 раза по сравнению со статической. В песчаных грунтах эффект влияния скорости нагружения образца грунта проявляется значительно меньше, и приращение прочности таких грунтов с возрастанием скорости нагружения не превышает 15% от статической.

В связных грунтах, особенно пластичной или текучей консистенции, снижение их прочности при вибрационных воздействиях обусловлено не только изменением их напряженного состояния, но и временным уменьшением величин ϕ и особенно c .

В этом случае при динамических воздействиях молекулы связанной воды и ионы диффузионного слоя приходят в движение и временно теряют ориентацию и связь с твердыми частицами, т.е. вода диффузионного слоя в период действия вибраций становится свободной. При этом грунт как бы увлажняется и из пластичного состояния переходит в текучее. После окончания действия вибрации грунт приобретает первоначальные свойства. Одновременно с процессами тиксотропии снижение прочности глинистых грунтов возможно за счет повышения давления в поровой воде в результате их уплотнения.

В пылевато-глинистых грунтах, обладающих достаточно жесткими структурными связями, при вибрациях или повторяющихся импульсных нагрузках также наблюдается постепенное снижение прочности – усталостное разрушение грунта.

В табл. 8.5 приведены данные, отражающие влияние различных факторов на прочностные свойства грунтов при воздействии на них вибрационных нагрузок в диапазоне ускорений колебаний частиц грунта до 0,8g.

Таблица 8.5 – Степень влияния некоторых факторов на прочность грунтов при повторяющихся импульсных и вибрационных нагрузках

Фактор	Степень влияния факторов на прочность грунтов	
	песчаных	глинистых
Динамическая нагрузка	V	V
Время действия динамической нагрузки	–	V
Статическая нагрузка	V	L
Плотность грунта	V	L
Условия дренирования	V	L
Консистенция глинистого и водонасыщенность песчаного грунта	L	V
Параметры динамической нагрузки	L	L
Степень уплотнения	R	L
Гранулометрический состав: размеры, форма, минералогия зерен	L	R
Нарушение структуры грунта	R	L
Подготовка образца грунта	R	L
Деформативность грунта	U	L

Примечание. Факторы по степени влияния делятся на: V – очень важный; L – менее важный; R – относительно неважный, если не влияет на другие параметры; U – важность достоверно не установлена.

8.3 Модели основания при динамических воздействиях

Модель основания, отражая механические свойства реальных грунтов, определяет закон распределения контактных давлений, который существенно влияет на параметры колебаний массивных фундаментов, а также на распределение внутренних усилий и деформаций в плитных фундаментах. Обычно грунты в динамике рассматривают как сплошные среды, непрерывно заполняющие пространство.

В настоящее время при рассмотрении волновых процессов в грунтах наибольшее применение находят следующие модели грунта: идеально упругой среды (линейной и нелинейной), упругопластической среды; модели вязкопластической среды и нелинейной дилатационной модели.

Модель идеально упругой сплошной среды, как наиболее простую, применяют при невысоких давлениях, например при сейсмических воздействиях (на некотором удалении от очага землетрясения), колебаниях от неуравновешенных машин и т.п., так как она позволяет уяснить картину распространения волн в грунтах и их взаимодействие с преградами.

Распространение волн в изотропной идеально упругой среде описывается дифференциальными уравнениями:

$$\left. \begin{aligned} \nabla^2 u - c^2 \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} &= 0; \\ \nabla^2 v - c^2 \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} &= 0; \\ \nabla^2 \omega - c^2 \frac{\partial^2 \omega}{\partial t^2} &= 0. \end{aligned} \right\}, \quad (8.1)$$

где $c = c_1$ или c_2 (c_1 – скорость распространения продольной, а c_2 – поперечной упругих волн);

$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}$ – оператор Лапласа;

u , v и ω – составляющие упругих перемещений в продольной или поперечной волне по направлению осей X , Y и Z .

Скорость распространения *продольных* упругих волн

$$c_1 = \sqrt{\frac{L + 2M}{\rho}}, \quad (8.2)$$

где L и M – постоянные Лямэ, связанные с модулем нормальной упругости E и коэффициентом поперечной упругости μ зависимостями

$$L = \frac{\mu}{(1 + \mu)(1 - 2\mu)}; \quad M = \frac{1}{2(1 + \mu)} E; \quad (8.3)$$

ρ – плотность среды.

Скорость же распространения *поперечных* волн (волн искажения)

$$c_2 = \sqrt{\frac{M}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{2(1 + \mu)}} \rho. \quad (8.4)$$

При этом величина c_2 связана с величиной c_1 зависимостью

$$c_1 = c_2 \sqrt{2 \frac{1 - \mu}{1 - 2\mu}}. \quad (8.5)$$

Выражение (8.4) показывает, что всегда $c_1 > c_2$, т.е. продольные волны распространяются в сплошной упругой среде с большей скоростью, чем поперечные. Если применить приведенные зависимости к грунтам, то, полагая, например, для глин $\mu = 0,4$, получим, что продольные волны распространяются в 2,5 раза быстрее поперечных, а для песка (при $\mu = 0,2$) – примерно в 1,6 раза. Результаты же непосредственных измерений скорости распространения колебаний показывают, что это соотношение для других грунтов значительно больше (табл. 8.6).

Таблица 8.6 – Значения распространения упругих волн в грунтах

Вид грунта	Скорости распространения волн, м/с		Вид грунта	Скорости распространения волн, м/с	
	c_1	c_2		c_1	c_2
Влажная глина	1500	150	Песок мелкозернистый	300	110
Лёсс естественной влажности	800	260	Песок среднезернистый	550	160
Плотный гравелисто-песчаный грунт			480	250	Гравий средней крупности

Определение амплитуды колебаний рекомендуется осуществлять используя зависимость

$$A_r = A_0 \sqrt{\frac{r_0}{re}} e^{-\alpha(r-r_0)}, \quad (8.6)$$

где A_r и A_0 – амплитуды колебаний грунта на расстоянии r и r_0 от источника; α – коэффициент затухания колебаний, м^{-1} , имеющий следующие значения:

- мелкозернистые песчаные, супесчаные и суглинистые грунты, насыщенные водой $\alpha = 0,03 \div 0,04 \text{ м}^{-1}$;
- пески средние и крупнозернистые (независимо от влажности); влажные глины и суглинки $\alpha = 0,04 \div 0,06 \text{ м}^{-1}$;
- суглинки и супеси (сухие и слабовлажные) $\alpha = 0,06 \div 0,10 \text{ м}^{-1}$.

На рис. 8.2. для примера показан график вертикальных колебаний, вызванных работой копра.

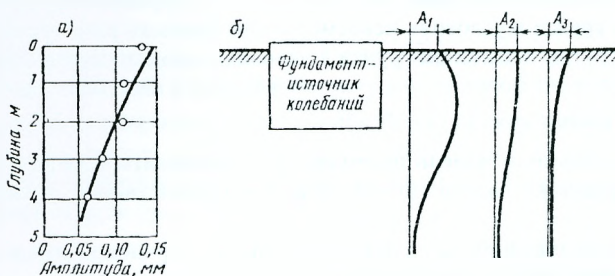


Рисунок 8.2 – Изменение амплитуд колебания грунта под фундаментом (а) и на различном расстоянии от него (б)

Его анализ показывает, что не следует закладывать фундаменты машин глубже, чем смежные фундаменты зданий: часто целесообразнее назначать глубину заложения фундаментов под машины меньше, чем глубина заложения фундаментов зданий.

Однако некоторые задачи динамики дисперсных грунтов принципиально не могут быть решены в рамках модели упругой среды. Так, например, решение задачи о распространении плоской волны приводит к отсутствию угасания и изменения профиля волны с расстоянием, что противоречит опытным данным.

Для таких случаев эффективно использование модели нелинейно упругой среды, у которой зависимость между напряжениями и деформациями одинакова при возрастании и уменьшении нагрузки. Подобная модель позволяет объяснить угасание плоских волн с расстоянием. Однако из этой модели не следует, что имеются остаточные деформации и ударная волна преобразуется в непрерывную волну сжатия, как это наблюдается в опытах.

Модель нелинейно упругой среды может успешно применяться к водонасыщенным грунтам.

Более сложной, но и более достоверной, является нелинейная дилатационная модель грунта, в которой остаточные деформации возникают за счет переупаковки и сдвига частиц грунта.

Специфическое для грунтов свойство дилатации характеризуется тем, что механическая энергия сейсмических волн поглощается трением на контактах частиц и изменением объема грунтовой среды в процессе сдвига.

Для определения параметров дилатационной модели грунта обычно принимают, что угол наклона касательной к кругу Мора определяется выражением

$$\varphi = \varphi_u + \theta, \quad (8.6)$$

где φ_u – угол трения на контактах частиц; θ – угол дилатации.

Для определения угла трения на контактах частиц используют формулу:

$$\varphi_u = \arctg \frac{\Delta W}{2W - \Delta W}, \quad (8.7)$$

где W – энергия, накопленная в момент достижения наибольшей деформации; ΔW – энергия, поглощенная за один цикл «нагружение – разгрузка». W и ΔW определяют по экспериментальным кривым $\sigma - \varepsilon$, получаемым при циклических испытаниях грунта в условиях невозможности бокового расширения. Значение φ получают путем испытаний грунта в условиях прямого сдвига, а угол дилатации вычисляют по формуле: $\theta = \varphi - \varphi_u$. Известные в настоящее время значения параметров равны: $\varphi_u \approx 12^\circ$; $\theta \approx 17 + 30$.

Дилатационная модель позволяет рассматривать задачи, относящиеся к распространению волн в грунтах и их взаимодействию с элементами конструкций.

Для водонасыщенных грунтов волновые процессы лучше описываются моделями упругопластических сред, т.е. сред, которые при малых нагрузках рассматриваются как упругие, а при больших – как пластические.

На рис.8.3. показана характерная динамическая кривая сжатия грунта по модели упругопластической среды.

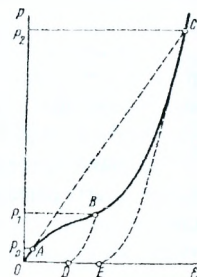


Рисунок 8.3 – Динамическая кривая сжатия грунта по модели упругопластической среды: OABC – линия нагрузки; BD, CE – линии разгрузки

На кривой динамического сжатия ветвь нагрузки имеет двоякую кривизну: до точки перегиба B она обращена выпуклостью к оси давлений, а при более высоких давлениях – к оси относительных деформаций ε . Кривая сжатия при небольшом давлении может иметь начальный линейно-упругий участок (отрезок OA), при очень же больших давлениях ($p \rightarrow p_c$) объемное сжатие весьма значительно (пористость может уменьшаться до весьма малых значений), и вновь вся объемная деформация при нагрузке и разгрузке будет протекать обратимо.

При этом на различных расстояниях от источника возмущения могут наблюдаться волны следующих видов:

- 1) ударные волны (при давлениях $p > p_2$);
- 2) волны смешанного типа (при $p_1 < p < p_2$);
- 3) волны сжатия (на значительном расстоянии от источника возмущения);
- 4) чисто упругие волны (при $p < p_0$).

Однако эта модель не учитывает скорость деформирования. Это позволяет учесть модель вязкопластической среды. На рис.8.4. приведены предельные кривые динамического сжатия грунта по модели вязкопластической среды при различных скоростях нагружения – от ударного ($\dot{\varepsilon} \rightarrow \infty$) до статического ($\dot{\varepsilon} \rightarrow 0$).

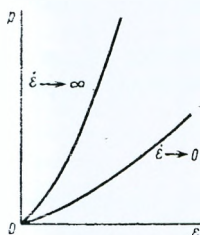
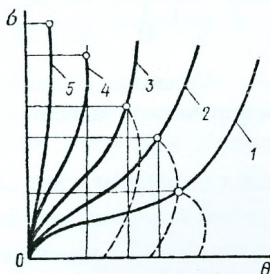


Рисунок 8.4 – Предельные кривые динамического сжатия грунта по модели вязкопластической среды при различных скоростях нагружения – от ударного ($\dot{\varepsilon} \rightarrow \infty$) до статического ($\dot{\varepsilon} \rightarrow 0$)

На рис.8.5 приведены наиболее характерные кривые зависимости объемной деформации грунта от действующего напряжения, которые отражают особенности нелинейной дилатационной модели грунта.

Рисунок 8.5 – Кривые динамической сжимаемости грунта для различной степени процесса деформирования



Кривая 1 соответствует статическому нагружению и в общем случае характеризуется нелинейностью в упругой стадии, развитым участком пластического состояния и вязким течением при напряжении, большем определенного предела (при достижении максимума напряжений); кривые 2 и 3 соответствуют большей скорости динамического нагружения и имеют меньший участок пластического течения и меньшую вязкость при максимальной нагрузке.

Пунктирные кривые, соответствуют свободной разгрузке грунта при мгновенном сжатии; при этом наблюдается: чем больше скорость деформирования, тем остаточная деформация меньше и в меньшей мере проявляется вязкость грунта. При достижении некоторого значения скорости деформирования разгрузка осуществляется без увеличения деформаций (кривая 4) и в этом случае вязкость не реализуется, но остаточная пластическая деформация остается. При предельной скорости нагружения нагрузка снимается раньше, чем успевают развиваться пластические деформации, и грунт ведет себя как идеальная жидкость (кривая 5).

8.4 Изменение свойств грунтов при динамических воздействиях

Как слабые, так и сильные динамические воздействия существенно сказываются на свойствах грунтов) несвязных (сыпучих) грунтов и несколько меньше грунтов связных (пылевато-глинистых).

Например, вибрации вызывают уменьшение трения между частицами грунтов и общее уменьшение их сопротивления сдвигу (что ухудшает несущую способность грунтов), а импульсные воздействия средней величины (при ускорениях, меньших ускорения силы тяжести) вызывают осадки и просадки, а импульсы значительной величины – разрушение структуры грунтов и потерю их прочности.

На рис.8.6. приведены опытные кривые зависимости сопротивления сдвигу образцов сыпучего грунта от ускорения колебаний при различных нагрузках.

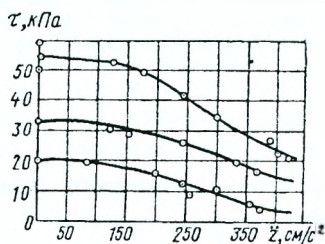


Рисунок 8.6 – Опытные кривые зависимости сопротивления сдвигу различно нагруженных образцов песчаного грунта от ускорения колебаний

Снижение сопротивления сдвигу песчаного грунта при вибрациях можно определить по зависимости

$$\tau = \tau_0 e^{-\chi(\ddot{z} - \ddot{z}_0)}, \quad (8.8)$$

где τ – сопротивление сдвигу при $\ddot{z} \geq \ddot{z}_0$ (причем \ddot{z} – ускорение колебаний при данной возмущающей силе, а \ddot{z}_0 – начальное ускорение при достижении которого начинают изменяться сопротивления сдвигу); τ_0 – сопротивление сдвигу при статических нагрузках; χ – постоянный коэффициент, равный 0,003 с²/см для мелкозернистого и 0,0025 с²/см для среднезернистого песков.

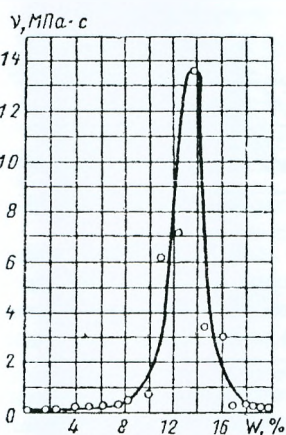
При определенной частоте колебаний трение в грунтах (особенно у несвязных) может настолько уменьшиться, что грунты приобретают свойства вязкой жидкости (вибровязкость) с внутренним трением, близким к нулю, и ничтожной несущей способностью.

Эта особенность действия вибраций на грунты (особенно на сыпучие) используется при *виброметодe* – быстром погружении (забивки) с помощью вибраций шпунтов, свай и опор-оболочек в несвязные грунты на глубину до нескольких десятков метров. **Скорость погружения конструкций в грунт виброметодом зависит от частоты применяемых вибраций, возмущающих сил и свойств вибровязкости грунтов.**

Вибровязкость грунтов может быть охарактеризована некоторым коэффициентом вибровязкости, который различен для различных грунтов и зависит от относительного ускорения колебаний, что может быть описано зависимостью

$$vn^k = b, \quad (8.9)$$

где v – коэффициент вибровязкости, Па·с; n – отношение ускорения колебаний к ускорению силы тяжести; k, b – эмпирические коэффициенты.



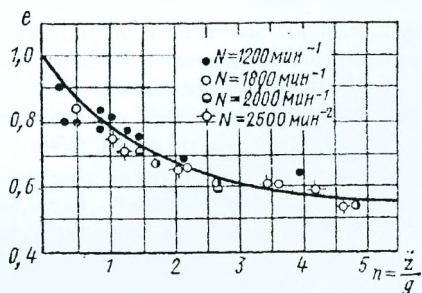
На рис.8.7 приведена кривая зависимости коэффициента вибровязкости мелкозернистого песка от влажности, из которой видно, что наименьший коэффициент вибровязкости наблюдается у сухих и полностью водонасыщенных песков и при некотором значении влажности имеет место максимум вибровязкости.

Рисунок 8.7 – Зависимость коэффициента вибровязкости песка от влажности

Так же под действием вибраций рыхлые отложения грунтов могут давать значительные осадки, обусловленные изменением пористости грунтов в процессе их вибрирования (виброуплотнения).

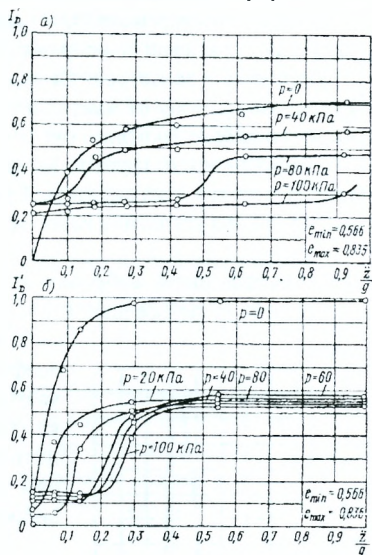
Этот процесс может иметь как негативные последствия (развитие недопустимых деформаций зданий за счет значительных осадок оснований от действия вибрации машин или механизмов), так и позитивные (увеличение прочности грунта за счет уменьшения коэффициента пористости). На рис.8.8. приведена виброкомпрессионная кривая песчаных грунтов, показывающая зависимость коэффициента пористости e от ускорения вибрационных колебаний.

Рисунок 8.8 – Зависимость коэффициента пористости песка (e) от отношения ускорения колебаний (\ddot{z}) к ускорению силы тяжести (g)



Анализ кривых уплотнения образцов песка с помощью виброуплотнения (рис.8.9)

Рисунок 8.9 – Кривые уплотнения образцов среднезернистого песка сухого (а) и водонасыщенного (б) при различной внешней нагрузке p , Па



1. При отсутствии внешней пригрузки ($p = 0$) уплотнение сыпучих грунтов начинается при любых слабых вибрациях и всегда завершается уплотнением, близким к полному ($I_D \approx 1$), причем это уплотнение достигается для сухих песков при ускорении вибраций от 0,2 до 1,2g, для водонасыщенных – от 0,5 до 2g и для влажных – при 2g.

2. При наличии внешней пригрузки ($p \neq 0$) уплотнения грунтов практически не возникает лишь до некоторого критического ускорения $\ddot{z}_к$; при большем же ускорении [для песков больше (0,1 ÷ 0,4)g] имеет место виброуплотнение, которое при дальнейшем увеличении ускорения стабилизируется до некоторой пористости e' или динамической уплотненности I'_D .

$$I'_D = \frac{e' - e'_{\min}}{e'_{\max} - e'_{\min}}, \quad (8.10)$$

где e' – коэффициент пористости (динамический), соответствующий виброуплотнению данного грунта при данной его пригрузке; e'_{\max} и e'_{\min} – максимальное и минимальное значение коэффициентов пористости в самом плотном и самом рыхлом состояниях песка без пригрузки.

Значение динамической уплотненности песчаных грунтов, которые можно достичь при вибрационных воздействиях, соответственно равны:

- крупнозернистые пески $I'_D = 0,55 \div 0,80$
- среднезернистые пески $I'_D = 0,58 \div 0,60$
- мелкозернистые пески $I'_D = 0,80 \div 0,82$
- шлак $I'_D = 0,40 \div 0,50$

Отсюда, если природная плотность песчаных грунтов $J_D < J'_D$, то будут происходить осадки фундаментов от вибрационных воздействий.

8.5 Учет динамических воздействий при расчёте оснований

Как показывает практика, при одновременном действии на основание статических и динамических нагрузок наблюдаются три фазы деформации. Первая имеет место при относительно небольших статических и динамических воздействиях, осадка поверхности основания при этом происходит, в основном, за счет уменьшения пористости рыхлых и средней плотности песчаных грунтов. Вторая фаза характеризуется возникновением в толще грунта достаточно развитых областей пластических деформаций. В этом случае, даже при небольших динамических воздействиях возникают существенные осадки с тенденцией к их увеличению и значительному удлинению сроков стабилизации. Эти осадки могут происходить как в песчаных, так и в глинистых грунтах. В третьей фазе осадки носят катастрофический характер и протекают с большой скоростью. Осадки третьей фазы могут происходить при потере устойчивости, характерной для статического разрушения основания (при больших статических и малых динамических нагрузках), или когда фундамент погружается в грунт как в вязкую среду (при значительных динамических воздействиях).

В табл.8.7 отражено влияние отдельных факторов на деформативность грунта при динамических воздействиях.

Таблица 8.7 – Влияние отдельных факторов на деформативность песчаных и пылеватоглинистых грунтов

Фактор	Степень влияния факторов на деформативность грунтов	
	песчаных	пылеватоглинистых
Уровень динамической нагрузки	<i>V</i>	<i>V</i>
Уровень статической нагрузки	<i>V</i>	<i>V</i>
Влажность и водонасыщенность грунта	<i>V</i>	<i>V</i>
Гранулометрический состав: размеры, форма, минералогия зерен грунта	<i>V</i>	<i>L</i>
Плотность грунта	<i>V</i>	<i>L</i>
Подготовка образца грунта	<i>U</i>	<i>V</i>
Параметры динамической нагрузки: частота, форма цикла	<i>L</i>	<i>L</i>
Пластичность грунта	–	<i>L</i>
Степень уплотнения	<i>R</i>	<i>L</i>
Нарушение структуры грунта	<i>U</i>	<i>L^B</i>

Примечание. Факторы по степени влияния делятся на *V* – очень важный; *L* – менее важный; *R* – относительно неважный, если не влияют на другие параметры; *U* – важность достоверно не установлена; *L^B* – если нарушение структуры грунта не приводит к изменению других параметров.

Дополнительные осадки, возникающие при динамических воздействиях, можно определить несколькими свойствами.

А. Для оснований, сложенных песчаными грунтами, степень плотности которых не достигает величины максимальной структурной плотности ($I_d < I_{d0}$) в условиях естественного залегания, а в толще основания имеются зоны, в кото-

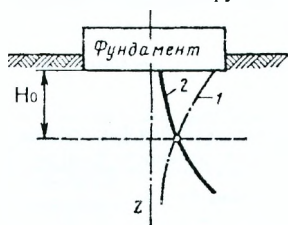
рых ускорения колебаний превосходят критическое значение ($\eta > \eta_{кр}$), применим метод послойного суммирования. Осадка от виброуплотнения рассчитывается по формуле:

$$S_{\max} = \sum_{i=1}^n h_i \frac{e_i - e_{0i}}{1 + e_i}, \quad (8.10)$$

где e_i – коэффициент пористости i -го слоя грунта в естественных условиях; e_{0i} – минимально достижимый коэффициент пористости грунта, т.е. коэффициент пористости при максимальном уплотнении; h_i – толщина i -го слоя грунта. Общая толщина H_0 уплотняемого слоя грунта определяется из условия, что в первом приближении ускорения колебаний с глубиной убывают по закону

$$\eta = \eta_0 \exp(-\beta z), \quad (8.11)$$

где β – коэффициент затухания ускорения колебаний. Значения критических ускорений, соответствующих естественной плотности сложения грунта и напряженному состоянию основания на разной глубине, определяют экспериментально. Мощность уплотняемого слоя H_0 равна расстоянию от подошвы фундамента до точки пересечения кривых ускорения η и $\eta_{кр}$; η_0 – ускорение колебаний под подошвой фундамента; z – глубина от подошвы фундамента (рис.8.10).



1 – кривая изменения ускорения η от источника колебания;
2 – кривая критических ускорений грунта $\eta_{кр}$.

Рисунок 8.10 – Схема определения глубины зоны виброуплотнения H_0

Б. Для оснований, сложенных пылеватými или мелкими песками, а также водонасыщенными и пылевато-глинистыми грунтами, предпочтительнее следует отдавать методу коррекции модуля общей деформации.

Осадка от виброуплотнения вследствие виброползучести рассчитывается по зависимости

$$S_t = S \left(1 + \frac{p_d}{\sigma_0} N^\alpha \right), \quad (8.12)$$

где S – статическая осадка фундамента, определенная стандартными методами; p_d – среднее динамическое давление; N – количество циклов нагрузки; α – коэффициенты виброползучести. Величина $\frac{p_d}{\sigma_0} N^\alpha$ представляет собой относительную долю динамической осадки в суммарной осадке.

Расчет статической осадки можно определить любым методом, вводя в расчеты скорректированный модуль общей деформации $E_0(t)$, равный

$$E_0(t) = E \frac{S}{S + s(t)} = K_E E, \quad (8.13)$$

где $K_E = \frac{S}{S + s(t)}$ – коэффициент снижения статического модуля деформации E .

Следует также отметить, что изменение объема при сдвиге, как в статических, так и динамических условиях нагружения приводит к увеличению или уменьшению порового давления и к явлениям разжижения водонасыщенных несвязных грунтов при динамических нагрузках. Процесс уплотнения песчаного водонасыщенного грунта при динамических нагрузках (вибрационных, импульсных и сейсмических) также может приводить к потере устойчивости структуры и разжижению этих грунтов.

Как показывают эксперименты, плотность песчаных грунтов и сопротивляемость сдвигу не меняются до момента достижения грунтом критического ускорения, которое определяется плотностью грунта, гранулометрическим составом, степенью окатанности зерен, силами трения при качении и скольжении частиц, их зацеплением и т.п. Значение критического ускорения η_{crit} зависит от воздействующей на грунт статической пригрузки.

Метод критического ускорения колебаний, разработанный Н.Н.Масловым, оценивает невозможность возникновения явления разжижения песчаного основания критерием

$$\eta_p = K_3 \eta_\phi \leq \eta_{crit}, \quad (8.14)$$

где η_p – расчетное ускорение колебаний; $K_3 > 1$ – коэффициент запаса; η_ϕ – ускорение колебаний, фактически действующее в массиве грунта.

При воздействии на водонасыщенный песок колебательного движения с ускорением выше критического $\eta_\phi > \eta_{crit}$ для данного состояния грунта происходит его уплотнение; при этом поровая вода стремится выйти из толщи песка в сторону открытой поверхности в виде фильтрационного потока с определенным напорным градиентом.

При $\eta \leq \eta_{crit}$ прочность грунта не изменяется.

При динамическом воздействии на грунт давление от собственной массы и внешней нагрузки из-за отсутствия точек соприкосновения частиц полностью воспринимается поровой водой, в результате чего грунт переходит в полное или частичное разжиженное состояние. Критерием степени разжижения грунта или степени разрушения структуры принята зависимость:

$$N = \frac{p_1}{p_0}, \quad (8.15)$$

где p_0 – избыточное давление в воде при полном разжижении грунта; p_1 – избыточное давление в воде, соответствующее состоянию частичного разжижения грунта.

Числовые значения степени разжижения могут изменяться от 0 до 1. При $N = 1$ имеет место полное разжижение грунта.

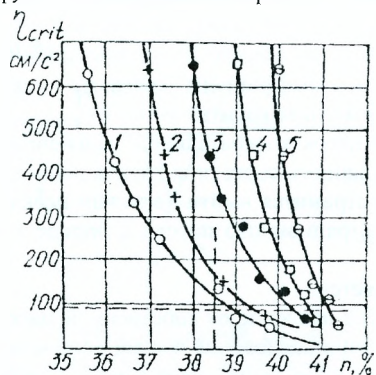
Момент разжижения и соответствующее ему ускорение колебаний определяется различными путями.

При этом важно иметь в виду, что при отсутствии статической пригрузки ($P = 0$) уплотнение рыхлого несвязного грунта начинается при самых слабых вибрациях. С увеличением ускорений колебаний грунт уплотняется до максимальной степени плотности $I_d = 1$. В песках полное уплотнение в зависимости от влажности достигается при η : в сухих песках – 0,2...1,2g; в водонасыщенных – 1...2g; во влажных песках более 2g, где g – ускорение свободного падения.

При наличии статического давления и при малых ускорениях, не превышающих некоторого предела (критического ускорения), нагруженный образец не дает осадки и не меняет плотности. Если ускорения превышают этот предел, начинается процесс уплотнения. Область, в которой происходит уплотнение, заключена в интервале $0,2 \dots 0,3g$. Чем выше статическое давление, передаваемое образцу, тем выше критическое ускорение.

Уплотнение песчаного грунта может наступить только в том случае, если степень плотности его не достигает максимальной для данного сложения ($I_d < I_{d0}$). Если $I_d \geq I_{d0}$, то уплотнение несвязного грунта при слабом динамическом воздействии невозможно.

На рис.8.11 представлены графики зависимости пористости n , мелкозернистого песка с природной пористостью $n = 38,5\%$ от критического ускорения η_{crit} . Пунктирные вертикальные и горизонтальные линии показывают естественную пористость и предполагаемое ускорение колебаний основания под фундаментом. Точки пересечения с кривыми зависимости $\eta_{crit} - n$ указывают на



устойчивость грунта к динамическим воздействиям в исследованном диапазоне удельного дополнительного статического давления.

Рисунок 8.11 – График зависимости пористости n от критического ускорения (колебаний η_{crit} для мелкозернистого песчаного грунта при различных значениях дополнительного статического давления Δp):
 1 – $\Delta p = 0$; 2 – $0,025$; 3 – $0,05$; 4 – $0,1$;
 5 – $0,2$ МПа.

Общим основанием устойчивости грунтов к динамическим воздействиям является следующее условие

$$P_{св} \leq \gamma_{св} P_{св}^{max}, \quad (8.16)$$

где $\gamma_{св}$ – коэффициент условий работы, учитывающий характер динамических нагрузок и $\gamma_{св0} = 0,5 \div 0,8$; $P_{св}^{max}$ – динамическое давление при максимальной статической нагрузке на основание.

При невыполнимости этого условия для обеспечения виброустойчивости песчаного основания и недопущения явления разжижения необходимо предусматривать конструктивные и технологические мероприятия, используя снижение статического или динамического давления, увеличение глубины заложения фундамента, создание пригрузки основания вне контура подошвы фундамента, устройство искусственного основания (закрепление грунта, щебеночная подушка), а также применение виброизоляции.

РЕКОМЕНДУЕМАЯ ЛИТЕРАТУРА

1. Абуханов, А.З. Механика грунтов. – Ростов на Д/н.: Феникс, 2006.
2. Бусел, И.А. Прогнозирование строительных свойств грунтов. – Мн.: Наука и техника, 1989.
3. Данеко, Р.Э. Механика грунтов в инженерно-геологической практике / Р.Э. Данеко, А.А. Кочан. – М.: Недра, 1977.
4. Дилух, Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты. – Л.: Стройиздат, 1988.
6. Ивахнюк, В.А. Механика грунтов, основания и фундаменты / В.А. Ивахнюк, А.З. Попов.
7. Малышев, М.В. Прочность грунтов и устойчивость оснований сооружений. – М.: Стройиздат, 1980.
8. Малышев, М.В. Механика грунтов, основания и фундаменты (в вопросах и ответах). – М.: АСВ, 2004.
9. Механика грунтов: основы геотехники / Под ред. Б.И. Долматова – С-Пб.: ГА-СУ, 2000. – Ч. 1.
10. Никитенко, М.И. Инженерно-геологические изыскания в строительстве. – Мн.: БНТУ, 2005.
11. Основания, фундаменты и подземные сооружения / Под общ. редакцией Е.А. Сорочана, Ю.Г. Трофименкова. – М.: Стройиздат, 1985.
12. Расулов, Х.Е. Сейсмостойкость грунтовых оснований. – Ташкент: фил. ВНИИГ, 1982.
13. Соболевский, Ю.А. Механика грунтов. – Мн.: Выш. Школа, 1986.
14. Справочник по механике грунтов / Под общ. редакцией В.Б. Швеца – К.: Будівельнік, 1987.
15. Тейлор, Д.В. Основы механики грунтов; пер. с англ. / Под ред. Н.А. Цытовича. – М., 1960.
16. Трофименков, Ю.Г. Полевые методы исследования строительных свойств грунтов / Ю.Г. Трофименков, Л.Н. Воробков. – М.: Стройиздат, 1981.
17. Цытович, Н.А. Основы прикладной геомеханики в строительстве / Н.А. Цытович, З.Г. Тер-Мартirosян. – М.: Стройиздат, 1981.
18. Цытович, Н.А. Механика грунтов. – М.: Высшая школа, 1983.
19. Швец В.Б. Определение строительных свойств грунтов / В.Б. Швец, В.В. Лушников, Н.С. Швец. – К.: Будівельнік, 1981.
20. Шведовский, П.В. Инженерная геология / П.В. Шведовский, В.Г. Фёдоров. – Брест: БрГТУ, 2007.

УЧЕБНОЕ ИЗДАНИЕ

Составители:

*Пойта Петр Степанович
Шведовский Петр Владимирович
Тарасевич Алексей Николаевич
Дедок Владимир Николаевич
Демина Галина Петровна*

МЕХАНИКА ГРУНТОВ, ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

(курс лекций, часть I)

*Рекомендован к изданию редакционно-издательским советом
учреждения образования «Брестский государственный технический
университет» в качестве пособия для студентов дневной и заочной форм
обучения для специальностей I-70 01 01, I-70 02 01 и I-70 02 02*

Ответственный за выпуск: П.С.Пойта
Редактор: Т.В.Строкач
Компьютерная верстка: Е.А.Боровикова
Корректор: Е.В.Никитчик

ISBN 978-985-493-156-2



9 789854 931562

Стереотипное издание.

Подписано к печати 19.05.2010 г. Бумага «Снегурочка».
Формат 60x84 ¹/₁₆. Гарнитура «Times New Roman».
Усл. п. л. 13.25. Уч.-изд. л. 14.25. Тираж 75 экз.
Заказ № 450. Отпечатано на ризографе учреждения
образования «Брестский государственный
технический университет».
224017, г. Брест, ул. Московская, 267.
Лицензия № 02330/0549435 от 8.04.2009 г.