

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

Федеральное государственное бюджетное образовательное
учреждение высшего образования
Воронежский государственный технический университет

М. С. КИМ, В.Х. КИМ

**ОСНОВЫ
МЕХАНИКИ ГРУНТОВ**

Учебное пособие
для студентов, обучающихся по специальности 08.05.01
«Строительство уникальных зданий и сооружений»
и 08.03.01 «Строительство»

Под редакцией профессора П.И. Калугина

Воронеж - 2017

УДК 624.131 (07)
ББК 38.58 я 7
К 40

Ким, М.С. Основы механики грунтов: учеб. пособие для студ., обуч. по спец. 08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений» и 08.03.01 «Строительство»/ М.С. Ким, В.Х. Ким; Воронеж. гос. техн. ун-т. – Воронеж, 2017. – 142 с.

Учебное пособие подготовлено в соответствии с федеральным государственным образовательным стандартом высшего образования по специальности 08.05.01 Строительство уникальных зданий и сооружений (уровень специалитета) и предназначено для студентов, обучающихся по специализациям "Строительство высотных и большепролетных зданий и сооружений" и "Строительство подземных сооружений" и получающих квалификацию инженер-строитель. Будет полезно также студентам специальности 08.03.01 «Строительство», обучающимся по программе бакалавриата

Рассмотрены физико-механические свойства грунтов, напряженное состояние оснований, методы определения деформаций грунтовых массивов и оценки их устойчивости.

Предназначено для студентов всех форм обучения.

Ил. 62. Табл. 20. Библиогр.: 11 назв.

Печатается по решению учебно-методического совета
Воронежского государственного технического университета

Рецензенты: кафедра «Конструкции зданий и сооружений» Тамбовского государственного технического университета;
начальник 32 кафедры инженерно-аэродромного обеспечения ВУНЦ ВВС «ВВА» (г. Воронеж) канд. техн. наук, доцент Попов А.Н.

© Ким М.С., Ким В.Х. 2017
© Воронежский государственный
технический университет, 2017

Оглавление

ВВЕДЕНИЕ.....	6
ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ.....	6
Глава 1. ГРУНТЫ КАК ДИСПЕРСНЫЕ СИСТЕМЫ	
ФИЗИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ.....	10
1.1. Природа грунтов, их состав и строение	10
1.2. Структурные связи в грунтах.....	14
1.3. Показатели физического состояния грунтов.....	14
1.4. Классификация грунтов.....	20
1.5. Нормативные и расчетные показатели физического состояния грунтов...	22
Глава 2. ОСНОВНЫЕ ЗАКОНОМЕРНОСТИ МЕХАНИКИ	
ГРУНТОВ. МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ.....	23
2.1. Сжимаемость грунтов. Закон уплотнения грунта.....	24
2.1.1. Компрессионная зависимость.....	24
2.1.2. Закон уплотнения грунта.....	28
2.1.3. Основные деформационные характеристики грунтов.....	29
2.2. Водопроницаемость грунтов. Закон ламинарной фильтрации.....	30
2.2.1. Фильтрационные свойства глинистых грунтов.	32
2.2.2. Эффективные и нейтральные давления в грунте.....	32
2.3. Сопротивление грунтов сдвигу. Закон Кулона.....	34
2.3.1. Сопротивление сдвигу идеально сыпучих грунтов.....	34
2.3.2. Сопротивление сдвигу связных грунтов.....	35
2.3.3. Испытание грунтов при трехосном сжатии.....	37
2.4. Полевые методы испытания грунтов.....	40
2.5. Нормативные и расчетные значения характеристик деформируемости и прочности грунтов.....	45
Глава 3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В ГРУНТАХ.....	46
3.1. Напряженное состояние в точке грунтового массива.....	47
3.2. Напряжения в грунте в случае пространственной задачи.....	49
3.2.1. Определение напряжений от действия вертикальной сосредоточенной силы, приложенной к поверхности линейно деформируемого полупространства.....	49
3.2.3. Определение напряжений методом угловых точек	56
3.3. Определение напряжений в грунте в случае плоской задачи.....	59
3.3.1. Определение напряжений от действия равномерно распределенной полосовой нагрузки.....	59

3.4	Влияние неоднородности напластований грунтов на распределение напряжений.....	64
3.5	Напряжения от действия собственного веса грунта.....	64
3.6	Распределение напряжений на подошве фундамента. Контактная задача.....	65
3.6.1	Модель местных упругих деформаций.....	66
3.6.2	Модель общих упругих деформаций	67
3.6.3	Зависимость осадки грунтов от площади загрузки.....	68
3.6.4	Эпюры контактных напряжений.....	69
Глава 4. ДЕФОРМАЦИИ ГРУНТОВ И РАСЧЕТ ОСАДОК ОСНОВАНИЙ СООРУЖЕНИЙ.....		71
4.1.	Виды и природа деформаций грунтов	71
4.2.	Определение осадки поверхности слоя грунта от сплошной нагрузки	73
4.3	Методы расчета осадок фундаментов.....	74
4.3.1	Метод послойного суммирования.....	74
4.3.2	Метод линейно-деформируемого слоя.....	78
4.3.3	Метод эквивалентного слоя.....	81
4.3.4	Расчет осадок оснований с учетом веса грунта, вынутого из котлована.....	84
4.3.5	Расчет осадок оснований во времени.....	90
Глава 5. ПРЕДЕЛЬНОЕ НАПРЯЖЕННОЕ СОСТОЯНИЕ ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЙ.....		94
5.1	Фазы напряженного состояния грунтов при возрастании нагрузки... ..	94
5.2	Основные положения теории предельного равновесия	98
5.3	Критические нагрузки на грунты основания.....	99
5.3.1	Начальная критическая нагрузка. Расчетное сопротивление грунта	99
5.3.2	Предельная нагрузка на грунт.....	102
Глава 6. УСТОЙЧИВОСТЬ ГРУНТОВ В ОТКОСАХ.....		106
6.1	Причины нарушения устойчивости откосов и склонов.....	106
6.2	Устойчивость откоса идеально сыпучего грунта.....	107
6.3	Устойчивость вертикального откоса в идеально связных грунтах.....	107
6.4	Общий случай расчета устойчивости откоса.....	109
6.5	Расчет устойчивости откосов методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения.....	109
6.6	Расчет устойчивости откосов методами теории предельного равновесия.....	112
6.7	Меры по увеличению устойчивости откосов.....	115
Глава 7. ДАВЛЕНИЕ ГРУНТОВ НА ОГРАЖДАЮЩИЕ КОНСТРУКЦИИ.....		116
7.1	Классификация подпорных стен	116

7.2	Понятие об активном и пассивном давлении грунта.....	117
7.3	Определение давления идеально сыпучего грунта на вертикальную гладкую подпорную стенку при горизонтальной поверхности засыпки.....	120
7.4	Учет сцепления при определении активного давления связного грунта на вертикальную гладкую подпорную стенку при горизонтальной поверхности засыпки.....	121
7.5	Учет нагрузки на поверхности засыпки при определении активного давления на подпорную стенку.....	123
7.6	Учет наклона и шероховатости задней грани подпорной стенки при определении активного давления.....	124
7.7	Расчет устойчивости подпорных стенок.....	125
7.8	Определение давления грунтов на подпорные стенки методом теории предельного равновесия.....	129
7.9	Графический метод определения давления грунтов на подпорные стенки.....	130
	ЗАКЛЮЧЕНИЕ.....	133
	БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК.....	133
	ПРИЛОЖЕНИЕ 1. Глоссарий.....	134
	ПРИЛОЖЕНИЕ 2. Основные буквенные обозначения характеристик грунтов.....	141

ВВЕДЕНИЕ

Все возводимые надземные сооружения передают нагрузки, включая и собственный вес, на основания, состоящие из грунтов. В большинстве случаев грунты представляют собой дисперсные тела, которые существенно отличаются от конструктивных строительных материалов, являющихся, в основном, упругими телами. Поэтому расчет грунтовых оснований невозможен методами классической строительной механики. Для этого требуется знание механики грунтов, которая изучает деформации, прочность и устойчивость дисперсных тел. Важность роли механики грунтов в деятельности инженеров строительных специальностей объясняется уже тем, что более 70% всех аварий зданий и инженерных сооружений происходят из-за ошибок, допущенных при оценке физико-механических свойств грунтов, проектировании, возведении и эксплуатации оснований и фундаментов.

Механика грунтов является одной из основных инженерных дисциплин для студентов всех строительных специальностей. Она тесно связана с другими инженерными дисциплинами. Для освоения курса механики грунтов необходимо знание математики, физики, инженерной геологии, сопротивления материалов, строительной механики, теории упругости.

Настоящее учебное пособие составлено в соответствии с федеральным государственным образовательным стандартом высшего образования по специальности 08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений» (Приказ Минобрнауки России от 11.08.2016 № 1030).

Предназначено для студентов всех форм обучения. Объем изложенного в пособии материала соответствует учебному плану ВГТУ для соответствующих специальностей, предусматривающему трудоемкость изучения дисциплины «Механика грунтов» в объеме 180 часов (5 зачетных единиц). В пособии нашли отражение вопросы, рассматриваемые на лекциях, практических занятиях и при курсовом проектировании, а также для самостоятельной работы. Студенты специальности 08.03.01 «Строительство», обучающиеся по программе бакалавриата, также найдут в данном пособии материал для подготовки по дисциплине «Механика грунтов».

При написании пособия использованы материалы лекций авторов, а также другие источники [1...11].

ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Предмет механики грунтов. Вопросы курса механики грунтов

Механика грунтов – часть общей механики горных пород, включающей: механику массивных пород (сплошных сред), механику грунтов (рыхлых горных пород) и механику органических масс.

Механика грунтов в то же время является одним из важных разделов геомеханики, в основу которого положены как законы теоретической механики (механики твердых абсолютно несжимаемых тел), так и закономерности строи-

тельной механики деформируемых тел (теория упругости, пластичности, ползучести). Кроме этих закономерностей механика грунтов рассматривает зависимости, вытекающие из особенностей работы грунтов под нагрузкой: сжимаемость, водопроницаемость, контактную сопротивляемость сдвигу и структурно-фазовую деформируемость грунтов.

Данный курс «Механики грунтов» рассматривает следующие вопросы:

1. Физические свойства грунтов.
2. Основные законы и закономерности механики грунтов. Механические свойства грунтов.
3. Напряженное состояние грунтовых массивов.
4. Методы расчета деформаций грунтов и осадок сооружений.
5. Предельные состояния грунтов.
6. Устойчивость откосов.
7. Давление грунтов на ограждения.

Все эти вопросы неразрывно связаны между собой и образуют четкую структуру, позволяющую в итоге решать конкретные задачи проектирования оснований и фундаментов. Связь основных разделов курса «Механики грунтов» между собой и их использование для решения практических задач проектирования и расчета грунтовых сооружений, оснований и фундаментов отражена на блок-схеме (рис. 1), предложенной профессором ВГАСУ В.М. Алексеевым.

Значение предмета «Механика грунтов»

Механика грунтов является одной из основных инженерных дисциплин для студентов всех строительных специальностей. Она представляет собой теоретическую базу для проектирования оснований и фундаментов так же, как сопротивление материалов и строительная механика – для проектирования строительных конструкций. Без знания основ механики грунтов невозможно правильно запроектировать современные промышленные и гражданские здания и инженерные сооружения.

Знание механики грунтов позволяет наиболее полно использовать несущую способность грунтов, достаточно точно учитывать деформации грунтовых оснований под действием нагрузки и принимать наиболее безопасные и экономичные решения.

Развитие науки «Механика грунтов»

Первой капитальной теоретической работой по механике грунтов является работа Ш. Кулона (1773 г.) о давлении грунта на подпорные стенки. Он же сформулировал закон сопротивления грунта сдвигу. Бурный рост промышленности в XIX веке вызвал расширение строительства, что потребовало развития инженерной геологии и механики грунтов. В это время появились работы Г. Дарси (1856 г.) о движении воды в грунтах, Е. Винклера (1867 г.) о связи осадки



Рис. 1. Блок-схема курса механики грунтов

фундамента с внешней нагрузкой, Ж. Буссинеска (1885 г.) о распределении напряжений в грунте от действия сосредоточенной силы. Профессор В.И. Курдюмов (1889 г.) провел классические опыты по выявлению распределения напряжений и деформаций в массиве грунта от нагрузок на его поверхности. В 1915 г. проф. П.А. Миняев впервые показал применимость теории упругости к расчету напряжений в сыпучих грунтах, а в 1923 г. проф. Н.П. Пузыревский предложил теорию напряженного состояния грунтов, разработав особый метод теории упругости для расчета оснований. В том же году акад. Н.И. Павловский в работе «Теория движения грунтовых вод» заложил основы современных фильтрационных расчетов. К. Терцаги в 1925 г. опубликовал книгу «Строительная механика грунта на основе его физических свойств», которую можно считать первым фундаментальным трудом в этой области. Большим вкладом в современную механику грунтов были работы проф. Н.М. Герсеванова (1931, 1933 г.) «Основы динамики грунтовой массы» и проф. В.А. Флорина (1936 – 1938 г.) по решению плоской и пространственной задач теории фильтрационной консолидации. В это же время (1934 г.) появился первый учебник Н.А. Цытовича «Основы механики грунтов», который затем многократно переиздавался с дополнениями, и до настоящего времени является одним из лучших учебников по механике грунтов.

В последующие годы XX века наука механика грунтов бурно развивалась трудами таких ученых, как Г.Е. Паукер, Л. Прандль, В.В. Соколовский, В.Г. Березанцев, Н.Н. Маслов, Д.Е. Польшин, М.И. Горбунов-Посадов, Б.И. Далматов, А.А. Бартоломей, П.Л. Иванов, Ю.К. Зарецкий, З.Г. Тер-Мартirosян С.С. Вялов, К.Е. Егоров и др.

В последнее время развитие новых технологий в строительстве предъявляет новые требования к точности расчетов оснований сооружений. В связи с этим большое внимание уделяется развитию нелинейной механики грунтов, в которой рассматриваются вопросы пластических деформаций и ползучести. Другой важной особенностью развития механики грунтов на современном этапе является использование численных методов расчетов и разработка на их основе программ для ЭВМ.

Основные понятия и определения

Грунт – любые горные породы, почвы, осадки и техногенные образования, рассматриваемые как многокомпонентные динамичные системы и часть геологической среды и изучаемые в связи с инженерно-хозяйственной деятельностью человека (ГОСТ 25100 –2011 [5]).

Грунтами называются все рыхлые горные породы коры выветривания литосферы (каменной оболочки Земли) – несвязные (сыпучие) или связные, прочность связей которых во много раз меньше прочности самих минеральных частиц (Н.А. Цытович [11]).

Основание – массив грунта, на котором возводится сооружение, воспринимающий нагрузку от него и испытывающий в результате этого напряжения и деформации.

Фундамент – подземная или заглубленная часть сооружения, предназначенная для передачи нагрузки от сооружения на основание.

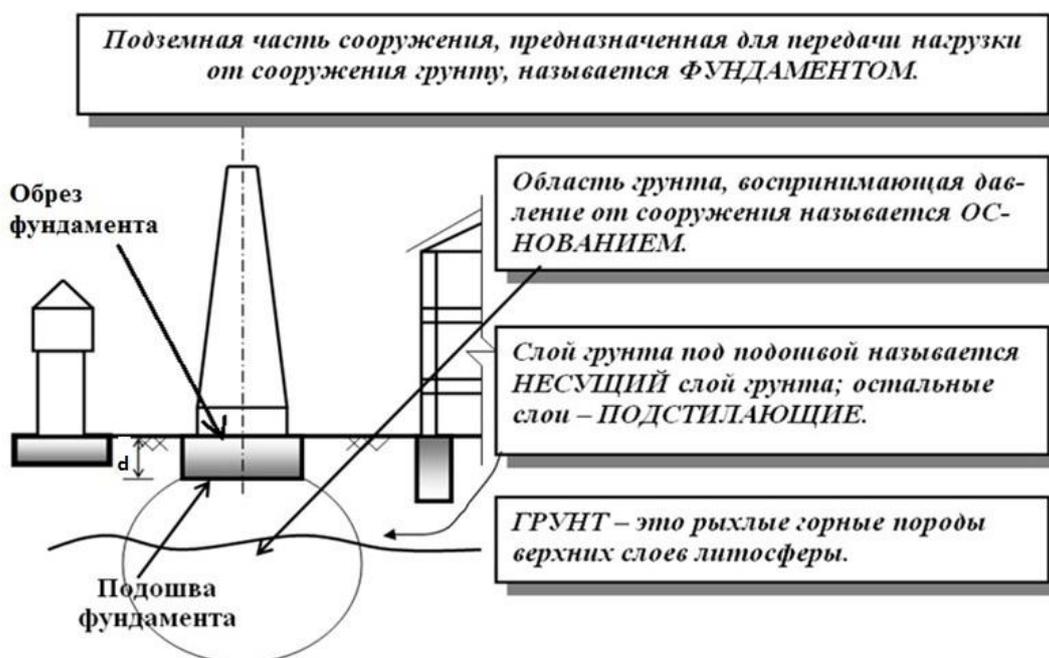


Рис. 2. Основные понятия и определения

ГЛАВА 1

ГРУНТЫ КАК ДИСПЕРСНЫЕ СИСТЕМЫ ФИЗИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ

1.1. Природа грунтов, их состав и строение

Грунты являются преимущественно осадочными обломочными горными породами, т.е. представляют собой продукты выветривания различных горных пород, прошедшие стадии изменения в процессе их переноса, отложения и диагенеза. Механика грунтов рассматривает грунты, которые по определению ГОСТ 25100-2011[5] называются дисперсными, то есть грунты, состоящие из совокупности твердых частиц, зёрен, обломков и других элементов, между которыми есть физические, физико-химические или механические структурные связи.

Грунты имеют весьма сложный состав и этим существенно отличаются от любых других материалов, применяемых в строительстве.

Грунты являются многофазными системами. В их состав входят следующие компоненты: твердый (минеральные частицы грунта), жидкий (вода) и газообразный (воздух). Соотношение этих компонентов обуславливает многие свой-

ства грунтов. Пространство между минеральными частицами, заполненное водой, газом или паром, называют порами. Систему минеральных частиц, составляющих грунт, называют его скелетом. Между минеральными частицами грунта могут существовать структурные связи, прочность которых определяет степень связности грунта (рис.1.1).

В состав некоторых грунтов входят органические вещества, которые существенно влияют на их физические свойства.

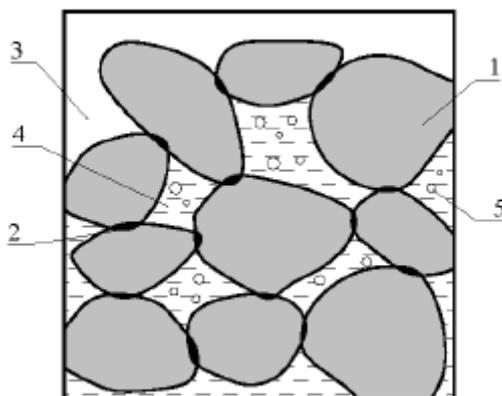


Рис. 1.1. Компоненты грунта как многофазной системы:

1 – минеральные частицы (твердая фаза); 2 – структурные связи между минеральными частицами; 3 – поры, заполненные газом; 4 – поры, заполненные водой и растворенным в воде газом; 5 – заземленные в воде пузырьки газа

Твердые частицы. Свойства грунтов в значительной степени определяются размерами и минералогическим составом слагающих их твердых частиц. Минеральные частицы могут иметь размеры от десятков миллиметров до долей микрона. Это порождает большое разнообразие видов грунта, существенно отличающихся своими свойствами. Согласно ГОСТ 25100-2011[5] слагающие грунт элементы разделяются на фракции (табл.1.1).

Грунты, в которых более 50 % массы составляют частицы размером от 2 до 0,05 мм, относятся к песчаным, а грунты, состоящие, в основном, из пылеватых и глинистых (не менее 3 %) частиц, - к глинистым.

Минералогический состав твердых частиц грунта оказывает существенное влияние на его физические свойства. Часть минералов (кварц, полевой шпат, слюда и др.) инертна по отношению к воде, окружающей минеральные частицы. Эти минералы не меняют своих свойств при изменении содержания воды. Грунты, сложенные такими минералами, обладают наиболее благоприятными строительными свойствами. К таким грунтам относятся, в основном, пески и крупнообломочные грунты. Другие минералы (монтмориллонит, каолинит, иллит и другие глинистые минералы) активно взаимодействуют с водой за счет своей большой удельной поверхности. Поэтому даже малое содержание таких частиц резко изменяет свойства грунтов.

Гранулометрические фракции грунтов

Слагающие грунт элементы	Фракции	Размер, мм
Валуны (глыбы)	Крупные	> 800
	Средние	400 – 800
	Мелкие	200 – 400
Галька (щебень)	Крупные	100 – 200
	Средние	60 – 100
	Мелкие	10 – 60
Гравий (дресва)	Крупные	4 – 10
	Мелкие	2 – 4
Песчаные частицы	Грубые	1 – 2
	Крупные	0,5 – 1
	Средние	0,25 – 0,5
	Мелкие	0,10 – 0,25
Пылеватые частицы	Крупные	0,01 – 0,05
	Мелкие	0,002 – 0,01
Глинистые частицы		< 0,002

Вода в грунте, ее виды и свойства. Содержание воды в грунтах в значительной степени предопределяет их свойства. Это объясняется взаимодействием молекул воды с твердыми частицами грунта вследствие наличия электромолекулярных сил. Твердые частицы грунта имеют на поверхности отрицательный электрический заряд, а молекулы воды представляют собой диполи. Попадая в поле заряда частицы грунта, молекулы воды ориентируются определенным образом и притягиваются к поверхности частицы. В результате поверхность твердой частицы покрывается слоем молекул воды. Электромолекулярные силы взаимодействия между поверхностью твердой частицы и молекулами воды у самой поверхности очень велики, но по мере удаления от нее быстро убывают и на некотором расстоянии уменьшаются до нуля. Самые близкие к твердой частице слои 1 – 3 ряда молекул воды называются прочносвязанной адсорбированной водой. Такую воду невозможно удалить из грунта ни огромным внешним давлением, ни действием напора воды.

Следующие слои молекул воды, окружающей твердые частицы, образуют слои рыхлосвязанной воды, которые поддаются выдавливанию из пор грунта только высоким внешним давлением. Такую воду называют пленочной водой. Количество пленочной воды в глинистых грунтах определяет их пластичность, прочность, ползучесть и другие свойства.

Молекулы воды, находящиеся вне сферы действия электромолекулярных сил, образуют свободную воду. Свободной является гравитационная вода, дви-

жение которой происходит под действием силы тяжести, и капиллярная, движущаяся силами капиллярного натяжения воды. Так как эта вода заполняет поры грунта, ее также называют поровой водой. Минеральные частицы специфических грунтов, а также связи между ними могут состоять из растворимых солей. Миграция поровой воды может приводить к растворению солей и появлению в поровой воде растворов солей, кислот и щелочей, что делает ее агрессивной по отношению к конструкциям фундаментов.

На рис. 1.2 показана схема расположения молекул воды около поверхности частицы грунта.

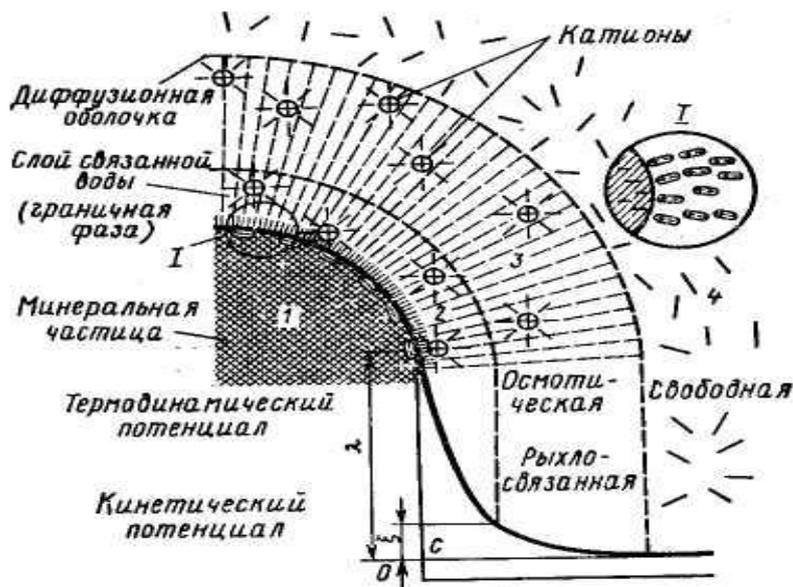


Рис. 1.2. Схема расположения молекул воды

Газообразные включения. Газ в грунтах может находиться в виде пузырьков, окруженных поровой водой, в растворенном виде (в поровой воде) или в свободном виде (сообщающийся с атмосферой). В основном, газообразную фазу грунта составляет атмосферный воздух или водяной пар. Но кроме этого в грунтах могут содержаться другие газы, например, метан или родон. Пузырьки газа, находящиеся в порах грунтов, и растворенный в поровой воде газ придают грунтам упругие свойства и оказывают влияние на их сжимаемость и деформируемость во времени. Газ, сообщающийся с атмосферой, не имеет особого значения в механике грунтов.

Органические вещества в грунтах находятся в виде микроорганизмов, корней растений и гумуса. Наличие органических веществ ухудшает строительные свойства грунтов.

Следует различать **структуру грунта**, т.е. взаимное расположение частиц грунта и характер связи между ними, и **текстуру грунта**, т.е. сложение грунта в массиве.

1.2. Структурные связи в грунтах

Связи между частицами в грунте называются структурными связями. По своей природе они очень различны. Из-за высокой прочности самих частиц грунта именно связи между ними определяют прочность и деформируемость грунтов. Некоторые типы связей легко разрушаются при различных воздействиях (увлажнение, вибрация).

По характеру структурных связей нескальные грунты разделяются на связные и несвязные (сыпучие). К связным относятся глинистые грунты, к несвязным – крупнообломочные и песчаные.

Различают следующие типы структурных связей в грунтах:

1 – **водно-коллоидные** (коагуляционные и конденсационные) – вязкопластичные, мягкие, обратимые. Они возникают в результате действия электромолекулярных сил между минеральными частицами и пленками воды. Величина этих сил зависит от толщины пленок воды. Чем тоньше пленки, т.е. чем меньше влажность грунта, тем эти связи больше, так как уменьшение толщины пленки увеличивает молекулярное притяжение диполей связанной воды. При увеличении влажности грунта водно-коллоидные связи быстро уменьшаются. Эти связи обуславливают связность глинистых грунтов.

2 – **кристаллизационные связи** – хрупкие, жесткие, необратимые – водостойкие и неводостойкие. Возникают под действием сил химического взаимодействия, образуя в точках контакта частиц поликристаллические соединения, очень прочные, но хрупкие и не восстанавливающиеся при разрушении.

Наличие структурных связей в грунте придает ему определенную прочность, называемую **структурной прочностью** (p_{str}), позволяющую скелету грунта выдерживать некоторую нагрузку до начала разрушения его каркаса.

Структурная прочность грунтов и устойчивость структурных связей в них к внешним воздействиям определяют деформационно-прочностные свойства грунтов и их работу как оснований сооружений.

1.3. Показатели физического состояния грунтов

Для определения физических свойств грунтов необходимо, прежде всего, знать три простейших показателя, определяемых экспериментально по образцам грунта ненарушенной структуры. Это плотность грунта естественной структуры (ρ); плотность твердых частиц грунта (ρ_s); природная влажность грунта (w). Эти показатели называют определяемыми.

Выделим из грунта образец объемом $V = 1 \text{ см}^3$ и мысленно разделим его на две части: одну, занятую твердыми частицами, объемом V_1 , и другую, занятую порами, заполненными частично водой и частично воздухом, объемом V_2 (рис. 1.3). Массу твердых частиц обозначим q_1 , массу воды – q_2 . Массой воздуха можно пренебречь.

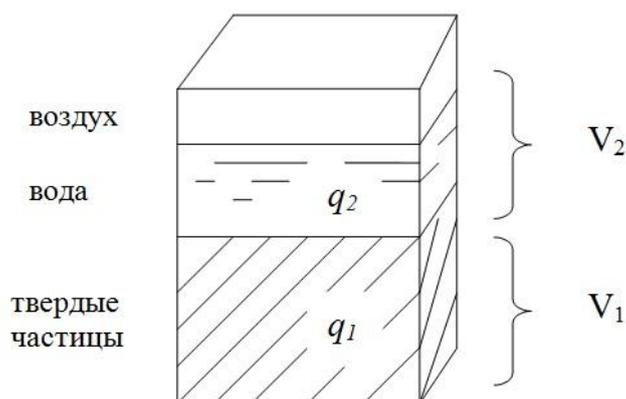


Рис. 1.3. Схема составных частей образца грунта

Плотность грунта естественной структуры

Плотность грунта – это отношение массы грунта вместе с водой в порах к занимаемому этим грунтом объему вместе с порами:

$$\rho = \frac{q_1 + q_2}{V_1 + V_2} . \quad (1.1)$$

Единица измерения плотности грунта – г/см³. Плотность природных грунтов изменяется в пределах 1,5...2,2 г/см³.

При расчетах нагрузок на сооружения и напряжений от собственного веса грунта используется не плотность, а удельный вес. Удельный вес грунта определяется умножением плотности грунта на ускорение свободного падения ($g = 9,81 \text{ м/с}^2$, в практике расчетов обычно принимается $g = 10 \text{ м/с}^2$):

$$\gamma = \rho \cdot g . \quad (1.2)$$

Единица измерения удельного веса грунта – кН/м³.

Плотность твердых частиц грунта

Плотностью твердых частиц грунта называется отношение массы твердых частиц грунта к занимаемому ими объему:

$$\rho_s = \frac{q_1}{V_1} . \quad (1.3)$$

Единица измерения плотности твердых частиц грунта – г/см³.

Удельный вес твердых частиц грунта:

$$\gamma_s = \rho_s \cdot g . \quad (1.4)$$

Единица измерения удельного веса твердых частиц грунта – кН/м³.

Плотность твердых частиц грунта характеризует, главным образом, минералогический состав грунта и изменяется в незначительных пределах ($\rho_s = 2,45...2,75 \text{ г/см}^3$).

Для основных разновидностей грунтов: песок – $\rho_s = 2,65 \text{ г/см}^3$; супесь – $\rho_s = 2,70 \text{ г/см}^3$; суглинок – $\rho_s = 2,71 \text{ г/см}^3$; глина – $\rho_s = 2,75 \text{ г/см}^3$.

Влажность грунта

Влажность грунта – отношение массы воды к массе твердых частиц грунта:

$$w = \frac{q_2}{q_1} . \quad (1.5)$$

Влажность измеряется в процентах или долях единицы. Влажность изменяется в широких пределах и особенно важна для глинистых грунтов.

Гранулометрический (зерновой) состав грунта

Содержание частиц различной крупности, выраженное в процентах от общего веса сухого грунта, называется гранулометрическим составом грунта. Для определения гранулометрического состава (G) грунт разделяют на фракции, включающие частицы определенных размеров:

$$G = \frac{m_i}{m_0} \cdot 100 \% , \quad (1.6)$$

где m_i – масса фракции; m_0 – масса исследуемого грунта.

Гранулометрический состав грунта определяется экспериментально.

Степень неоднородности гранулометрического состава песчаного грунта C_u определяется по формуле

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} , \quad (1.7)$$

где d_{60} и d_{10} – диаметры (размеры) частиц, меньше которых в грунте содержится соответственно 60 и 10 % (по массе).

Вычисляемые показатели физического состояния грунтов

Зная величины ρ , ρ_s и w , можно вычислить еще ряд физических характеристик грунта.

Плотность сухого грунта (скелета)

Плотность сухого грунта (скелета) ρ_d – отношение массы твердых частиц грунта ко всему объему грунта:

$$\rho_d = \frac{q_1}{V_1 + V_2} . \quad (1.8)$$

Единицы измерения плотности сухого грунта (скелета) – г/см³.

Удельный вес сухого грунта (скелета):

$$\gamma_d = \rho_d \cdot g . \quad (1.9)$$

Единицы измерения удельного веса сухого грунта (скелета) – кН/м³.

Для образца грунта единичного объема ($v_1 + v_2 = 1 \text{ см}^3$) плотность $\rho = q_1 + q_2$, а плотность сухого грунта $\rho_d = q_1$. Тогда влажность грунта может быть выражена через ρ и ρ_d следующим образом:

$$w = \frac{\rho - \rho_d}{\rho_d}. \quad (1.10)$$

Отсюда получим формулу для расчета плотности сухого грунта (скелета):

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + w}. \quad (1.11)$$

Пористость и коэффициент пористости грунта

Отношение объема пор в образце к объему всего образца называют пористостью грунта (n). Отношение объема твердых частиц в образце к объему всего образца обозначим m .

Тогда

$$n = \frac{V_2}{V_1 + V_2}; \quad m = \frac{V_1}{V_1 + V_2}. \quad (1.12)$$

В образце единичного объема

$$m + n = 1; \quad n = 1 - m. \quad (1.13)$$

Таким образом, $n = V_2$ – равняется объему пор, а $m = V_1$ – равняется объему твердых частиц.

Так как $\rho_s = \frac{q_1}{V_1} = \frac{q_1}{m}$ и $\rho_d = \frac{q_1}{V_1 + V_2} = \frac{q_1}{1} = q_1$, то, записав $m = \frac{q_1}{\rho_s} = \frac{\rho_d}{\rho_s}$,

можем получить формулу для расчета пористости

$$n = 1 - \frac{\rho_d}{\rho_s} = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_s}. \quad (1.14)$$

Пористость грунта выражают в процентах:

$$n = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_s} \cdot 100\%. \quad (1.14')$$

Отношение объема пор к объему твердых частиц грунта называют коэффициентом пористости (e). Коэффициент пористости можно рассчитать по формуле

$$e = \frac{n}{m} = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d}. \quad (1.15)$$

Можно выразить пористость грунта и объем твердых частиц в единице объема грунта через коэффициент пористости

$$n = \frac{e}{1 + e} \quad \text{и} \quad m = \frac{1}{1 + e}. \quad (1.16)$$

Коэффициент пористости – безразмерная величина.

Коэффициент водонасыщения

Коэффициентом водонасыщения (S_r) называется отношение природной влажности грунта w к его полной влагоемкости w_{sat} (влажности, соответствующей полному заполнению пор грунта водой):

$$S_r = \frac{w}{w_{sat}}. \quad (1.17)$$

Коэффициент водонасыщения измеряется в долях единицы.

При полном заполнении пор водой влажность грунта будет равна отношению массы воды в объеме пор ($n \cdot \rho_w = \frac{e}{1+e} \rho_w$) к массе твердых частиц ($m \cdot \rho_s = \frac{1}{1+e} \rho_s$):

$$w_{sat} = \frac{n \cdot \rho_w}{m \cdot \rho_s} = \frac{e \cdot \rho_w}{\rho_s}. \quad (1.18)$$

Здесь ρ_w – плотность воды, равная 1 г/см³.

Тогда формулу для вычисления коэффициента водонасыщения можно записать в виде

$$S_r = \frac{w \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w}. \quad (1.19)$$

Отсюда можно получить выражение для коэффициента пористости полностью водонасыщенного грунта при $S_r = 1$:

$$e = w_{sat} \cdot \rho_s. \quad (1.20)$$

Коэффициент водонасыщения может изменяться от 0 в случае абсолютно сухого грунта до 1 при полном заполнении пор грунта водой.

У грунтов, залегающих ниже уровня подземной воды, скелет испытывает взвешивающее действие воды. При этом вес твердых частиц уменьшается на вес вытесненной ими воды.

Для единичного объема

масса твердых частиц в воде равна $\rho_s - \rho_w$;

объем твердых частиц равен m .

Тогда плотность грунта с учетом взвешивающего действия подземной воды может быть выражена формулой

$$\rho_{sb} = m \cdot (\rho_s - \rho_w) = \frac{\rho_s - \rho_w}{1+e}. \quad (1.21)$$

Показатель пластичности глинистых грунтов

Пластичность – это способность грунта под действием внешнего усилия изменять свою форму без изменения объема и образования трещин и сохранять измененную форму после устранения внешнего воздействия. Глинистые грунты проявляют свойство пластичности при увлажнении, причем в зависимости от влажности проходят три состояния (или консистенции) – твердое, пластичное и текучее (рис. 1.4).

Построив шкалу изменения влажности грунта от 0 до 1, мы можем отметить на ней две характерные влажности: влажность на границе пластичности (раскатывания) w_p , и влажность на границе текучести w_L . Влажность на границе текучести w_L соответствует влажности, при которой грунт из пластичного со-

стояния переходит в текучее. Эта влажность – верхний предел пластичности грунта. Влажность на границе пластичности (раскатывания) w_p соответствует влажности, при которой грунт теряет свою пластичность. Это нижний предел пластичности грунта.

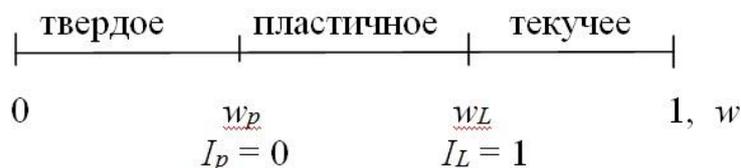


Рис. 1.4. Состояния глинистого грунта в зависимости от влажности

Сами по себе эти влажности не являются характеристиками пластичности грунта. Однако диапазон влажности, в котором грунт будет пластичным, имеет для глинистых грунтов первостепенное значение. Этот диапазон характеризуется числом пластичности I_p . Число пластичности равно разности между влажностью на границе текучести w_L и влажностью на границе пластичности (раскатывания) w_p :

$$I_p = w_L - w_p. \quad (1.22)$$

Число пластичности обычно выражают в процентах.

Число пластичности тесно связано с содержанием в грунте глинистой фракции и поэтому используется в классификации для определения наименования глинистого грунта (супесь, суглинки, глина).

Показатель текучести глинистых грунтов

В зависимости от естественной влажности (ее положения на шкале влажности) глинистый грунт может находиться в том или ином состоянии, то есть иметь ту или иную консистенцию (рис.1.4).

Консистенция (состояние) грунта характеризуется показателем текучести I_L , который определяется сравнением естественной влажности грунта с влажностями на границах текучести и раскатывания по формуле

$$I_L = \frac{w - w_p}{w_L - w_p}. \quad (1.23)$$

Из рис. 1.4 видно, что при $w < w_p$ показатель текучести $I_L < 0$, и консистенция грунта твердая; при $w > w_L$ $I_L > 1$ и консистенция текучая, а при $w_p < w < w_L$ и $0 < I_L < 1$ – пластичная. Для суглинков и глин изменение их свойств в интервале пластичной консистенции очень существенно, и для них указанный интервал дополнительно разделяется на четыре состояния: полутвердое, тугопластичное, мягкопластичное и текучепластичное.

Степень плотности сыпучих грунтов

Плотность сложения песков оценивается по коэффициенту пористости. Общей характеристикой плотности песчаных грунтов является **степень плотности** I_D – сравнение коэффициента пористости природного грунта с коэффициентом пористости этого грунта в самом рыхлом и самом плотном состояниях:

$$I_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}. \quad (1.24)$$

Здесь e_{\max} - коэффициент пористости грунта в самом рыхлом состоянии (при насыпании сухого грунта в сосуд);

e_{\min} – то же в самом плотном состоянии (при постукивании или вибрировании насыпанного песка в мерной колбе).

1.4. Классификация грунтов

Многие показатели физического состояния являются основными классификационными показателями грунтов, которые позволяют отнести грунт к той или иной разновидности. Это необходимо, чтобы в общих чертах предусмотреть поведение грунтов при возведении на них сооружений, выбрать нормативное давление на основание (или механические показатели), а иногда установить возможность применения в расчетах тех или иных теоретических решений механики грунтов (теории сыпучих тел, теории фильтрационной консолидации, теории ползучести и т.д.).

При анализе инженерно-геологических условий площадки строительства физические характеристики грунта позволяют сделать вывод о пригодности слагающих ее грунтов служить основанием фундаментов. Например, текучее и текучепластичное состояние глинистого грунта делают его непригодным для строительства.

Классификация грунтов для целей строительства осуществляется по ГОСТ 25100-2011 [5].

Глинистые грунты

Глинистые грунты классифицируются по двум показателям:

по числу пластичности I_p глинистые грунты подразделяются на

супеси при $1 \leq I_p < 7$;

суглинки при $7 \leq I_p < 17$;

глины при $I_p \geq 17\%$.

по показателю текучести I_L глинистые грунты подразделяются на разновидности как представлено в табл. 1.2.

Таблица 1.2

Разновидности глинистых грунтов по показателю текучести

Супесь	Суглинки и глины
твердая при $I_L < 0$; пластичная при $0 \leq I_L \leq 1,00$; текучая при $I_L > 1$.	твердые при $I_L < 0$; полутвердые при $0 \leq I_L \leq 0,25$; тугопластичные при $0,25 < I_L \leq 0,5$; мягкопластичные при $0,50 < I_L \leq 0,75$; текучепластичные при $0,75 < I_L \leq 1,00$; текучие при $I_L > 1$.

Песчаные грунты

Классификационное наименование песчаных грунтов устанавливается по следующим показателям:

1) **по размеру частиц** (по гранулометрическому составу) (табл.1.3).

Таблица 1.3

Разновидности песчаных грунтов по размеру частиц

Разновидность грунта	Размер частиц d , мм	Содержание частиц в % по массе
гравелистые	> 2	> 25
крупные	$> 0,5$	> 50
средней крупности	$> 0,25$	> 50
мелкие	$> 0,10$	≥ 75
пылеватые	$> 0,10$	< 75

2) **по плотности сложения** (по коэффициенту пористости e) (табл. 1.4).

Таблица 1.4

Разновидности песчаных грунтов по коэффициенту пористости

Разновидность песков	Коэффициент пористости e , д.е.		
	Пески гравелистые, крупные и средней крупности	Пески мелкие	Пески пылеватые
Плотный	$e \leq 0,55$	$e \leq 0,60$	$e \leq 0,60$
Средней плотности	$0,55 < e \leq 0,70$	$0,60 < e \leq 0,75$	$0,60 < e \leq 0,80$
Рыхлый	$e > 0,70$	$e > 0,75$	$e > 0,80$

3) **по степени водонасыщения** (по коэффициенту водонасыщения S_r):

малой степени водонасыщения (маловлажные) при $0 < S_r \leq 0,5$;

средней степени водонасыщения (влажные) при $0,5 < S_r \leq 0,8$;

насыщенные водой при $S_r > 0,8$;

- 4) **по степени неоднородности** гранулометрического состава C_u :
 однородные при $C_u \leq 3$;
 неоднородные при $C_u > 3$;
- 5) **по степени плотности** I_D (пески искусственного сложения):
 слабоуплотненные при $0 < I_D \leq 0,33$;
 среднеуплотненные при $0,33 < I_D \leq 0,66$;
 сильноуплотненные при $0,66 < I_D \leq 1$.

1.5. Нормативные и расчетные показатели физического состояния грунтов

Различают нормативные и расчетные значения физических характеристик грунта. Нормативное значение показателя определяется как среднеарифметическое значение частных определений этой характеристики:

$$X_n = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i, \quad (1.25)$$

где n – число определений; X_i – частные значения определений характеристики. Число одноименных частных определений физических характеристик для каждого вида грунта должно быть не менее десяти.

Расчетные значения характеристики грунтов определяются по формуле

$$X = \frac{X_n}{\gamma_g}, \quad (1.26)$$

где γ_g – коэффициент надежности по грунту.

Расчетные значения физических характеристик грунта, кроме плотности грунта ρ , определяются при $\gamma_g = 1$.

Вопросы для контроля знаний

1. Что представляет собой грунт с точки зрения механики грунтов?
2. Какие компоненты входят в состав грунта?
3. Как влияет минералогический состав твердых частиц на свойства грунта?
4. Какие виды воды содержатся в грунте?
5. Как влияет содержание газов на свойства грунта?
6. Что такое структурные связи в грунтах?
7. Какие виды структурных связей встречаются в грунтах?
8. Что такое структурная прочность грунта?
9. Какие показатели физического состояния грунтов определяются лабораторным путем?
10. Какие показатели физического состояния грунтов вычисляются по формулам?
11. Какие показатели характеризуют пластичность и консистенцию глинистых грунтов?
12. Какими показателями характеризуется степень плотности и однородности песчаных грунтов?

13. Какие показатели глинистых грунтов являются классификационными?
14. Каковы разновидности глинистых грунтов по числу пластичности?
15. Каковы разновидности глинистых грунтов по показателю текучести?
16. Какие показатели песчаных грунтов являются классификационными?
17. Каковы разновидности песчаных грунтов по гранулометрическому составу?
18. Каковы разновидности песчаных грунтов по плотности сложения?
19. Каковы разновидности песчаных грунтов по степени водонасыщения?
20. Каковы разновидности песчаных грунтов по степени плотности?
21. Как определяются нормативные и расчетные показатели физического состояния грунтов?

ГЛАВА 2

ОСНОВНЫЕ ЗАКОНОМЕРНОСТИ МЕХАНИКИ ГРУНТОВ. МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ

По своему строению и свойствам грунты существенно отличаются от других материалов, с которыми приходится иметь дело строителю. Большинство конструктивных материалов состоит из отдельных кристаллов или зерен различных минералов, которые настолько тесно связаны между собой, что прочность связей не отличается от прочности самих минеральных частиц. Такие тела деформируются под действием внешних сил как сплошные тела, и их деформации могут быть описаны с помощью закономерностей строительной механики и механики сплошных сред.

В грунтах связи между частицами значительно слабее, и их прочность во много раз меньше прочности самих минеральных частиц. Под действием внешних сил в грунтах возникают как общие деформации, характерные для сплошных тел, так и специфические деформации, связанные с взаимными перемещениями отдельных минеральных частиц и деформированием каждой из фаз (твердой, жидкой и газообразной), составляющей грунт. Поэтому, кроме общих закономерностей, которым подчиняются деформации сплошных тел, в грунтах действует еще ряд закономерностей, описывающих механические свойства грунтов, обусловленные их природой как минерально-дисперсных образований.

Под механическими свойствами грунтов понимают их поведение под внешней нагрузкой или при изменении их физического состояния.

К основным механическим свойствам грунтов относятся:

- **сжимаемость** (деформируемость), которая характеризуется зависимостью между давлением и коэффициентом пористости (компрессионной зависимостью) и описывается законом уплотнения грунта;
- **водопроницаемость**, характеризуемая зависимостью между напором и скоростью движения воды в грунтах, подчиняющейся закону ламинарной фильтрации;
- **сопротивление сдвигу**, т.е. зависимость между вертикальным давлением и предельным сопротивлением сдвигу, описываемая законом Кулона.

2.1. Сжимаемость грунтов.

Закон уплотнения грунта

Сжимаемость – свойство грунта, заключающееся в его способности изменять свое строение (упаковку частиц) на более компактное за счет уменьшения пористости.

Изменение объема пор может происходить вследствие различных причин. Механика грунтов рассматривает процесс изменения объема пор грунта (деформируемость) при *уплотнении его под нагрузкой*.

Деформации в грунтах могут быть упругими и пластическими. Упругие деформации возникают при нагрузках, не превышающих прочности структурных связей в грунте. Такие деформации происходят без относительного смещения твердых частиц и обуславливаются лишь упругим сжатием скелета грунта, тонких пленок воды, пузырьков воздуха. Уплотнения грунта при этом не происходит.

При нагрузках, превышающих структурную прочность грунта, возникают пластические деформации, вызванные относительным смещением частиц. При этом происходит уплотнение грунта. Пластические деформации грунтов значительно превышают упругие.

2.1.1. Компрессионная зависимость

Для установления основных показателей сжимаемости грунта производят его уплотнение под вертикальной нагрузкой в условиях, когда деформации грунта могут развиваться только в одном направлении.

При этом используют приборы с жесткими стенками (одометры) для обеспечения сжатия грунта без возможности бокового расширения (рис. 2.1, а). Условия испытания в одометре соответствуют сжатию бесконечного слоя грунта толщиной h под действием сплошной равномерно распределенной нагрузки p , например веса вышележащих слоев грунта (рис. 2.1, б). В том и другом случае в грунте возникают вертикальные напряжения $\sigma_z = p$ и вертикальные деформации ε_z , связанные с уменьшением пористости. При этом горизонтальные нормальные напряжения σ_x и σ_y равны между собой, горизонтальные деформации (боковое расширение) $\varepsilon_x = \varepsilon_y$ равны нулю, а касательные напряжения отсутствуют.

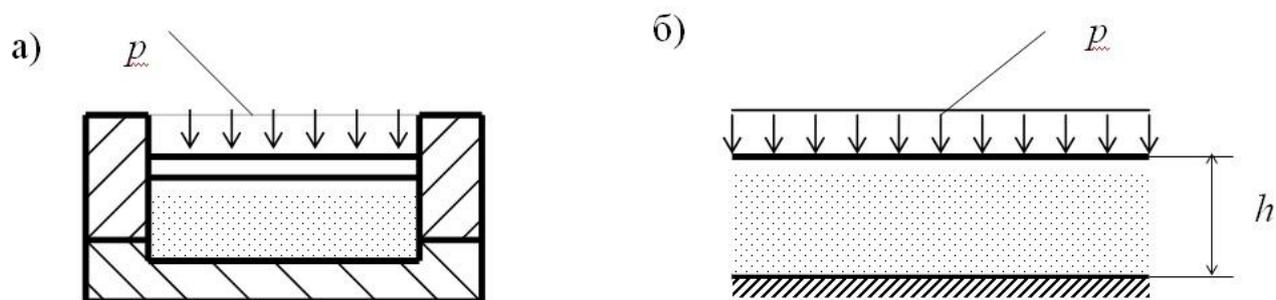


Рис. 2.1. Схемы компрессионного сжатия грунта в одометре (а) и при сплошной нагрузке (б)

Сжатие грунта в одомере без возможности бокового расширения называется **компрессионным сжатием**. Под действием давления p происходит уплотнение образца грунта, находящегося в одомере. Поскольку уплотнение грунта связано с изменением его пористости, результаты компрессионных испытаний можно представить в виде компрессионной кривой – зависимости коэффициента пористости грунта от давления (рис. 2.2). Впервые такая зависимость была получена в опытах К. Терцаги в 20 – 40-е годы XX века.

При испытаниях в компрессионном приборе (одомере) давление на образец обычно увеличивают ступенями. Коэффициент пористости грунта на любой ступени давления можно определить по осадкам образца. Так как образец грунта в кольце прибора не может иметь бокового расширения, изменение его пористости Δn_i под давлением p_i , распределенным по площади образца A , найдем из выражения

$$\Delta n_i = \frac{s_i A}{hA} = \frac{s_i}{h}, \quad (2.1)$$

где s_i - осадка образца; $\Delta n = \frac{\Delta V_{nop}}{V}$ - изменение пористости; $s_i A = \Delta V_{nop}$ - изменение объема пор при уплотнении; $hA = V$ - первоначальный объем образца.

Объем твердых частиц в образце грунта до и после деформации остается неизменным, так как действующие давления малы, чтобы изменить объем минеральных частиц.

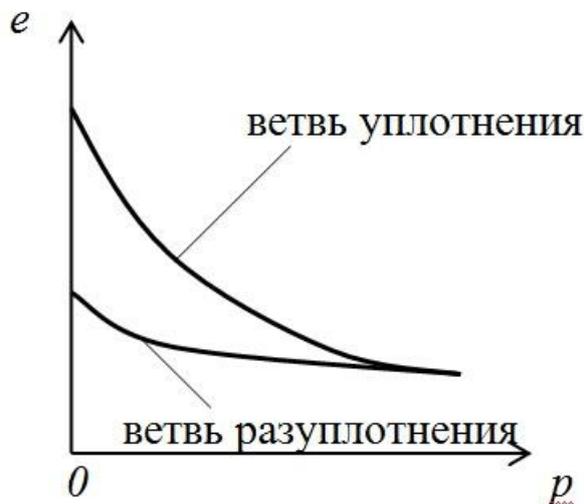


Рис. 2.2. Компрессионная кривая грунта нарушенной структуры

Согласно формуле (1.16) объем твердых частиц в единице объема образца $V_s = m$ составляет

$$m = \frac{1}{1 + e_0}, \quad (2.2)$$

где e_0 – начальный коэффициент пористости грунта.

Учитывая, что коэффициент пористости $e = \frac{n}{m}$ (1.15), получим значение изменения коэффициента пористости образца грунта Δe_i под действием давления p_i делением левой и правой частей формулы (2.1) на выражение (2.2):

$$\Delta e_i = \frac{\Delta n_i}{m} = \frac{(1 + e_0)s_i}{h}. \quad (2.3)$$

Зная, что $\Delta e_i = e_0 - e_i$ и $\frac{s_i}{h} = \varepsilon_i$, найдем выражение для e_i - коэффициента пористости грунта при давлении p_i :

$$e_i = e_0 - (1 + e_0)\varepsilon_i, \quad (2.4)$$

где ε_i - относительная деформация образца грунта, соответствующая давлению p_i .

Используя формулу (2.4), можно определить значение e_i для различных ступеней давления и построить ветвь нагрузки (или ветвь уплотнения) компрессионной кривой (см. кривая 1 на рис. 2.2).

Если начать разгружать образец, уменьшая давление ступенями, то будет наблюдаться обратный процесс – увеличение объема (набухание). Пользуясь формулой (2.4), можно построить ветвь разуплотнения (набухания) грунта (см. кривая 2 на рис. 2.2). Эта кривая располагается ниже кривой уплотнения. Ветвь разуплотнения соответствует упругим деформациям грунта. После снятия нагрузки образец не может занять первоначальный объем вследствие происшедших при уплотнении грунта взаимных смещений частиц, разрушения старых и установления новых связей между частицами при уплотнении. Это приводит к тому, что в грунте преобладают остаточные деформации, а упругие деформации весьма незначительны.

Рассмотренная деформация характерна для грунтов, не обладающих структурной прочностью. При уплотнении грунтов естественной структуры на компрессионной кривой можно выделить 2 участка (рис. 2.3, а): при давлениях $p < p_{str}$ процесс уплотнения практически не развивается и график имеет очертание, близкое к линейному; при $p > p_{str}$ происходит разрушение структурных связей в грунте и уплотнение грунта. Перелом на компрессионной кривой соответствует структурной прочности грунта. Однако получить на компрессионной кривой резкий перелом удается редко, поэтому на практике структурную прочность грунта определяют по графику компрессионных испытаний, построенному в полулогарифмических координатах (рис. 2.3, б).

Если начертить компрессионную кривую в полулогарифмических координатах, то изменения коэффициента пористости будут линейно зависеть от логарифма изменений внешнего давления.

В широком диапазоне давлений уравнение компрессионной кривой может быть представлено в виде

$$e_i = e_0 - C_c \ln\left(\frac{p_i}{p_0}\right), \quad (2.5)$$

где e_0 – начальный коэффициент пористости грунта; p_0 – давление, при котором начинается первичное сжатие грунта (может быть принято за структурную прочность грунта); e_i и p_i – коэффициент пористости и давление на i -й ступени нагрузки; C_c – коэффициент компрессии.

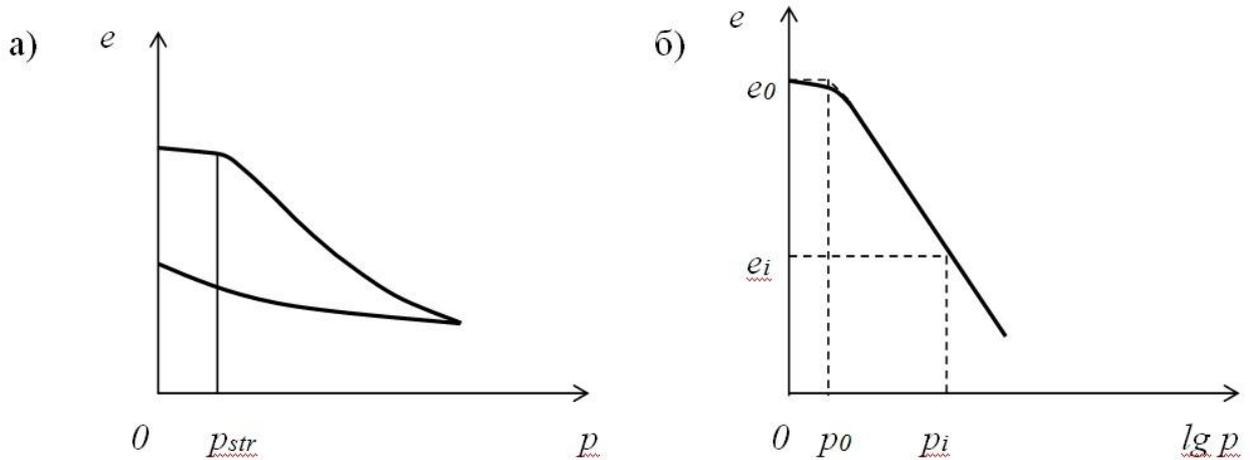


Рис. 2.3. Компрессионная кривая грунта естественной структуры в простой (а) и полулогарифмической (б) системе координат

Если рассматривать компрессионную кривую не полностью, а ограничиться небольшим диапазоном давлений (0,1 . . . 0,3 МПа), то можно с достаточной для практики точностью принять отрезок компрессионной кривой за прямую (рис. 2.4).

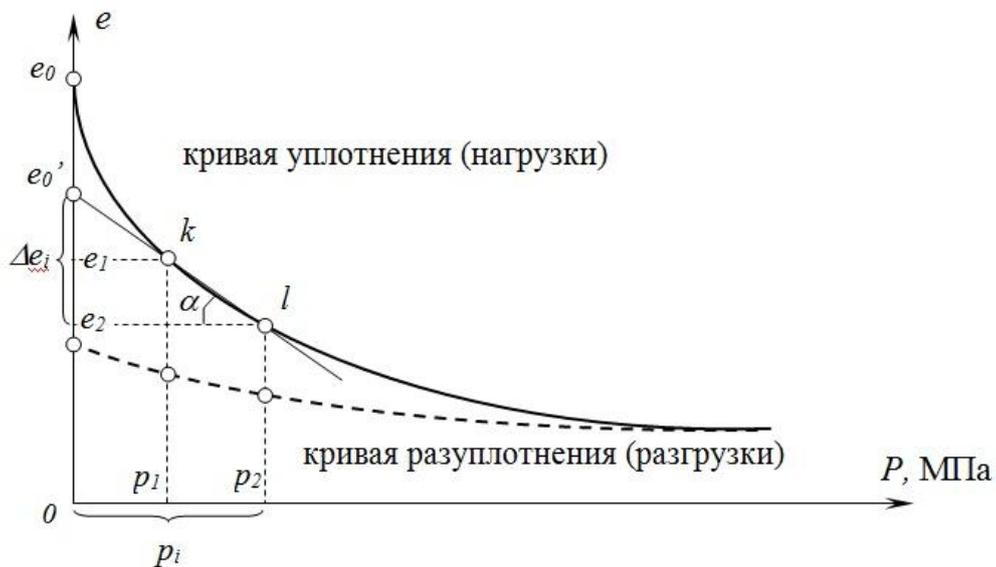


Рис. 2.4. Определение коэффициента сжимаемости

Уравнение этой прямой можно записать в виде

$$e_i = e_0 - \operatorname{tg} \alpha p_i. \quad (2.6)$$

Тангенс угла наклона отрезка компрессионной кривой к оси давлений $tg\alpha$ характеризует сжимаемость грунта в пределах изменения давления от p_1 до p_2 , так как чем больше угол наклона α , тем больше будет сжимаемость грунта. Эта величина называется коэффициентом сжимаемости и обозначается m_0 :

$$tg\alpha = m_0. \quad (2.7)$$

Значение m_0 найдем из рис. 2.4:

$$m_0 = \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1} = \frac{e_1 - e_2}{p}. \quad (2.8)$$

Заменяя в выражении (2.6) $tg\alpha$ на m_0 , получим

$$e_i = e_0 - m_0 \cdot p_i \quad (2.6, a)$$

Выражение (2.4) можно представить в виде

$$e_i = e_0 - (1 + e_0) \frac{s_i}{h}. \quad (2.4, a)$$

Из сопоставления выражений (2.6, a) и (2.4, a) найдем

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

откуда

$$\frac{m_0}{1 + e_0} = \frac{s_i}{h p_i}. \quad (2.9)$$

Левую часть этого уравнения обозначают m_v и называют коэффициентом относительной сжимаемости. Он численно равен относительной осадке образца, приходящейся на единицу действующего давления.

$$m_v = \frac{s_i}{h p_i} = \frac{m_0}{1 + e_0}. \quad (2.10)$$

Коэффициенты m_0 и m_v являются характеристиками сжимаемости грунта и имеют размерность МПа^{-1} .

2.1.2. Закон уплотнения грунта

Если выражение (2.8) переписать в виде

$$(e_1 - e_2) = m_0(p_2 - p_1)$$

и перейти к приращениям $\Delta e = e_1 - e_2$ и $\Delta p = p_2 - p_1$, то получим

$$\Delta e = m_0 \Delta p. \quad (2.11)$$

Уравнение (2.10) представляет собой **закон уплотнения грунта**: в ограниченном диапазоне давлений изменение коэффициента пористости прямо пропорционально изменению давления.

Из выражения (2.4) видно, что

$$\Delta e = (1 + e_0) \varepsilon_i. \quad (2.12)$$

Подставив выражение (2.12) в (2.11), получим

$$(1 + e_0)\varepsilon_i = m_0 \Delta p$$

или

$$\varepsilon_i = \frac{m_0}{1 + e_0} \cdot \Delta p = m_v \cdot \Delta p. \quad (2.13)$$

Из выражения (2.13) видно, что относительная деформация грунта так же, как и изменение коэффициента пористости, пропорциональна изменению давления.

Закон уплотнения грунта чрезвычайно важен для механики грунтов, так как лежит в основе принципа линейной деформируемости - одного из её фундаментальных положений. Он позволяет, хотя бы в ограниченном диапазоне давлений, рассматривать грунт как *линейно деформируемую среду* и применять к нему хорошо разработанный математический аппарат теории упругости.

2.1.3. Основные деформационные характеристики грунтов

Так как в пределах небольших изменений давления грунт можно рассматривать как линейно деформируемое тело, запишем уравнение закона Гука для случая сжатия грунта без возможности бокового расширения:

$$\begin{aligned} \varepsilon_z &= \frac{\sigma_z}{E} - \frac{\nu}{E}(\sigma_x + \sigma_y), \\ \varepsilon_x &= 0, \\ \varepsilon_y &= 0. \end{aligned} \quad (2.14)$$

Параметры зависимостей (2.14) в механике грунтов называются: E – модуль деформации; ν – коэффициент поперечной деформации, или коэффициент Пуассона. E характеризует жесткость грунта и измеряется в единицах напряжения, а ν – меру деформирования в направлении, перпендикулярном действующему напряжению.

Модуль деформации грунта является *основной деформационной характеристикой* грунта. Его называют модулем общей деформации, так как этот показатель суммарно характеризует остаточные и упругие деформации грунта.

В этом уравнении для нашего случая

$$\varepsilon_z = \frac{s_i}{h} = m_v p, \quad \sigma_z = p, \quad \sigma_x = \sigma_y = \frac{\nu}{1 - \nu} p = \xi \cdot p, \quad (2.15)$$

где $\xi = \frac{\nu}{1 - \nu}$ – коэффициент бокового давления грунта в состоянии покоя, т.е. при отсутствии горизонтальных перемещений, что характерно для компрессионного сжатия.

Подставив полученные выражения, уравнение (2.14) можно записать в виде

$$m_v p = \frac{p}{E} \left(1 - \frac{2\nu^2}{1 - \nu}\right). \quad (2.16)$$

Обозначая $\beta = 1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu}$ и учитывая, что $m_\nu = \frac{m_0}{1+e_0}$, получим выражение для определения модуля деформации грунта по результатам компрессионных испытаний:

$$E = \frac{\beta}{m_\nu} = \frac{1+e_0}{m_0} \beta. \quad (2.17)$$

Здесь β может рассматриваться как коэффициент, учитывающий отсутствие бокового расширения при компрессионных испытаниях.

Таким образом, **деформационными характеристиками грунта** являются: модуль деформации E ; коэффициент поперечной деформации (Пуассона) ν ; коэффициент сжимаемости m_0 ; коэффициент относительной сжимаемости m_ν ; коэффициент бокового давления грунта в состоянии покоя ξ .

Значение модуля деформации грунта, найденное с помощью компрессионных испытаний, отличается от действительного вследствие уменьшения напряжений в скелете грунта при отборе образца и частичного или полного разрушения структурных связей. Таким образом, значения модуля деформации получаются заниженными. Поэтому характеристики сжимаемости грунтов точнее определяются по результатам полевых испытаний.

2.2. Водопроницаемость грунтов.

Закон ламинарной фильтрации

Водопроницаемость – свойство водонасыщенного грунта под действием разности напоров пропускать через свои поры сплошной поток воды. Такое движение воды при полностью заполненных порах называется фильтрацией.

Водопроницаемость грунтов зависит от их пористости, гранулометрического и минералогического состава. Для движения воды в грунтах необходим некоторый градиент напора. Это может быть как разница высот рассматриваемых точек грунта от нулевого уровня (рис. 2.5), так и наличие внешнего (гидростатического) давления.

Движение воды в порах грунт происходит в соответствии с законом ламинарной фильтрации. Ламинарное движение (в отличие от турбулентного) – это движение воды, когда линии токов не пересекаются между собой.

Математическое выражение закона ламинарной фильтрации предложено французским ученым Дарси (1856 г.):

$$V_\phi = k \cdot i, \quad (2.18)$$

где V_ϕ – скорость фильтрации, то есть объем воды, проходящей в единицу времени через единицу площади поперечного сечения грунта; k – коэффициент фильтрации, равный скорости фильтрации при единичном градиенте ($i = 1$); i – гидравлический градиент.

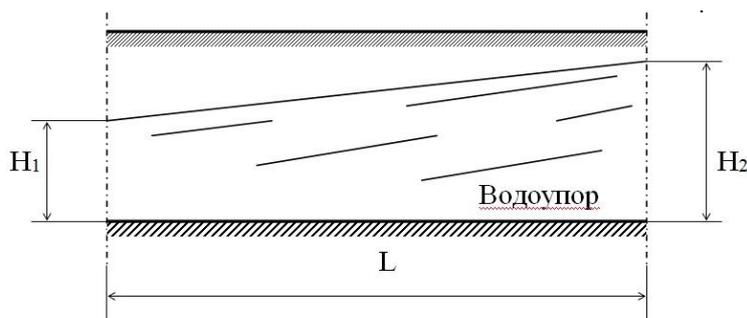


Рис. 2.5. Схема фильтрации воды в грунтах

Закон ламинарной фильтрации формулируется так: *скорость фильтрации воды в грунтах прямо пропорциональна гидравлическому градиенту.*

Если движение воды в грунтах вызывается разницей высот, то гидравлический градиент равен потере напора на длине пути фильтрации:

$$i = \frac{H_2 - H_1}{L} = \frac{H}{L}, \quad (2.19)$$

где $H = H_2 - H_1$ – потеря напора (разность отметок двух точек в грунте); L – длина пути фильтрации (расстояние между этими точками).

Если движение воды в грунтах вызывается действием внешнего давления p , которое может быть выражено высотой столба воды, то напор определяется по формуле

$$H = \frac{p}{\gamma_w}, \quad (2.20)$$

где $\gamma_w = 9,81 \text{ кН/м}^3$ – удельный вес воды.

Коэффициент фильтрации имеет размерность см/с, м/сут; см/год. Он определяется экспериментально как лабораторным путем, так и в полевых условиях. Коэффициент фильтрации зависит от гранулометрического и минерального состава грунта, а также от его плотности. Значение его изменяется в очень широких пределах: от $k = a \cdot 10^{-1} \dots a \cdot 10^{-4}$ для песков до $k = a \cdot 10^{-7} \dots a \cdot 10^{-10}$ для глин, где a – любое число от 1 до 9.

В лаборатории в приборе, называемом трубкой СПЕЦГЕО, коэффициент фильтрации определяется по формуле

$$k = \frac{Q}{t \cdot F \cdot i \cdot ТП} \text{ [см/с]} \text{ или } k = \frac{Q \cdot 864}{t \cdot F \cdot i \cdot ТП} \text{ [м/сут]}, \quad (2.21)$$

где Q – количество воды, см³ (по мерной трубке прибора); t – время фильтрации (для данного количества воды); F – площадь фильтрационной трубки; i – гидравлический градиент; $ТП$ – температурная поправка (для приведения температуры воды к 10 °С).

$$ТП = 0,7 + 0,03 T_w. \quad (2.22)$$

Здесь T_w – фактическая температура воды, °С.

2.2.1. Фильтрационные свойства глинистых грунтов

Многочисленные опыты по фильтрации воды в песчаных грунтах полностью подтверждают справедливость закона Дарси при любых значениях гидравлического градиента (прямая 1, рис. 2.6).

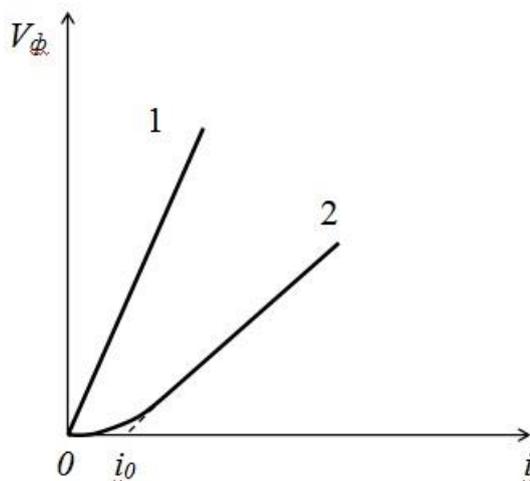


Рис. 2.6. График зависимости скорости фильтрации от гидравлического градиента

Однако в глинистых грунтах при небольших значениях гидравлического градиента фильтрация может не возникать (начальный участок на кривой 2, рис. 2.6). Увеличение градиента приводит к постепенному, медленному развитию фильтрации, и при некоторых значениях его устанавливается постоянный режим фильтрации (прямолинейный участок на кривой 2, рис. 2.6).

В этом случае закон Дарси может быть записан в следующем виде:

$$V_{\phi} = k \cdot (i - i_0), \quad (2.23)$$

где i_0 – начальный градиент.

2.2.2. Эффективное и нейтральное давление в грунте

Процесс уплотнения водонасыщенного грунта может быть наглядно продемонстрирован с помощью механической модели (рис. 2.7).

В первый момент времени ($t = 0$), пока несжимаемая вода не успела выйти из отверстия, поршень еще не переместился по вертикали, пружина не получила деформацию и усилие в ней равно 0 ($p_z = 0$). В воде в этот момент возникает давление $p_w = p$, то есть в первый момент времени все давление передается на воду.

По мере выдавливания воды через отверстие поршень будет опускаться и часть давления будет передаваться на пружину. В течение этого процесса будет сохраняться равенство

$$p_z + p_w = p. \quad (2.24)$$

После выдавливания определенного количества воды из-под поршня давление будет полностью передано на пружину, то есть при $t \rightarrow \infty$ $p_w = 0$; $p_z = p$.

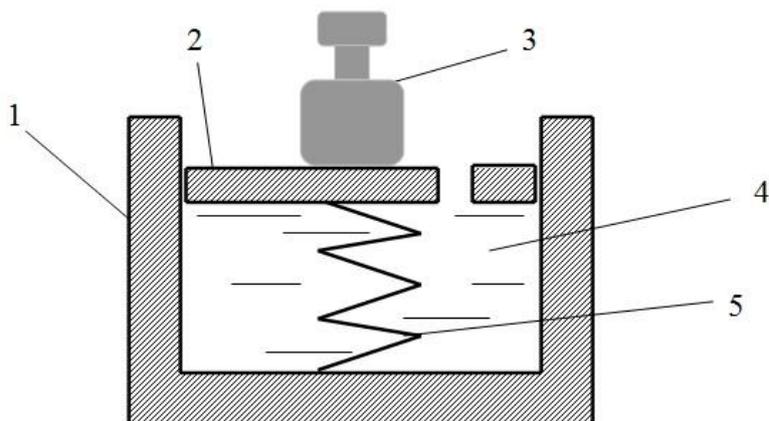


Рис. 2.7. Модель деформации водонасыщенного грунта:
1 – стакан; 2 – поршень с отверстием; 3 – нагрузка; 4 – вода; 5 – пружина

По аналогии с рассмотренной механической моделью в процессе уплотнения водонасыщенного грунта в нем одновременно действуют две системы давлений: давление в скелете грунта σ_d , называемое эффективным напряжением, и давление в поровой воде σ_w , называемое нейтральным (поровым) напряжением. Давление в скелете грунта эффективно сказывается на состоянии грунта, уплотняя его. Нейтральное давление не сказывается на деформации грунта, то есть оно нейтрально по отношению к скелету.

Руководствуясь выражением (2.24), можно записать

$$\sigma = \sigma_d + \sigma_w, \quad (2.25)$$

где σ - полное напряжение, действующее в грунте.

Тогда эффективное напряжение в грунте

$$\sigma_d = \sigma - \sigma_w. \quad (2.26)$$

Процесс постепенной передачи внешнего давления на скелет грунта в результате уплотнения и отжатия воды из пор называется **фильтрационной консолидацией (первичной консолидацией)**.

Кроме первичной консолидации с течением времени в грунтах может развиваться процесс ползучести скелета и тонких пленок воды, который является проявлением реологических свойств грунта и называется **вторичной консолидацией**.

Давление в грунте от внешней нагрузки, эквивалентное весу столба жидкости, называют **гидростатическим**.

В процессе фильтрации в порах грунта вода оказывает давление на грунтовой скелет. Это давление называется **гидродинамическим**. Гидродинамическое давление D (в кН/м^3) численно равно сопротивлению грунта, но направлено в противоположную сторону:

$$D = -i \cdot \gamma_w, \quad (2.27)$$

где i – гидравлический градиент, γ_w - удельный вес воды.

2.3. Сопротивление грунтов сдвигу. Закон Кулона

Потеря прочности грунтов проявляется в виде оползания склонов, опрокидывания подпорных стенок, провальных осадок фундаментов. Разрушение грунта происходит за счет сдвига одной его части по другой. Таким образом, *прочность грунта есть его способность сопротивляться сдвигу.*

2.3.1. Сопротивление сдвигу идеально сыпучих грунтов

Изучением способности грунтов сопротивляться сдвигу занимался Ш. Кулон в XVIII в. Он испытывал идеально сыпучие грунты в специальном приборе, который обычно называют срезным или сдвиговым (рис. 2.8).

Если образец песка поместить в срезной прибор, то, приложив вертикальную силу N и постепенно увеличивая сдвигающую силу T , можно достигнуть среза (сдвига) одной части образца по другой приблизительно по горизонтальной линии.

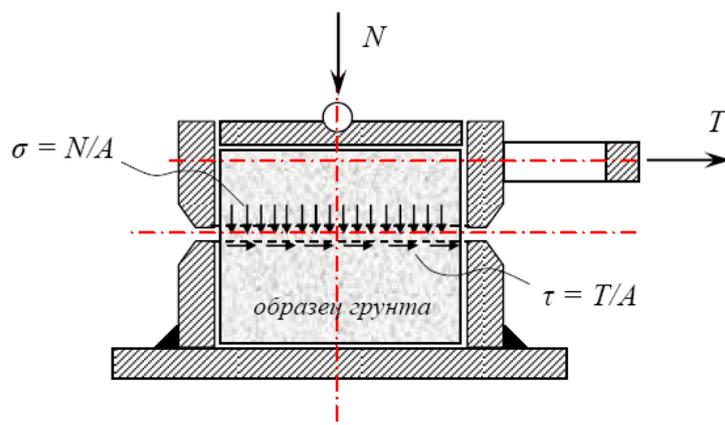


Рис. 2.8. Схема прибора для испытания грунта на сдвиг (срез)

При этом в образце будет действовать постоянное в процессе опыта нормальное напряжение σ и увеличивающееся касательное напряжение τ :

$$\sigma = \frac{N}{A}, \quad \tau = \frac{T}{A}, \quad (2.28)$$

где A – площадь образца.

Если с помощью измерительного прибора следить за горизонтальными смещениями подвижной части образца относительно неподвижной, можно построить график сдвиговых испытаний, показанный на рис. 2.9, а. Из графика видно, что при небольших значениях τ деформации малы, затем они начинают быстро нарастать и при некотором значении τ происходит сдвиг одной части образца относительно другой. Касательное напряжение, при котором происходит сдвиг, т.е. разрушение образца, называется **предельным сопротивлением срезу** ($\tau_{пр}$).

Если испытать другой образец, идентичный первому, при большей вертикальной нагрузке, то окажется, что нужно приложить большую горизонтальную силу, чтобы произошел сдвиг.

Если по результатам испытания трех идентичных образцов построить график в координатах $\sigma - \tau_{np}$, по получим прямую, выходящую из начала координат (рис. 2.9, б).

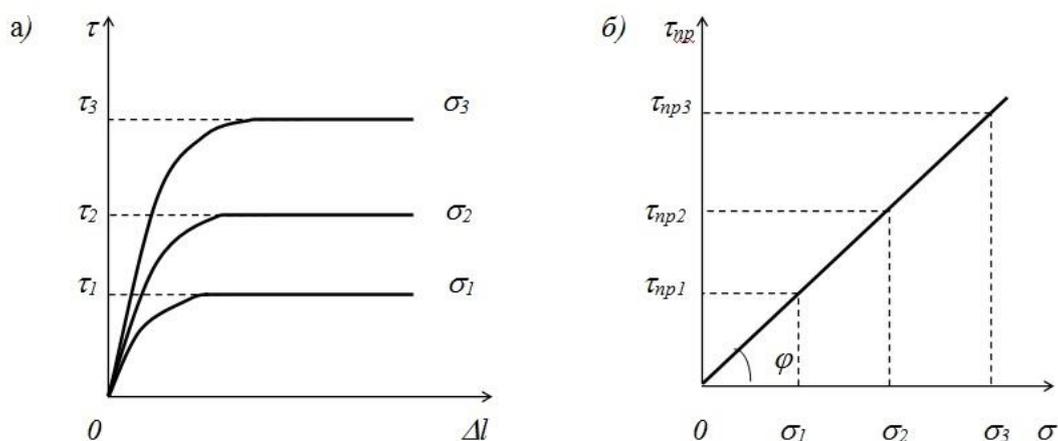


Рис. 2.9. График сдвиговых испытаний (а) и график сопротивления сдвигу сыпучего грунта (б)

Ш. Кулон представил математическое выражение этой зависимости в следующем виде:

$$\tau_{np} = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi, \quad (2.29)$$

где $\operatorname{tg} \varphi = f$ – коэффициент внутреннего трения; φ – угол внутреннего трения грунта.

Зависимость (2.29) носит название **закона Кулона для сыпучих грунтов** и формулируется так: *предельное сопротивление сыпучих грунтов сдвигу (срезу) прямо пропорционально нормальному напряжению*. Угол внутреннего трения φ является показателем прочности идеально сыпучего грунта.

2.3.2. Сопротивление сдвигу связных грунтов

Проведя подобные испытания для образцов глинистого грунта, получают более сложную зависимость. В таких грунтах сопротивление сдвигу обуславливается не только силами трения, но и связностью грунта, т.е. сложными процессами нарушения водно-коллоидных и цементационных связей между частицами. Однако, как и для сыпучих грунтов, зависимость сопротивления сдвигу от нормального напряжения обычно представляется в виде прямолинейной зависимости:

$$\tau_{np} = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (2.30)$$

где φ – угол внутреннего трения грунта; c – удельное сцепление.

Зависимость (2.30) называется **законом Кулона для связных грунтов** и формулируется так: *предельное сопротивление связных грунтов сдвигу (срезу) есть функция первой степени от нормального напряжения*.

График сопротивления сдвигу связного грунта представлен на рис. 2.10.

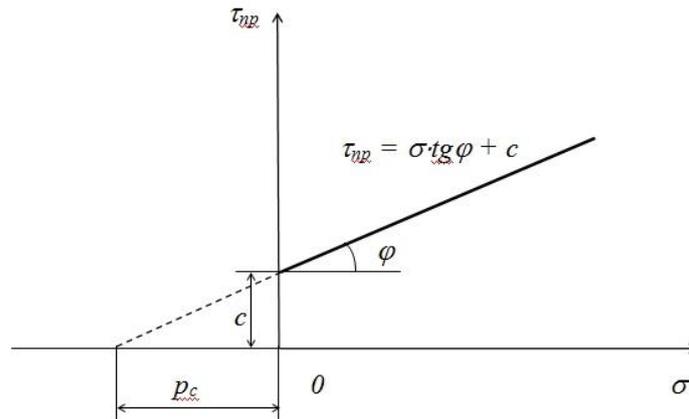


Рис. 2.10. График сопротивления сдвигу связного грунта

Угол внутреннего трения φ и удельное сцепление c называются по аналогии с сыпучими грунтами показателями прочности грунта, хотя на самом деле они являются лишь параметрами зависимости (2.28), полученной опытным путем.

Если прямую продлить влево до пересечения с осью абсцисс, то она отсечет на ней отрезок P_c , который называют **давлением связности**. Это некоторое всестороннее давление, суммарно заменяющее действие всех сил сцепления. Его можно определить из выражения

$$P_c = \frac{c}{\text{tg} \varphi} = c \cdot \text{ctg} \varphi . \quad (2.31)$$

Выражение (2.30) соответствует проведению испытаний грунтов в стабилизированном состоянии, т.е. когда процесс консолидации грунта завершен, избыточная вода выдавлена из пор и вся нагрузка передается на скелет грунта. Такая схема испытаний называется «консолидированно-дренированный (медленный) срез (сдвиг)». При такой схеме испытаний идентичные образцы грунта предварительно уплотняются под различным вертикальным давлением до завершения процесса консолидации. При этом каждый образец приобретает свое значение плотности и влажности. Согласно ГОСТ [4] консолидированно-дренированная схема испытаний применяется для песков и глинистых грунтов независимо от их влажности для определения значений φ и c .

Вторая схема испытаний связных грунтов носит название «неконсолидированный быстрый срез (сдвиг)». В этом случае образцы испытывают быстро без предварительного уплотнения. Во время испытаний их плотность и влажность не успевают измениться. При этом предельное сопротивление сдвигу практически не зависит от вертикального напряжения, а зависит лишь от влажности. По методике, предложенной Н.Н. Масловым [2], при таких испытаниях можно получить зависимости φ и c от влажности. Согласно [4] схема испытаний на быстрый сдвиг применяется для водонасыщенных глинистых и органических

неральных грунтов, имеющих показатель текучести $I_L \geq 0,5$, для определения значений φ и c в нестабилизированном состоянии.

2.3.3. Испытание грунтов при трехосном сжатии

Испытания на трехосное сжатие позволяют испытывать образцы грунта при предварительном их обжатии заданным боковым давлением, что ближе отражает условия работы грунта в природных условиях и дает более надежные результаты при определении их прочностных и деформационных характеристик.

Испытания на трехосное сжатие проводят в приборе, называемом стабилометром (рис. 2.11). Стабилометр имеет рабочую камеру, которая заполняется водой или глицерином. Образец грунта цилиндрической формы, находящийся в тонкой резиновой оболочке, помещают в рабочую камеру прибора. В жидкости, которой заполнена камера, создается гидростатическое давление, в результате чего возникает всестороннее давление на образец. После обжатия образца всесторонним давлением боковое давление $\sigma_2 = \sigma_3$ оставляют постоянным, а вертикальное давление σ_1 увеличивают ступенями до разрушения образца.

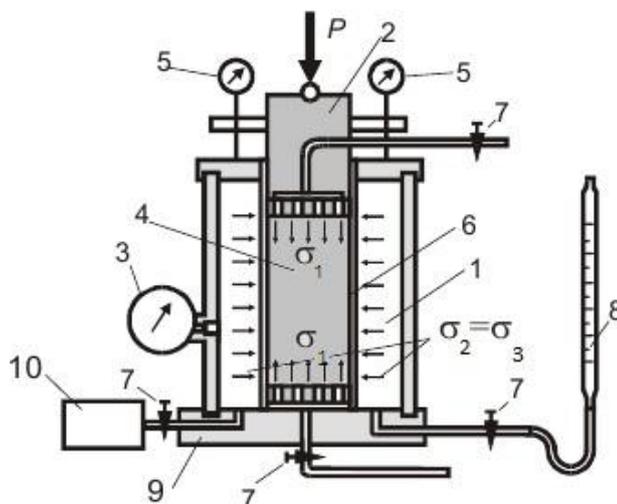


Рис. 2.11. Схема стабилометра:

- 1 – рабочая камера; 2 – поршень; 3 – манометр для измерения бокового давления;
 4 – образец грунта; 5 – индикаторы; 6 – эластичная оболочка; 7 – кран;
 8 – волномер; 9 – днище прибора; 10 – емкость для жидкости

Разрушение образца может происходить в виде сдвига по наклонной поверхности (рис. 2.12, а) или в виде расширения образца в стороны в результате уменьшения его высоты (рис. 2.12, б) при достижении относительной вертикальной деформации образца $\varepsilon_1 = 0,15$ [4].

Измерение давления в камере производится с помощью манометра, вертикальные перемещения образца измеряются индикаторами, боковые перемещения – волномером (градуированная трубка, позволяющая определить объем жидкости, вытекающей из рабочей камеры).

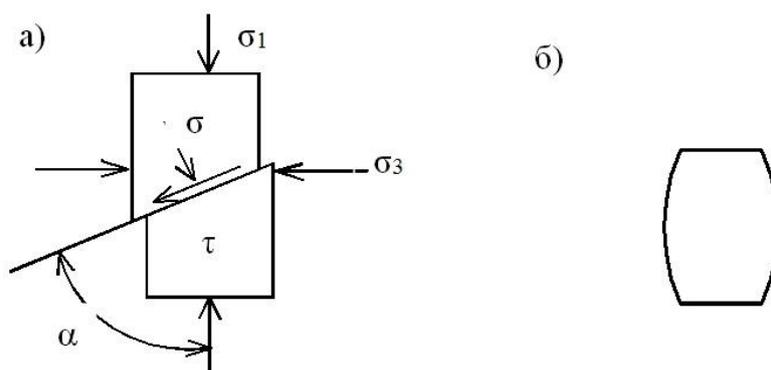


Рис. 2.12. Характер разрушения образца при испытании в стабилометре:
а – разрушение в виде сдвига; б – бочкообразная форма образца при разрушении

Если провести испытание на трехосное сжатие нескольких образцов одного и того же связного грунта и довести образцы до разрушения, то для каждого образца будут получены предельные значения главных напряжений σ_3 и σ_1 . Результаты испытаний можно представить в виде кругов Мора для напряжений (рис. 2.13).

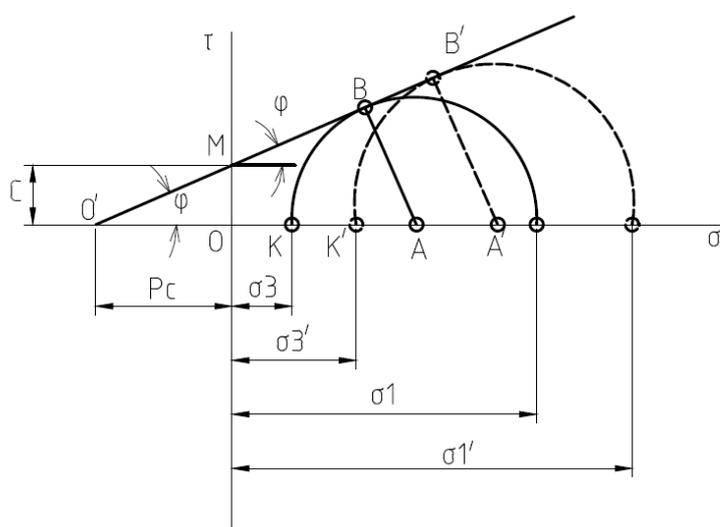


Рис. 2.13. Круги Мора для предельных напряжений

Опыты показывают, что в значительном интервале напряжений касательная к кругам напряжений имеет вид прямой с уравнением, аналогичным (2.30), выражающим условие прочности грунта:

$$\tau_{\text{пр}} = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi + c,$$

где φ и c – параметры касательной к кругам напряжений. Они соответствуют характеристикам прочности грунта, полученным Кулоном: φ – угол внутреннего трения; c – удельное сцепление грунта.

Полученное уравнение можно записать и через главные напряжения. Продолжим касательную влево до пересечения с осью σ и рассмотрим прямоугольный треугольник $O'BA$.

В данном треугольнике имеем

$$BA/O'A = \sin \varphi ; \quad (2.32)$$

BA – радиус круга, определим через главные напряжения:

$$BA = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}.$$

$$\text{Расстояние } O'A = O'O + OK + KA = P_c + \sigma_3 + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}.$$

Подставляя значения BA и $O'A$ в (2.32), получаем условие прочности в главных напряжениях:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2P_c} = \sin \varphi. \quad (2.33)$$

Для несвязных грунтов (пески), у которых $c \approx 0$, условие (2.33) упрощается:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} = \sin \varphi. \quad (2.34)$$

В лабораторных условиях прочностные характеристики грунта в стабилометре определяют испытанием трех идентичных образцов. В каждом испытании к образцу прикладывается постоянное, но разное боковое давление. Для каждого образца определяется значение вертикального напряжения σ_1 , соответствующее разрушению.

По результатам испытаний строят круги предельных напряжений (рис. 2.14). Касательная к этим кругам позволяет определить характеристики сопротивления грунта сдвигу φ и c .

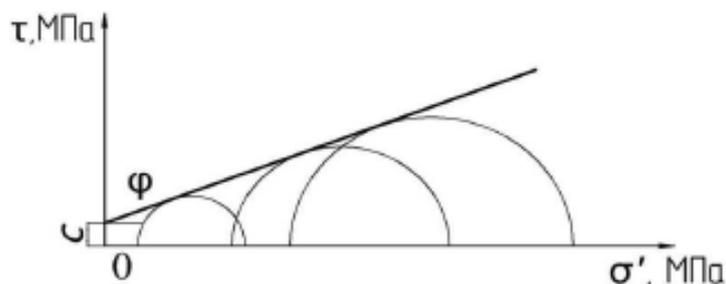


Рис. 2.14. Определение прочностных характеристик по результатам испытаний на трехосное сжатие

По результатам испытаний на трехосное сжатие определяются также модуль деформации E и коэффициент поперечной деформации ν (коэффициент Пуассона), которые вычисляют по формулам:

$$E = \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\varepsilon_1}, \quad (2.35)$$

$$\nu = \frac{\Delta\varepsilon_3}{\Delta\varepsilon_1}, \quad (2.36)$$

где $\Delta\sigma_1$ – приращение напряжения σ_1 ; $\Delta\varepsilon_1$ и $\Delta\varepsilon_3$ – приращение относительных вертикальной и поперечной деформаций образца.

По данным испытаний грунта в условиях трехосного сжатия кроме этого могут быть определены модуль сдвига G и модуль объемной деформации K по формулам:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}; \quad (2.37)$$

$$K = \frac{E}{1-2\nu}. \quad (2.38)$$

2.4. Полевые методы определения характеристик деформируемости и прочности грунтов

Полевые методы испытаний наиболее полно учитывают структурно-текстурные особенности грунта. Они незаменимы при исследовании торфов, глинисто-щебёночных или песчано-гравелистых отложений, взятие образцов ненарушенной структуры которых невозможно. Их неоспоримым достоинством является возможность получения характеристик грунтов непосредственно на месте строительства объекта. К недостаткам можно отнести высокую стоимость, большую трудоёмкость и получение ограниченного числа характеристик.

Полевые испытания статической нагрузкой (штамповые испытания)

Такие испытания проводятся для определения **модуля деформации грунта**. Испытания проводят в шурфах или скважинах инвентарными жесткими штампами площадью от 600 см^2 до 5000 см^2 . Размер штампа назначают в зависимости от вида и состава испытываемого грунта. Нагрузку к штампу прикладывают ступенями после стабилизации осадки на предыдущей ступени. Осадки штампа измеряют прогибомерами, закрепленными на независимой раме (рис. 2.15 а).

По результатам штамповых испытаний строят график зависимости осадки штампа от давления (рис. 2.15 б). Модуль деформации грунта вычисляется для линейного участка графика по формуле:

$$E_0 = K_p \cdot \omega \cdot d(1-\nu^2) \frac{\Delta p}{\Delta s}, \quad (2.39)$$

где ω – коэффициент, принимаемый для круглых жестких штампов равным 0,79, для квадратных – 0,9; d – диаметр штампа или его ширина; ν – коэффици-

ент Пуассона; K_p – коэффициент, принимаемый в зависимости от заглубления штампа h/d (h – глубина расположения штампа от поверхности грунта); Δp – приращение давления (в ограниченном диапазоне); Δs – приращение осадки штампа при изменении давления на Δp .

Коэффициент Пуассона принимают равным: 0,27 – для крупнообломочных грунтов; 0,3 – для песков и супесей; 0,35 – для суглинков; 0,42 – для глин.

При испытаниях грунтов штампом в котлованах коэффициент K_p принимается равным 1, а при испытаниях в скважинах – по таблицам в зависимости от отношения h/d .

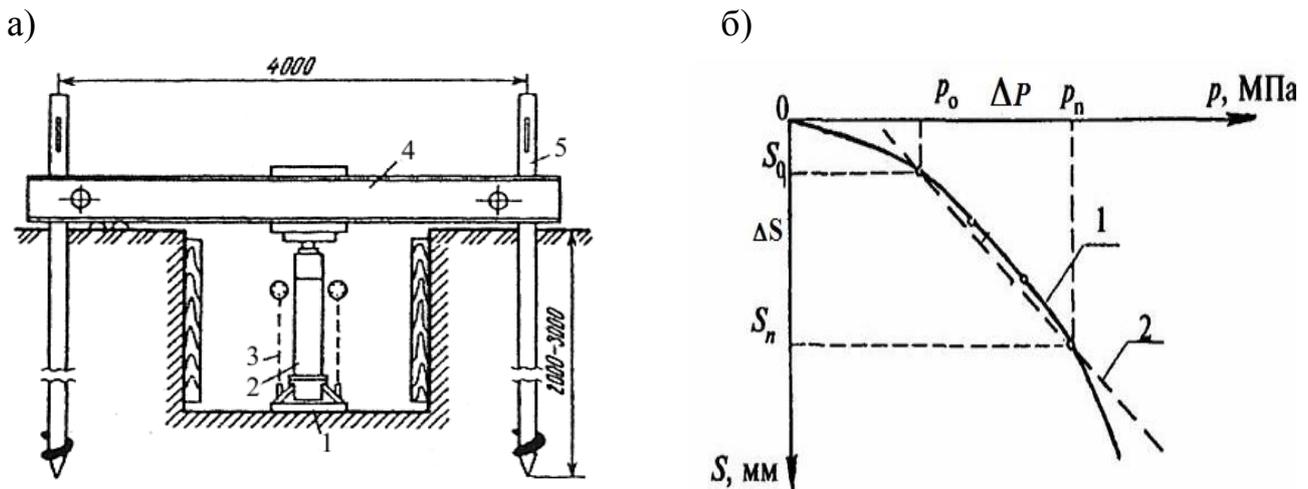


Рис. 2.15. Испытание грунта статической нагрузкой

- а) установка для испытаний грунта статической нагрузкой: 1 – штамп; 2 – гидравлический домкрат; 3 – прогибомер; 4 – продольная упорная балка; 5 – винтовые анкерные сваи
 б) график штамповых испытаний: 1 – опытная кривая; 2 – заменяющая прямая

Испытания шариковым штампом

Метод испытания шариковым штампом предложен Н.А. Цытовичем [11] для определения **сцепления связных грунтов**, в том числе глинистых, илистых, лессовых, льдистых и мерзлых. Метод позволяет определять величину сил сцепления с учетом изменения их во времени. С помощью шарикового штампа диаметром d на грунт передается усилие F и измеряется осадка штампа s (рис. 2.16).

Сцепление определяется по формуле

$$c = 0,18 \frac{F}{\pi ds}. \quad (2.40)$$

Формула действительна при $0,005 < s/d < 0,05$. Действующий ГОСТ [4] рекомендует этот метод для испытаний мерзлого грунта с целью определения предельно длительного значения эквивалентного сцепления c_{eq} .

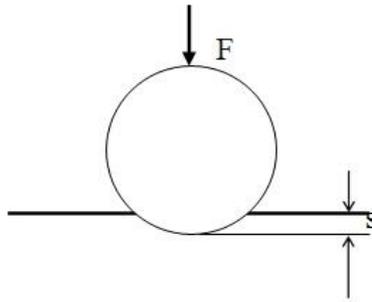


Рис. 2.16. Схема испытаний шариковым штампом

Полевые испытания статическим зондированием

Статическое зондирование заключается в медленном вдавливании в грунт с помощью домкратов стандартного зонда – конического наконечника с углом при вершине 60° (рис.2.17). Применяются различные конструкции зондов, позволяющие получать значения как лобового сопротивления, так и сопротивления трению по боковой поверхности.

Зная величину сопротивления погружению конуса зонда q_c , можно рассчитать значение **модуля общей деформации** грунта по формуле:

$$E = a \cdot q_c \quad (2.41)$$

где a – коэффициент, зависящий от вида грунта. Для глинистых грунтов $a = 7$, для песчаных – $a = 3$.

По данным статического зондирования могут быть определены и **характеристики сопротивления грунта сдвигу** [7]:

$$\operatorname{tg} \varphi = 0,045q_c + 0,26;$$

$$c = 0,0116q_c + 0,125.$$

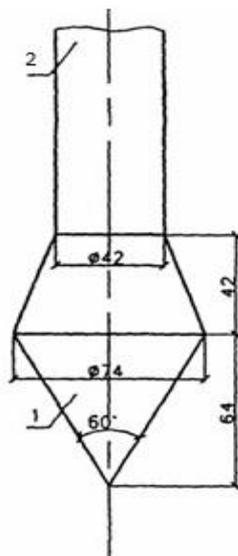


Рис. 2.17. Наконечник зонда:

1 – конус; 2 – штанга

Полевые испытания прессиометром

Испытания грунтов прессиометром используются для определения модуля деформации песков, глинистых, органоминеральных и органических грунтов.

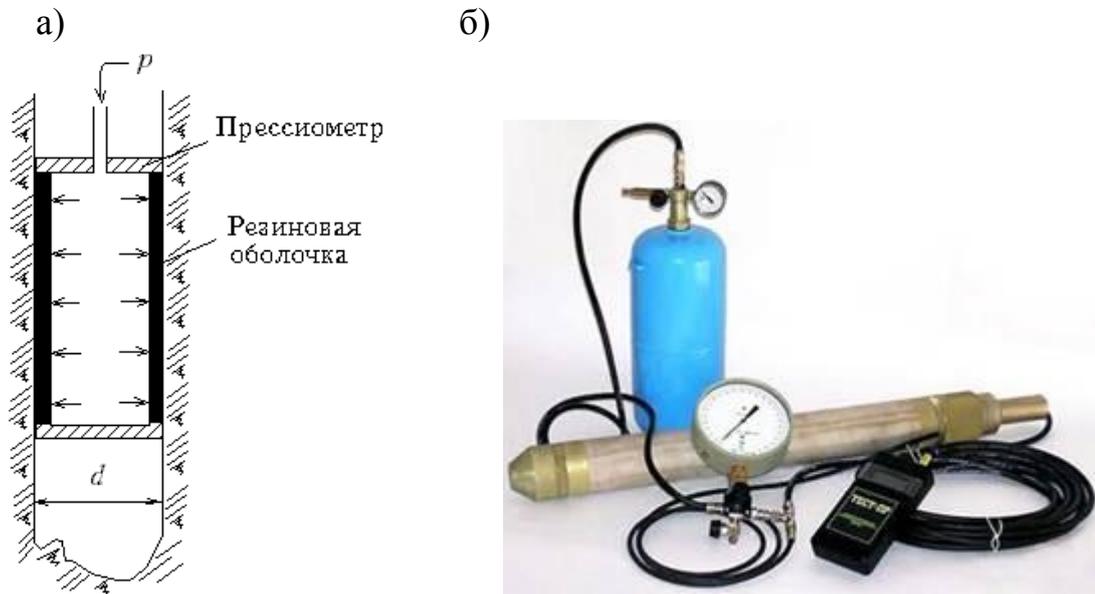


Рис. 2.18. Схема прессиометра (а) и его внешний вид (б)

Испытания проводят в скважинах диаметром 76 – 130 мм и глубиной до 25 – 30 м. В скважину опускают резиновый цилиндрический баллон, заполненный жидкостью, – прессиометр. По мере увеличения давления в баллоне оно передается на стенки скважины и уплотняет окружающий грунт. Модуль деформации определяется по формуле, полученной на основе зависимости Ламе для радиального смещения внутренней поверхности бесконечно длинного упругого цилиндра, нагруженного внутренним давлением:

$$E = (1 + \nu)r_0 \frac{\Delta p}{\Delta r}, \quad (2.42)$$

где ν – коэффициент Пуассона грунта; r_0 – начальный радиус скважины; Δr – приращение радиуса рабочей камеры прессиометра при изменении давления Δp .

Применение этого метода целесообразно в изотропных грунтах, которые обладают одинаковой деформативностью в вертикальном и горизонтальном направлениях.

Полевые испытания методом вращательного среза

Используют для определения сопротивления сдвигу в глинистых грунтах текучей и мягкопластичной консистенции, илах и заторфованных грунтах, а также в рыхлых водонасыщенных песках на глубинах до 20 м. Для этого в за-

бой скважины опускается четырехлопастная крыльчатка (рис. 2.19). Вращая крыльчатку вокруг оси, производят срез грунта по всей поверхности образующегося цилиндра. При этом получают максимальный крутящий момент M_{\max} . Затем продолжают вращение крыльчатки до полной стабилизации значений крутящего момента и получают установившийся крутящий момент $M_{\text{уст}}$. По полученным значениям максимального и установившегося крутящих моментов вычисляют максимальное сопротивление грунта срезу τ_{\max} и установившееся сопротивление грунта срезу $\tau_{\text{уст}}$ по формулам:

$$\tau_{\max} = \frac{M_{\max}}{B} ; \quad (2.43)$$

$$\tau_{\text{уст}} = \frac{M_{\text{уст}}}{B} , \quad (2.44)$$

где B – постоянная крыльчатки, определяемая в зависимости от ее геометрических размеров.

Для глинистых грунтов в нестабилизированном состоянии считают угол внутреннего трения равным нулю, а по полученным значениям τ_{\max} определяют удельное сцепление, принимая $c = \tau_{\max}$.

Из соотношений максимального и установившегося сопротивления грунта срезу определяют показатель структурной прочности грунта при срезе $\Pi_{\text{стр}}$:

$$\Pi_{\text{стр}} = \frac{\tau_{\max}}{\tau_{\text{уст}}} . \quad (2.45)$$

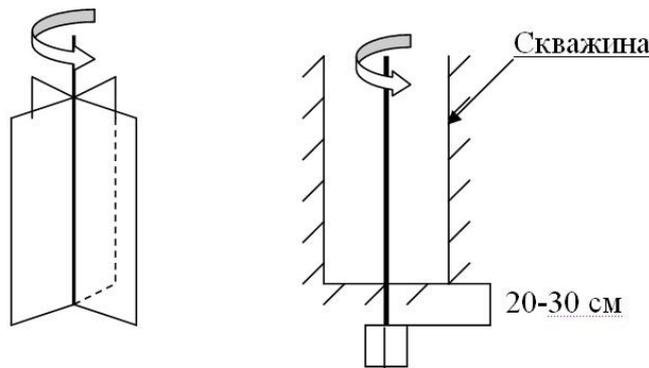


Рис. 2.19. Схема испытаний крыльчаткой

Более подробно с методикой проведения полевых испытаний грунтов можно познакомиться в учебном пособии [1].

2.5. Нормативные и расчетные значения характеристик деформируемости и прочности грунтов

Нормативные и расчетные значения характеристик грунтов устанавливаются на основе статистической обработки результатов испытаний. Все расчеты оснований выполняются с использованием расчетных значений характеристик грунтов, определяемых по формуле (1.26).

Коэффициент надежности по грунту γ_g при вычислении расчетных значений прочностных характеристик φ и c устанавливается в зависимости от изменчивости этих характеристик, числа определений и значения доверительной вероятности α . Доверительную вероятность расчетных значений характеристик грунтов принимают равной при расчетах оснований по первой группе предельных состояний (по прочности и устойчивости) 0,95, по второй группе (по деформациям) – 0,85.

Расчетные значения характеристик грунтов φ и c для расчетов по несущей способности обозначают φ_I, c_I , а по деформациям – φ_{II}, c_{II} .

При лабораторных исследованиях механических характеристик грунтов число частных определений для каждого вида грунта должно быть не менее шести. При определении модуля деформации по результатам испытаний грунтов в полевых условиях штампом допускается ограничиваться результатами трех испытаний (или двух, если они отклоняются от среднего не более чем на 25 %) [9].

Для предварительных расчетов оснований сооружений СП [9] разрешает принимать нормативные значения угла внутреннего трения φ_n , удельного сцепления c_n и модуля деформации E по соответствующим таблицам. Расчетные значения характеристик в этом случае принимают при следующих значениях коэффициента надежности по грунту:

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

в расчетах оснований по несущей способности:

для удельного сцепления – $\gamma_g(c) = 1,5$;

для угла внутреннего трения песчаных грунтов – $\gamma_g(\varphi) = 1,1$;

то же, глинистых грунтов – $\gamma_g(\varphi) = 1,15$.

Расчетные значения модуля деформации E принимаются равными его нормативному значению.

Вопросы для контроля знаний

1. Что такое компрессионное сжатие грунта?
2. Как строится компрессионный график [$e = f(p)$]?
3. В чем особенности компрессионной зависимости для грунта, обладающего структурной прочностью?
4. В чем заключается закон уплотнения грунта?
5. Какие показатели характеризуют сжимаемость грунта?

6. Как определяется модуль деформации грунта при компрессионных испытаниях?
7. В чем заключается принцип линейной деформируемости грунта?
8. Что такое водопроницаемость грунтов?
9. Как формулируется закон Дарси?
10. Что такое начальный гидравлический градиент?
11. Какое давление в грунте называют эффективным и какое нейтральным?
12. Как различаются гидростатическое и гидродинамическое давления в грунтах?
13. Как формулируется закон Кулона для сыпучих грунтов?
14. Как формулируется закон Кулона для связных грунтов?
15. Каковы показатели прочности сыпучего и связного грунта?
16. Как проводятся испытания грунта в приборе прямого одноплоскостного среза?
17. Что такое предельное сопротивление грунта срезу (сдвигу)?
18. Как определяются показатели прочности грунта по результатам испытаний в приборе прямого одноплоскостного среза?
19. Какие схемы испытаний на сдвиг применяются для грунтов, находящихся в стабилизированном или нестабилизированном состоянии?
20. Что такое давление связности?
21. В каком приборе проводят испытания грунта на трехосное сжатие?
22. Какие характеристики грунта можно определить в результате испытания грунта на трехосное сжатие?
23. Каковы достоинства и недостатки полевых методов испытаний грунтов?
24. Как определяется модуль деформации грунта по результатам штамповых испытаний?
25. В чем заключается метод испытания грунта шариковым штампом?
26. Что такое статическое зондирование?
27. Для каких грунтов применяются испытания прессиометром?
28. Какие характеристики грунта определяются методом вращательного среза?
29. Как определяются нормативные и расчетные значения характеристик деформируемости и прочности грунтов?

ГЛАВА 3 ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В ГРУНТАХ

Для определения напряжений в грунтах в механике грунтов используется теория *линейно деформируемых тел*, которая основана на уравнениях теории упругости.

Уравнения теории упругости могут быть применены к грунтам с определенными ограничениями:

- закон Гука в общем случае не применим, так как в грунтах возникают значительные остаточные деформации;
- линейная связь справедлива между напряжениями и общими деформациями в определенных пределах;
- уравнения теории упругости справедливы лишь для массива грунта, в котором отсутствуют области предельного равновесия;
- решения теории линейно деформируемых тел можно использовать только при однократном нагружении основания;
- решения теории линейно деформируемых тел отвечают начальному (ненарушенному) и конечному (стабилизированному) статическим состояниям грунта и определяют полные напряжения в скелете грунта под действием внешних сил.

3.1. Напряженное состояние в точке грунтового массива

Мерой количественной оценки напряженно-деформированного состояния массива грунта являются напряжения, деформации и перемещения, возникающие от действия внешних нагрузок и внутренних сил.

Напряженно-деформированное состояние в точке грунтового массива определяется нормальными ($\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$) и касательными напряжениями ($\tau_{xy} = \tau_{yx}, \tau_{yz} = \tau_{zy}, \tau_{xz} = \tau_{zx}$), линейными ($\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z$) и угловыми деформациями ($\gamma_{xy} = \gamma_{yx}, \gamma_{yz} = \gamma_{zy}, \gamma_{xz} = \gamma_{zx}$) и перемещениями (u, v, w). В механике грунтов сжимающие напряжения принимаются со знаком плюс. Составляющие напряжений в элементарном объеме грунта представлены на рис. 3.1.

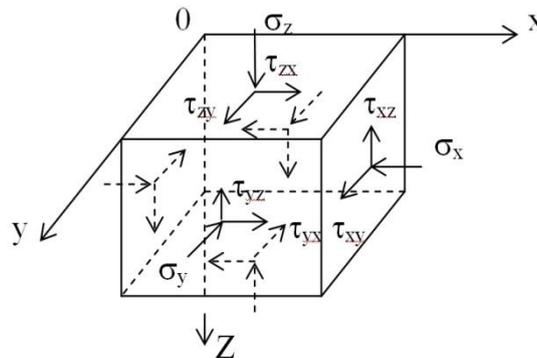


Рис. 3.1. Составляющие напряжений в элементарном объеме грунта

Для изучения распределения напряжений в какой-либо точке внутри грунтового массива обычно выделяют у этой точки трехгранную призму и рассматривают условия ее равновесия. Эта призма должна иметь малые поперечные размеры по сравнению с размерами массива грунта, чтобы ее можно было считать бесконечно малой и рассматривать напряжения в точке. С другой стороны, эти размеры должны быть достаточно большими по сравнению с размерами отдельных частиц грунта, чтобы можно было применять теорию напряжений.

По боковым граням выделенной призмы будут действовать нормальные и касательные напряжения. Величина этих напряжений будет изменяться при изменении положения боковых граней призмы. Как известно из курса сопротивления материалов, в каждой точке существуют две такие взаимно перпендикулярные площадки, в которых касательные напряжения равны нулю. Эти площадки называются главными площадками, а действующие в них нормальные напряжения – главными напряжениями ($\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$).

Если грани АВ и ВС, образующие в рассматриваемой призме прямой угол, ориентировать по направлению главных площадок, то к ним будут приложены главные напряжения σ_1 и σ_3 , а касательные напряжения будут отсутствовать (рис. 3.2).

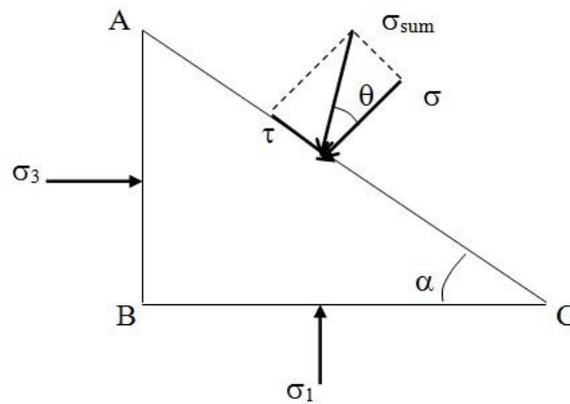


Рис. 3.2. Распределение напряжений по граням элементарной трехгранной призмы

По грани AC, составляющей с одной из главных площадок угол α , будут действовать нормальное и касательное напряжения σ и τ , величину которых можно определить из выражений

$$\left. \begin{aligned} \sigma &= \sigma_1 \cdot \cos^2 \alpha + \sigma_3 \cdot \sin^2 \alpha, \\ \tau &= \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\alpha. \end{aligned} \right\} \quad (3.1)$$

Полное напряжение, приложенное к грани AC, будет равно

$$\sigma_{sum} = \sqrt{\sigma^2 + \tau^2}. \quad (3.2)$$

Отклонение суммарного напряжения от нормали образует угол θ , который называют углом отклонения. С изменением угла α изменятся σ_{sum} и θ . При $\alpha = 0$, $\sigma_{sum} = \sigma_1$, а при $\alpha = 90^\circ$ получим $\sigma_{sum} = \sigma_3$, причем в обоих случаях $\theta = 0$.

Распределение напряжений в точке по различным площадкам применительно к условиям плоской задачи можно описать с помощью уравнения эллипса напряжений:

$$\frac{x^2}{\sigma_1^2} + \frac{y^2}{\sigma_3^2} = 1. \quad (3.3)$$

Зависимость угла θ от угла α определяется следующим выражением:

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{\tau}{\sigma} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3) \cdot \operatorname{tg} \alpha}{(\sigma_1 + \sigma_3) \cdot \operatorname{tg}^2 \alpha}. \quad (3.4)$$

Направление двух площадок при наибольшем угле отклонения θ_{\max} , соответствует углу $\alpha = 45^\circ \pm \theta_{\max}/2$. Для этих площадок характерно наибольшее отношение касательного напряжения к нормальному τ/σ .

Как видно из выражения (3.1), наибольшее касательное напряжение τ_{\max} будет при $\sin 2\alpha = 1$ или $\alpha = 45^\circ$. Таких площадок также две, и они делят угол между главными площадками пополам.

3.2. Напряжения в грунте в случае пространственной задачи

3.2.1. Определение напряжений от действия вертикальной сосредоточенной силы, приложенной к поверхности линейно деформируемого полупространства

(задача Буссинеска, 1885 г.)

Пусть в точке O на горизонтальной плоскости, являющейся поверхностью линейно деформируемого полупространства, простирающегося в бесконечность ниже этой плоскости, приложена вертикальная сосредоточенная сила N . Определим напряжения от действия этой силы в произвольной точке M , положение которой определяется координатами R и β в радиальной системе координат и координатами z и r – в декартовой (рис. 3.3, а). Начало координат расположено в точке O . Будем считать, что в точке M действует напряжение σ_R , направленное по радиусу к точке O .

Принято, что напряжение σ_R прямо пропорционально углу β и обратно пропорционально квадрату радиуса:

$$\sigma_R = \frac{B}{R^2} \cos \beta, \quad (3.5)$$

где B – некоторый коэффициент, определяемый из условия равновесия.

Для определения неизвестного коэффициента B составим сумму проекций на ось z всех сил, действующих на полушаровую поверхность радиусом R , без учета собственного веса грунта и приравняем ее нулю:

$$N - \int_0^{\pi/2} \sigma_R \cdot \cos \beta \cdot dA = 0, \quad (3.6)$$

где dA – площадь поверхности элементарного шарового пояса, полученного при изменении угла β на величину $d\beta$ (рис. 3.3, б).

$$dA = 2\pi(R \cdot \sin \beta) \cdot (R \cdot d\beta). \quad (3.7)$$

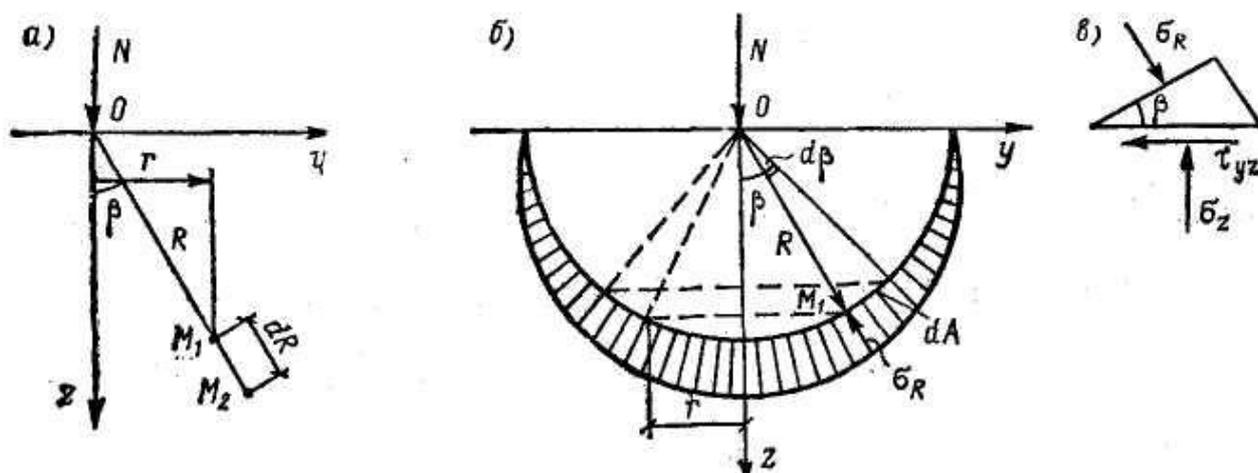


Рис. 3.3. Схема действия сосредоточенной силы на поверхности линейно-деформируемого полупространства:
 а – положение точки M в полупространстве; б – геометрические построения; в – элементарная треугольная призма

Проинтегрировав выражение (3.6), получим значение коэффициента

$$B = \frac{3N}{2\pi}. \quad (3.8)$$

Отсюда найдем выражение для напряжения

$$\sigma_R = \frac{3N}{2\pi R^2} \cos \beta. \quad (3.9)$$

Напряжение σ_R действует на площадку площадью dF , перпендикулярную радиусу. Чтобы найти напряжения, действующие на площадке, параллельной ограничивающей плоскости, и от радиальных координат перейти к декартовым, рассмотрим равновесие элементарной треугольной призмы (рис. 3.3, в). Составим уравнение проекций всех сил на вертикальную ось:

$$\sigma_R \cdot \cos \beta \cdot dF - \sigma_z \cdot \frac{dF}{\cos \beta} = 0. \quad (3.10)$$

Отсюда $\sigma_z = \sigma_R \cdot \cos^2 \beta$ или с учетом (3.9)

$$\sigma_z = \frac{3N}{2\pi R^2} \cos^3 \beta. \quad (3.11)$$

Так как $\cos \beta = \frac{z}{R}$, можно записать

$$\sigma_z = \frac{3N}{2\pi} \cdot \frac{z^3}{R^5}. \quad (3.12)$$

Составив уравнения проекций на оси X и Y , аналогично можно записать

$$\tau_{zx} = \frac{3N}{2\pi} \cdot \frac{xz^2}{R^5}, \quad (3.13)$$

$$\tau_{zy} = \frac{3N}{2\pi} \cdot \frac{yz^2}{R^5}. \quad (3.14)$$

Получено также выражение для перемещений ограничивающей поверхности

$$\omega_z = \frac{N}{\pi CR}. \quad (3.15)$$

Здесь $C = \frac{E}{1-\nu^2}$ – коэффициент линейно деформируемого полупространства, E – модуль деформации, ν – коэффициент Пуассона.

Учитывая, что $R = \sqrt{z^2 + r^2}$, вынесем z из-под корня и выразим σ_z в декартовых координатах:

$$\sigma_z = \frac{3N}{2\pi} \cdot \frac{1}{z^2 \left[1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2 \right]^{\frac{5}{2}}}. \quad (3.16)$$

Обозначив

$$K = \frac{3}{2\pi \left[1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2 \right]^{\frac{5}{2}}},$$

получим для σ_z более простое выражение:

$$\sigma_z = K \frac{N}{z^2}. \quad (3.17)$$

Аналогично можно найти выражения и для других составляющих тензора напряжений. Для коэффициента K составлены таблицы, что облегчает пользование формулой (3.17). Значения коэффициента K приведены в табл. 3.1

Таблица 3.1

Значения коэффициента K

r/z	K	r/z	K	r/z	K
0,00	0,4775	0,90	0,1083	2,30	0,0048
0,05	0,4746	1,00	0,0844	2,40	0,0040
0,10	0,4657	1,10	0,0658	2,50	0,0034
0,16	0,4482	1,20	0,0513	2,60	0,0029
0,20	0,4329	1,40	0,0317	2,80	0,0021
0,30	0,3849	1,50	0,0251	3,10	0,0013
0,40	0,3294	1,60	0,0200	3,30	0,0090
0,50	0,2733	1,70	0,0160	3,50	0,0007
0,60	0,2214	1,90	0,0105	4,00	0,0004
0,70	0,1762	2,00	0,0085	4,50	0,0002
0,80	0,1386	2,10	0,0070	5,00	0,0001

Проанализируем распределение напряжений σ_z в полупространстве. Для этого построим эпюры распределения σ_z в зависимости от координат z и r (рис. 3.4). Из рис. 3.4, а видно, что при $z = 0$ напряжение σ_z стремится к бесконечности, а при $z \rightarrow \infty$ напряжение σ_z стремится к нулю. Так как бесконечно больших напряжений в грунте быть не может, некоторую область, заштрихованную на рис. 3.4, следует исключить из рассмотрения. Напряжения в точке приложения сосредоточенной силы не могут быть описаны уравнениями Буссинеска.

Рассмотрев распределение напряжений σ_z в плоскости, находящейся на глубине z от поверхности, увидим, что на линии действия силы при $r = 0$ напряжение σ_z имеет максимальное значение, а при $r \rightarrow \infty$ напряжение σ_z стремится к нулю. Если соединить точки, в которых напряжения одинаковы, получим линий равных сжимающих напряжений (изобары), которые в случае действия одиночной вертикальной силы имеют форму луковичи (рис. 3.4, б).

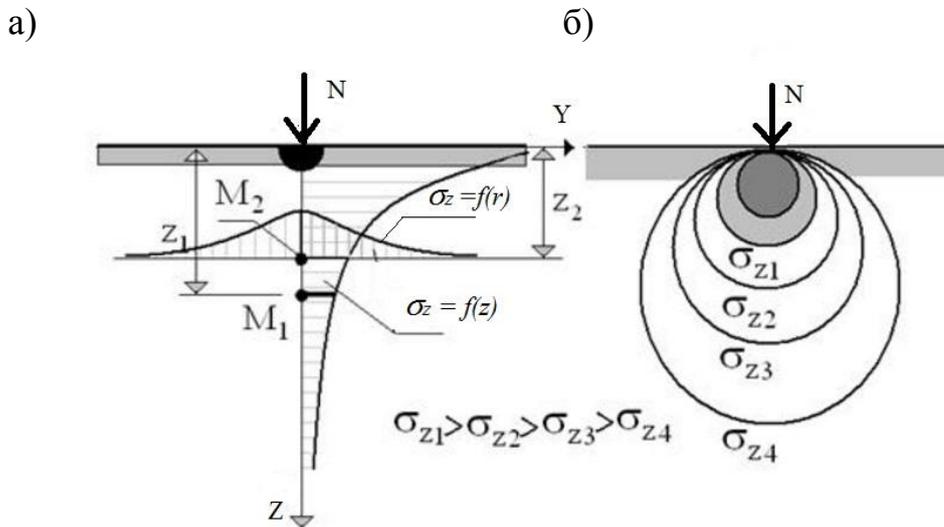


Рис. 3.4. Эпюры распределения сжимающих напряжений σ_z (а) и линий равных напряжений (б) в полупространстве при действии сосредоточенной силы

Если на поверхности полупространства действует несколько сосредоточенных сил (рис. 3.5), то напряжения в любой точке можно определить как сумму напряжений от отдельных сил, используя принцип суперпозиции:

$$\sigma_z = K_1 \frac{N_1}{z^2} + K_2 \frac{N_2}{z^2} + K_3 \frac{N_3}{z^2} \dots = \frac{1}{z^2} \sum_{i=1}^n K_i N_i. \quad (3.18)$$

Коэффициенты K_i определяются по таблице 3.1 в зависимости от соотношений r_i/z для каждой силы.

Пример 3.1

В точке О на поверхности линейно деформируемого полупространства приложена сила $N = 35$ кН. Построить эпюры напряжений σ_z в горизонтальной плоскости на глубине $z = 2,5$ м от поверхности полупространства и в вертикальной плоскости на расстоянии $r = 2,5$ м от линии действия силы.

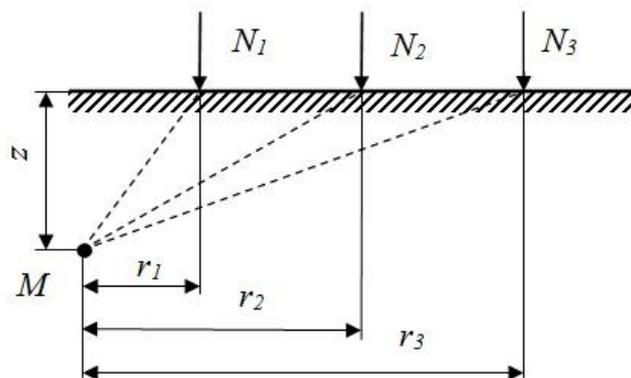


Рис. 3.5. Схема действия нескольких сосредоточенных сил

Для построения эпюры напряжений в горизонтальной плоскости, заглубленной от поверхности полупространства на величину $z = 2,5$ м, сделаем расчеты в табличной форме (табл. 3.2).

Эпюра распределения напряжений в горизонтальной плоскости представлена на рис. 3.6, а.

Таблица 3.2

Значения напряжения σ_z в горизонтальной плоскости при $z = 2,5$ м

r , м	z , м	r/z	K	N/z^2 , кН/м ²	σ_z , кПа
0	2,5	0	0,4775	5,6	2,67
1	2,5	0,4	0,3294	5,6	1,84
2	2,5	0,8	0,1386	5,6	0,78
3	2,5	1,2	0,0513	5,6	0,29
4	2,5	1,6	0,0200	5,6	0,11
5	2,5	2,0	0,0085	5,6	0,048
6	2,5	2,4	0,0040	5,6	0,022

Для построения эпюры напряжений в вертикальной плоскости на расстоянии $r = 2,5$ м от линии действия силы расчеты приведем в табл. 3.3.

Таблица 3.3

Значения напряжения σ_z в горизонтальной плоскости при $z = 2,5$ м

r , м	z , м	r/z	K	N/z^2 , кН/м ²	σ_z , кПа
2,5	0	∞	0	∞	0
2,5	1	2,500	0,0034	35,000	0,119
2,5	2	1,250	0,0540	8,750	0,473
2,5	3	0,830	0,1295	3,889	0,504
2,5	4	0,625	0,2101	2,188	0,460
2,5	5	0,500	0,2733	1,400	0,383
2,5	6	0,417	0,2780	0,972	0,270

Эпюра распределения напряжений в вертикальной плоскости представлена на рис. 3.6, б.

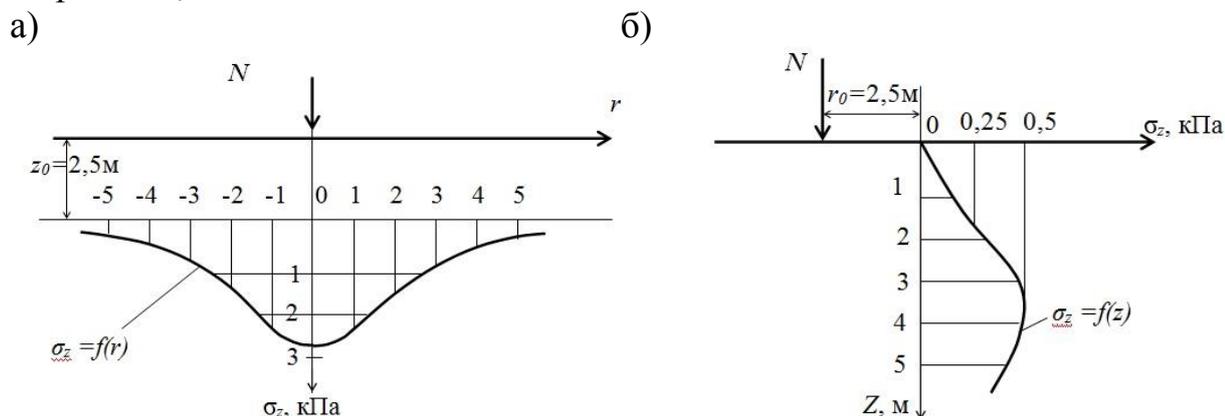


Рис. 3.6. Эпюры распределения напряжений σ_z к примеру 3.1:
а - в горизонтальной плоскости; б - в вертикальной плоскости

Пример 3.2

К горизонтальной поверхности массива грунта в одном створе приложены три вертикальные сосредоточенные силы $N_1 = 1200$ кН, $N_2 = 800$ кН, $N_3 = 1400$ кН (рис. 3.7). Определить величину вертикального напряжения σ_z от совместного действия сосредоточенных сил в точке M , находящейся на глубине $z = 2$ м. Расстояния от точки M до осей действия сил: $r_1 = 1$ м, $r_2 = 2$ м, $r_3 = 4,4$ м.

Определим для каждой силы соотношения r/z и соответствующие им коэффициенты K по табл. 3.1: для силы N_1 отношение $r_1/z = 1/2 = 0,5$; $K_1 = 0,2733$; для силы N_2 - $r_2/z = 2/2 = 1$; $K_2 = 0,0844$; для силы N_3 - $r_3/z = 4,4/2 = 2,2$; $K_3 = 0,0059$.

По формуле (3.18) рассчитаем значения напряжения σ_z :

$$\sigma_z = \frac{1}{2^2} (1200 \cdot 0,2733 + 800 \cdot 0,0844 + 1400 \cdot 0,0059) = 100,94 \text{ кН/м}^2.$$

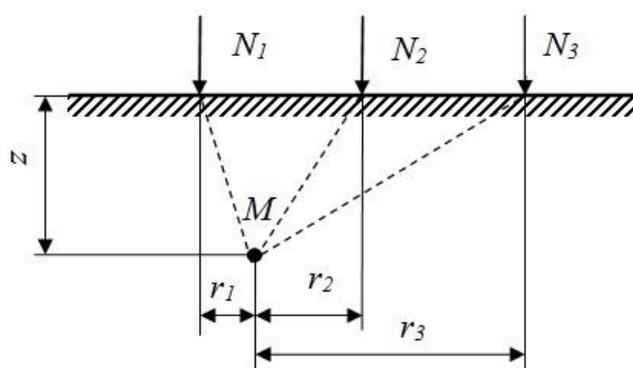


Рис. 3.7. Схема действия сил к примеру 3.2

3.2.2. Определение напряжений от действия местной равномерно распределенной нагрузки

(задача А. Лява, 1935 г.)

Рассмотрим действие равномерной нагрузки интенсивностью p , распределенной по прямоугольной площадке на поверхности линейно деформируемого полупространства (рис. 3.8).

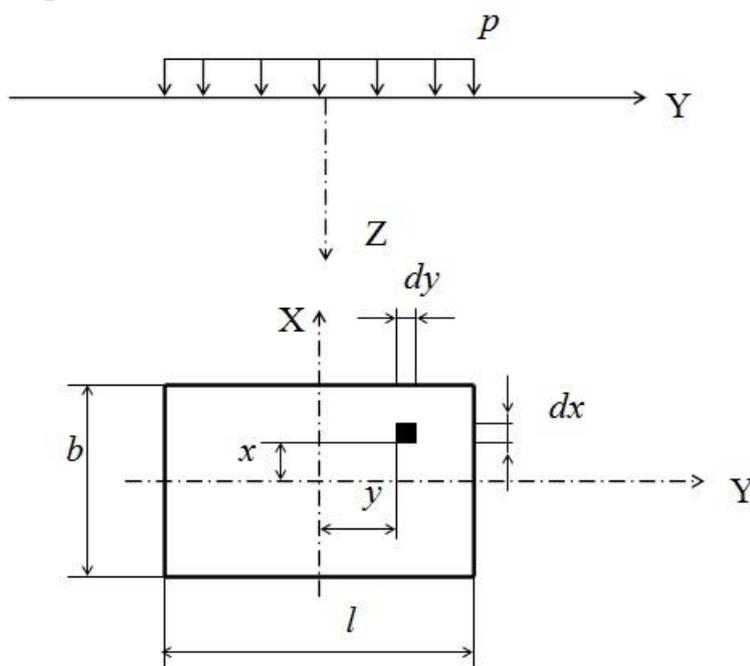


Рис. 3.8. Схема действия местной равномерно распределенной нагрузки

Для определения напряжений воспользуемся решением Буссинеска. Для этого равномерно распределенную нагрузку представим в виде элементарных сосредоточенных сил. Каждая из этих сил может быть определена как

$$n = p \cdot dx \cdot dy. \quad (3.19)$$

Заменяя в уравнении Буссинеска N на n из выражения (3.19) и проинтегрировав по прямоугольной площади загрузки, можно получить выражение для вертикального напряжения в любой точке с координатами (x, y, z) . Это выражение имеет очень сложный вид, неудобный для пользования. Коэффициенты в выражениях для напряжений вычислены и представлены в табличной форме.

Для точек, расположенных под центром прямоугольной площади загрузки, напряжения σ_z могут быть определены по формуле

$$\sigma_z = \alpha \cdot p, \quad (3.20)$$

где α - коэффициент; p - равномерно распределенная нагрузка.

Значения коэффициента α приведены в табл. 3.4 в зависимости от величин $\eta = l/b$ и $\xi = 2z/b$ (где l - длинная сторона прямоугольной площадки загрузки; b - короткая ее сторона; z - глубина расположения точки).

Значения коэффициента α для прямоугольной площадки (по СНиП [8])

$\xi = 2z/b$	Соотношение сторон $\eta = l/b$						
	1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5	Полоса $l/b > 10$
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,800	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,0	0,336	0,414	0,462	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4,0	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,091	0,123	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
5,2	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173	0,208
6,4	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
6,8	0,040	0,055	0,064	0,088	0,110	0,145	0,185
7,2	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
10,0	0,015	0,026	0,033	0,044	0,056	0,079	0,126
12,0	0,013	0,018	0,023	0,034	0,040	0,058	0,106

3.2.3. Определение напряжений методом угловых точек

Для определения напряжений в точках, не лежащих на оси симметрии площади загрузения, используется метод угловых точек, предложенный в 1932 г. Д.Е. Польшиным. Он показал, что для любого равномерно загрузенного прямоугольника угловое вертикальное напряжение на глубине $2z$ равно одной четверти осевого вертикального напряжения на глубине z .

Для определения связи между осевыми и угловыми напряжениями представим, что прямоугольная площадь загрузения разделена на четыре равных прямоугольника, стороны которых в два раза меньше соответствующих сторон основного прямоугольника (рис. 3.9).

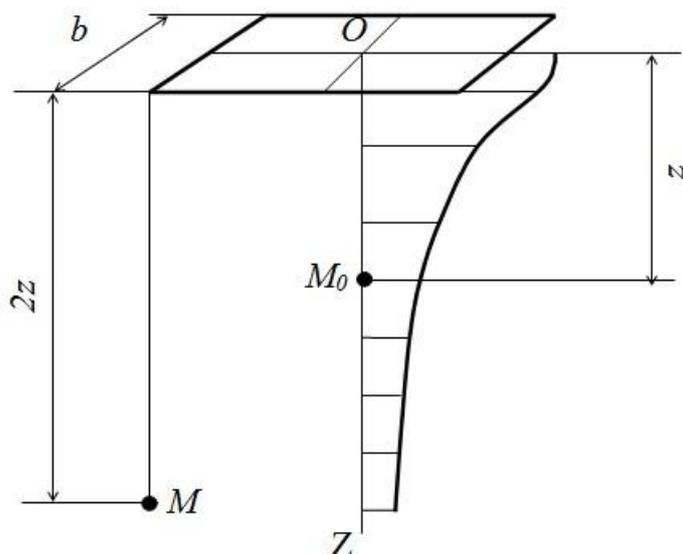


Рис. 3.9. Схема к определению напряжений в грунте методом угловых точек

Проведем через точку O , взятую в центре большого прямоугольника, осевую вертикальную линию. Она будет также проходить через угловые точки O всех четырех малых прямоугольников. Если на этой вертикали взять на глубине z точку M_0 , то осевое напряжение в ней от нагрузки, приложенной по площади большого прямоугольника, будет равно сумме угловых напряжений от нагрузки по площади четырех малых прямоугольников. Таким образом, угловое напряжение для каждого малого прямоугольника будет равно $1/4$ величины осевого давления, возникающего на той же глубине от нагрузки по всей площади большого прямоугольника.

Проведем через какую-либо угловую точку большого прямоугольника вертикальную линию и отметим на ней точку M , лежащую на глубине $2z$. Отношение этой глубины к ширине большого прямоугольника b будет равно отношению глубины z до точки M_0 к ширине малого прямоугольника $b/2$. Так как относительная глубина точек M и M_0 для большого и малого прямоугольников одинакова, то и угловые напряжения в тех же точках будут равны между собой. Следовательно, при нахождении напряжения σ_z под угловыми точками прямоугольной площади загрузения значения коэффициента α можно принимать по табл. 3.4 в зависимости от η и ξ . В этом случае $\xi = \frac{z}{b}$. Напряжения под угловыми точками определяют по формуле

$$\sigma_z = 0,25\alpha p. \quad (3.21)$$

Метод угловых точек позволяет определять вертикальные напряжения σ_z в любой точке полупространства при условии, что площадки являются прямоугольными, а нагрузки на них – равномерно распределенными. Для этого точку,

в которой необходимо определить напряжение, с помощью дополнительных построений следует сделать угловой.

Если проекция рассматриваемой точки M' находится в пределах загруженной площади (точка M), то эта площадь разделяется на четыре прямоугольника, для каждого из которых точка M является угловой (рис. 3.10, а). Образуются прямоугольники: I – $afMe$, II – $eMkd$, III – $fbhM$, IV – $Mhck$. Тогда напряжения σ_z найдем суммированием напряжений под угловыми точками четырех площадей загрузки:

$$\sigma_z = \sigma_{zI} + \sigma_{zII} + \sigma_{zIII} + \sigma_{zIV} = 0,25p(\alpha_I + \alpha_{II} + \alpha_{III} + \alpha_{IV}), \quad (3.22)$$

где $\alpha_I, \alpha_{II}, \alpha_{III}, \alpha_{IV}$ – коэффициенты, принимаемые по таблицам в зависимости от соотношения сторон площадей загрузки I, II, III, IV и отношения z (глубины расположения точки M') к ширине каждой из этих площадей.

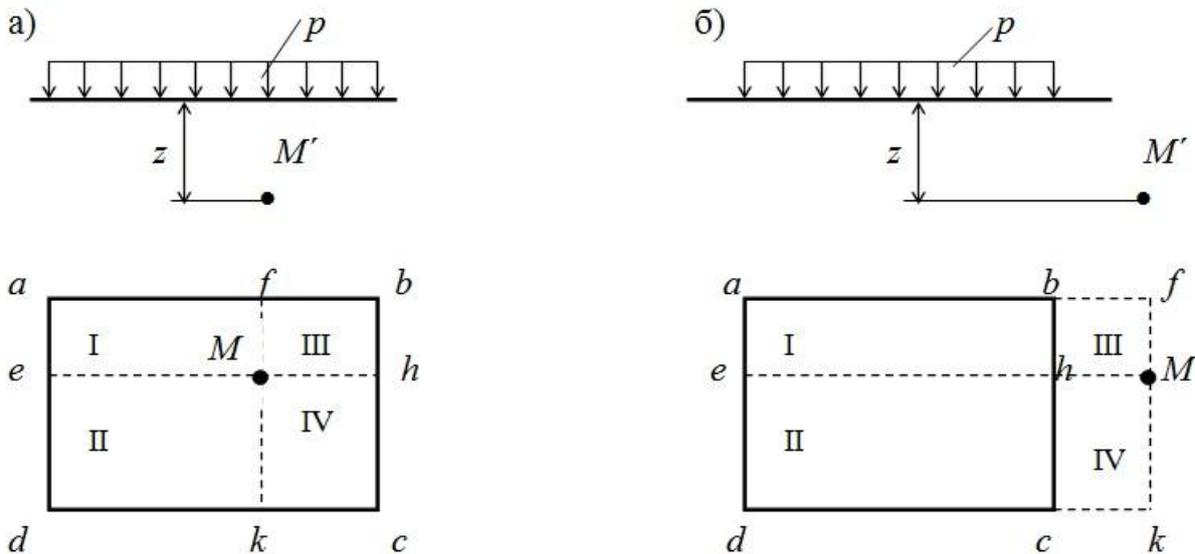


Рис. 3.10. Схемы разбивки прямоугольной площади загрузки при определении напряжений методом угловых точек
а – точка M находится в пределах загруженной площади; б – точка M находится вне загруженной площади

Когда проекция рассматриваемой точки M' находится вне пределов загруженной площади, точку M можно представить как угловую для четырех фиктивных прямоугольников (рис. 3.10, б): I – $afMe$, II – $eMkd$, III – $bfMh$, IV – $hMkc$. При этом в пределах площадей III и IV нагрузку учитываем с отрицательным знаком. Тогда напряжения σ_z найдем из выражения

$$\sigma_z = \sigma_{zI} + \sigma_{zII} - \sigma_{zIII} - \sigma_{zIV} = 0,25p(\alpha_I + \alpha_{II} - \alpha_{III} - \alpha_{IV}). \quad (3.23)$$

Таким образом, пользуясь методом угловых точек, можно найти напряжение σ_z в любой точке полупространства, к поверхности которого приложена равномерно распределенная по прямоугольной площадке нагрузка.

Пример 3.3

Определить напряжение в точке M на глубине $z = 2,4$ м, лежащей за пределами загруженной площади $abcd$. Размеры прямоугольной площади загрузки: $l = ab = cd = 4$ м; $b = ad = bc = 3$ м. Расстояние точки M от грани ab – 1 м, от грани bc – 1 м. Интенсивность равномерной нагрузки $p = 100$ кПа.

Проведем построения, соответствующие рис. 3.10, б. Получим фиктивные прямоугольники: I ($afMe$) с размерами $l_I = 5$ м, $b_I = 1$ м; II ($eMkd$) с размерами $l_{II} = 5$ м, $b_{II} = 2$ м; III ($bfMh$) с размерами $l_{III} = 1$ м, $b_{III} = 1$ м; IV ($hMkc$) с размерами $l_{IV} = 2$ м, $b_{IV} = 1$ м. Соотношение сторон в прямоугольнике I $\eta_I = l_I/b_I = 5/1 = 5$, коэффициент $\zeta_I = z/b_I = 2,4/1 = 2,4$. В прямоугольнике II $\eta_{II} = 5/2 = 2,5$, $\zeta_{II} = 2,4/2 = 1,2$; в прямоугольнике III $\eta_{III} = 1/1 = 1$, $\zeta_{III} = 2,4/1 = 2,4$; в прямоугольнике IV $\eta_{IV} = 2/1 = 2$, $\zeta_{IV} = 2,4/1 = 2,4$. Определим по табл. 3.4 значения коэффициентов α для соответствующих прямоугольников: $\alpha_I = 0,470$; $\alpha_{II} = 0,741$; $\alpha_{III} = 0,257$; $\alpha_{IV} = 0,392$. Тогда по формуле (3.23) мы можем найти значение напряжения σ_z в точке M :

$$\sigma_z = 0,25p(\alpha_I + \alpha_{II} - \alpha_{III} - \alpha_{IV}) = 0,25 \cdot 100 \cdot (0,47 + 0,741 - 0,257 - 0,392) = 14 \text{ кПа.}$$

3.3. Определение напряжений в грунте в случае плоской задачи

3.3.1. Определение напряжений от действия равномерно распределенной полосовой нагрузки

(задачи Фламана, 1892 г., и Митчела, 1902 г.)

Условия плоской задачи имеют место тогда, когда напряжения распределяются в одной плоскости, а в перпендикулярном направлении они или равны нулю, или постоянны. Это характерно для протяженных сооружений, когда $l/b \geq 10$. Для таких сооружений в любом месте, за исключением краевых участков, распределение напряжений в любом поперечном сечении будет таким же, как и в других соседних, если нагрузка в направлении, перпендикулярном рассматриваемому сечению, не будет меняться. Такие сооружения обычно не рассматривают по всей длине, а вырезают из них участки единичной длины ($l = 1$), для которых и определяют напряжения.

В поперечном сечении действуют напряжения σ_z , σ_y и τ_{yz} . Напряжения в продольном направлении $\tau_{xy} = \tau_{xz}$ равны нулю, а σ_x является функцией напряжений σ_z и σ_y . Рассматриваемые сечения остаются плоскими в процессе деформации (плоская деформация - $\varepsilon_x = 0$).

Пусть на поверхности линейно деформируемого полупространства действует равномерная нагрузка, распределенная по полосе шириной b (рис. 3.11). Рассмотрим напряженное состояние в точке M .

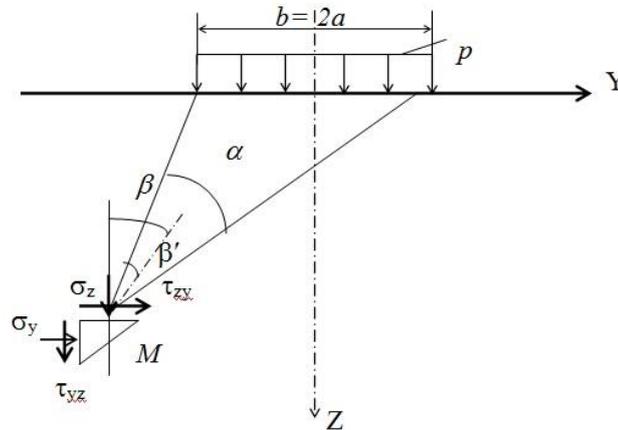


Рис. 3.11. Действие равномерно распределенной нагрузки в условиях плоской задачи

Обозначим буквой α угол видимости, $\beta = \alpha/2 + \beta'$ (где β' – угол, составляемый крайним лучом с вертикалью). Выражения для составляющих напряжений σ_z , σ_y и τ_{yz} можно получить, используя решение Фламана о действии линейной нагрузки на поверхности полупространства в условиях плоской деформации. Для этого необходимо проинтегрировать выражения для напряжений от действия элементарных сил ($pdy \cdot l$). Тогда для составляющих напряжений будут справедливы следующие выражения:

$$(3.24) \quad \left. \begin{aligned} \sigma_z &= \frac{p}{\pi} (\alpha + \sin \alpha \cdot \cos 2\beta); \\ \sigma_y &= \frac{p}{\pi} (\alpha - \sin \alpha \cdot \cos 2\beta); \\ \tau_{yz} &= \frac{p}{\pi} (\sin \alpha \cdot \sin 2\beta). \end{aligned} \right\}$$

Это решение было получено Митчелом, развившим решение Фламана. Оно содержит полярные координаты точки M , что не слишком удобно для практических расчетов. Для этой задачи В.Г. Колосовым получены выражения для определения компонент напряжений в декартовой системе координат [7]:

$$(3.25) \quad \left. \begin{aligned} \sigma_z &= \frac{p}{\pi} \left(\operatorname{arctg} \frac{a-y}{z} + \operatorname{arctg} \frac{a+y}{z} \right) - \frac{2ap}{\pi} \cdot \frac{z(y^2 - z^2 - a^2)}{(y^2 + z^2 - a^2)^2 + 4a^2z^2}, \\ \sigma_x &= \frac{p}{\pi} \left(\operatorname{arctg} \frac{a-y}{z} + \operatorname{arctg} \frac{a+y}{z} \right) + \frac{2ap}{\pi} \cdot \frac{z(y^2 - z^2 - a^2)}{(y^2 + z^2 - a^2)^2 + 4a^2z^2}, \\ \tau_{xz} &= \frac{4ap}{\pi} \cdot \frac{yz^2}{(y^2 + z^2 - a^2)^2 + 4a^2z^2}. \end{aligned} \right\}$$

Так как напряжения не зависят от деформационных характеристик среды, можно составить таблицу для определения коэффициентов влияния и представить выражения для составляющих напряжений в более простом виде:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z &= K_z p; \\ \sigma_y &= K_y p; \\ \tau_{yz} &= K_{yz} p. \end{aligned} \right\} \quad (3.26)$$

Значения коэффициентов влияния K_z , K_y и K_{yz} определяются в зависимости от относительных координат z/b и y/b , где $b=2a$ – ширина полосы загрузки. Значения коэффициентов K_z , K_y и K_{yz} приведены в табл. 3.5.

Таблица 3.5

Значения коэффициентов влияния K_z , K_y и K_{yz}

z/b	Значения y/b								
	0			0,25			0,50		
	K_z	K_y	K_{yz}	K_z	K_y	K_{yz}	K_z	K_y	K_{yz}
0.00	1.00	1.00	0	1.00	1.00	0	0.50	0.50	0.32
0.25	0.96	0.45	0	0.90	0.39	0.13	0.50	0.35	0.30
0.50	0.82	0.18	0	0.74	0.19	0.16	0.48	0.23	0.26
0.75	0.67	0.08	0	0.61	0.10	0.13	0.45	0.14	0.20
1.00	0.55	0.04	0	0.51	0.05	0.10	0.41	0.09	0.16
1.50	0.40	0.01	0	0.38	0.02	0.06	0.33	0.040	0.10
2.00	0.31	-	0	0.31	-	0.03	0.28	0.02	0.06
3.00	0.21	-	0	0.21	-	0.02	0.20	0.01	0.03
5.00	0.13	-	0	0.13	-	-	0.12	-	-

Продолжение табл. 3.5

z/b	Значения y/b								
	1,0			1,5			2,0		
	K_z	K_y	K_{yz}	K_z	K_y	K_{yz}	K_z	K_y	K_{yz}
0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.25	0.02	0.17	0.05	0	0.07	0.01	0	0.04	0
0.50	0.08	0.21	0.13	0.02	0.12	0.04	0	0.07	0.02
0.75	0.15	0.22	0.16	0.04	0.14	0.07	0.02	0.10	0.04
1.00	0.19	0.15	0.16	0.07	0.14	0.10	0.03	0.13	0.05
1.50	0.21	0.06	0.11	0.13	0.09	0.10	0.07	0.09	0.08
2.00	0.17	0.02	0.06	0.13	0.03	0.07	0.10	0.04	0.07
3.00	0.14	0.01	0.03	0.12	0.02	0.05	0.10	0.03	0.05
5.00	0.10	-	-	0.10	-	-	-	-	-

Определив напряжения в различных точках, можно построить эпюры напряжений по вертикальным и горизонтальным сечениям при разных значениях z и y (рис. 3.12).

Пользуясь полученными эпюрами напряжений, можно построить линии равных напряжений (рис. 3.13). Линии одинаковых вертикальных напряжений σ_z называются *изобарами*. Они изображены на рис. 3.13, а. Линии одинаковых горизонтальных напряжений σ_y называются *распорами* и имеют вид, показан-

ный на рис. 3.13, б. Линии одинаковых касательных напряжений τ_{yz} называются *сдвигами* и представлены на рис. 3.13, в.

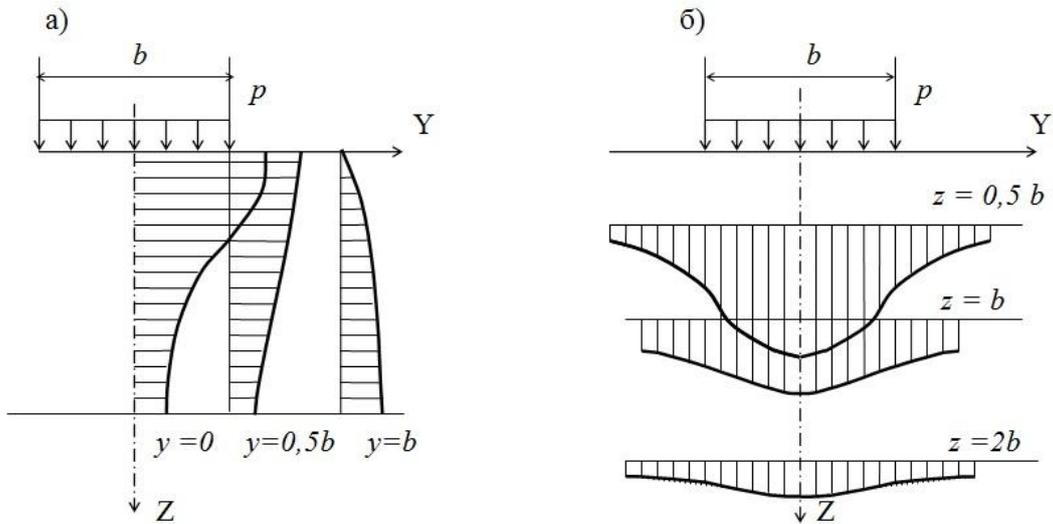


Рис. 3.12. Эпюры распределения напряжений σ_z по вертикальным (а) и горизонтальным (б) сечениям

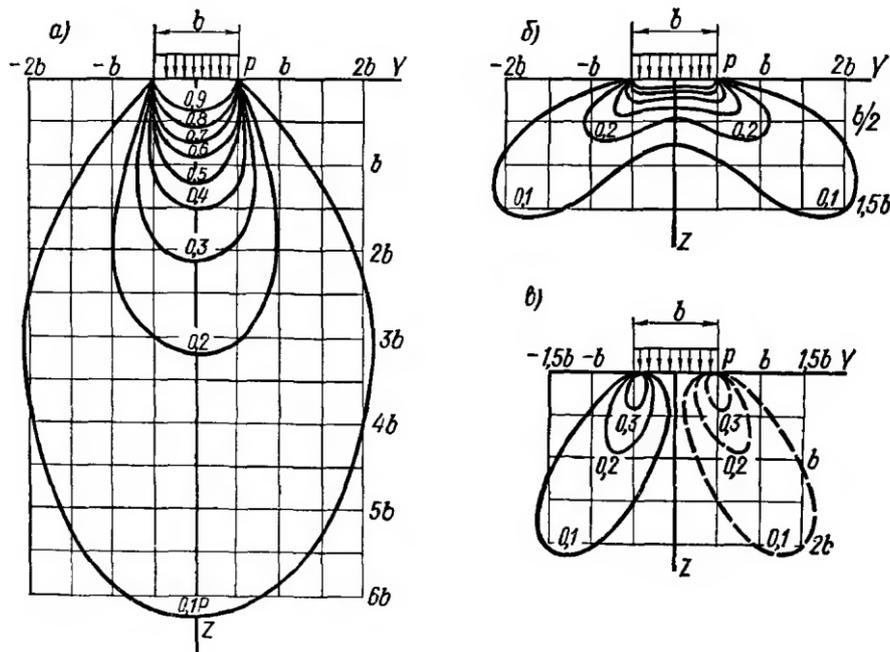


Рис. 3.13. Линии равных напряжений в линейно-деформируемом массиве в случае плоской задачи:
а – изобары; б – распоры; в – сдвиги

Главные напряжения действуют по площадкам, где касательные напряжения равны нулю. Для таких площадок $\beta = 0$. Выражения для главных напряжений были получены Митчелом в виде

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{p}{\pi}(\alpha + \sin \alpha), \\ \sigma_2 &= \frac{p}{\pi}(\alpha - \sin \alpha), \end{aligned} \right\} \quad (3.27)$$

где α – угол видимости полосы загрузки в радианах.

Направление действия большего главного напряжения σ_1 совпадает с биссектрисой угла видимости.

Пример 3.4

Пусть имеется равномерная нагрузка интенсивностью $p = 100$ кПа, распределенная по полосе шириной $b = 2$ м. Определить напряжения σ_z , σ_y и τ_{yz} , а также главные напряжения σ_1 и σ_2 в точке M с координатами $z = 1$ м, $y = 1$ м.

Расчетная схема к примеру 3.4 представлена на рис. 3.14.

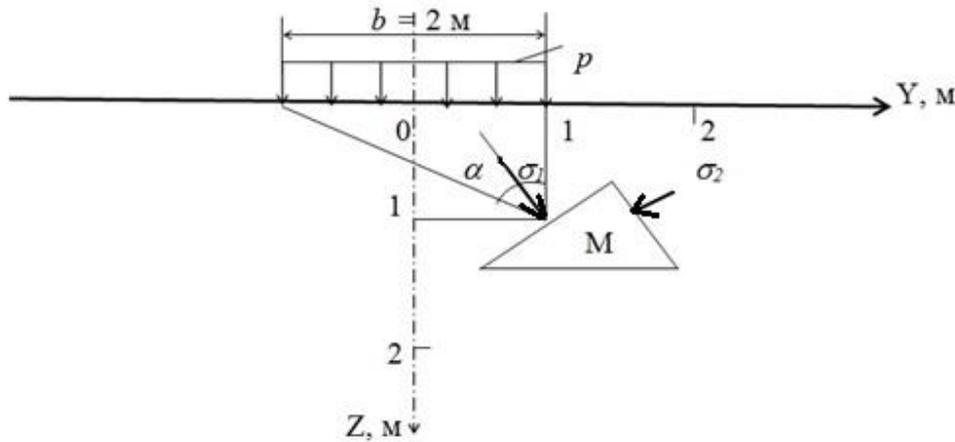


Рис. 3.14. Схема к примеру 3.4

Определим соотношения $z/b = 1/2 = 0,5$ и $y/b = 1/2 = 0,5$. По табл. 3.5 найдем значения коэффициентов $K_z = 0,48$; $K_y = 0,23$; $K_{yz} = 0,26$. Тогда составляющие напряжений в точке M рассчитаем по формуле (3.25):

$$\sigma_z = K_z p = 0,48 \cdot 100 = 48 \text{ кПа};$$

$$\sigma_y = K_y p = 23 \text{ кПа};$$

$$\tau_{yz} = K_{yz} p = 26 \text{ кПа}.$$

Для определения главных напряжений в точке M нужно рассчитать значение угла видимости α . Для нашего примера $\operatorname{tg} \alpha = 2/1 = 2$, а угол $\alpha = 63,5^\circ = 1,1$ рад (рис. 3.14). При этом $\sin \alpha = 0,8936$. Главные напряжения в точке M определим по формуле (3.24):

$$\sigma_1 = \frac{p}{\pi}(\alpha + \sin \alpha) = 100(1,1 + 0,8936)/3,14 = 63,5 \text{ кПа};$$

$$\sigma_2 = \frac{p}{\pi}(\alpha - \sin \alpha) = 6,57 \text{ кПа}.$$

3.4. Влияние неоднородности напластований грунтов на распределение напряжений

Приведенные выше решения были справедливы для однородного основания неограниченной мощности. Если основание сложено из двух или большего числа слоев грунта, обладающих различной сжимаемостью, это оказывает влияние на характер распределения напряжений.

Если на некоторой глубине залегает практически несжимаемый слой, то это вызывает концентрацию напряжений σ_z в вышележащем грунте (эпюра 2 на рис. 3.15). Если подстилающий слой обладает большей сжимаемостью, чем несущий, то в вышележащем грунте будет наблюдаться рассеивание напряжений σ_z по оси нагрузки (эпюра 3 на рис. 3.15). Эпюра 1 показывает распределение напряжений в однородном полупространстве.

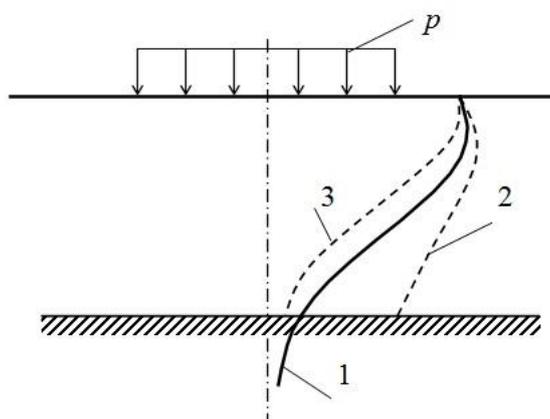


Рис. 3.15. Эпюры распределения напряжений σ_z по оси симметрии нагрузки для неоднородного основания

3.5. Напряжения от действия собственного веса грунта

Для нахождения вертикального напряжения от действия веса грунта на глубине z мысленно вырежем столб грунта до этой глубины с единичной площадью основания (рис. 3.16) и найдем суммарное напряжение σ_{zg} от веса этого столба:

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i, \quad (3.28)$$

где n – число разнородных слоев грунта в пределах глубины z ; γ_i – удельный вес грунта i -го слоя; h_i – толщина i -го слоя.

Эпюра напряжений от собственного веса грунта в пределах однородного слоя имеет вид треугольника, при слоистом залегании эпюра изображается ломаной линией.

Удельный вес водопроницаемых грунтов (пески, супеси), залегающих ниже уровня грунтовых вод, принимается с учетом взвешивающего действия воды по формуле

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}, \quad (3.29)$$

где γ_s – удельный вес твердых частиц грунта; γ_w – удельный вес воды; e – коэффициент пористости грунта.

Если водопроницаемый слой подстилается водоупорным слоем в виде плотных глин, на кровлю водоупора передается гидростатическое давление воды $\gamma_w \cdot h_3$ и на эпюре давления появляется уступ (рис. 3.16).

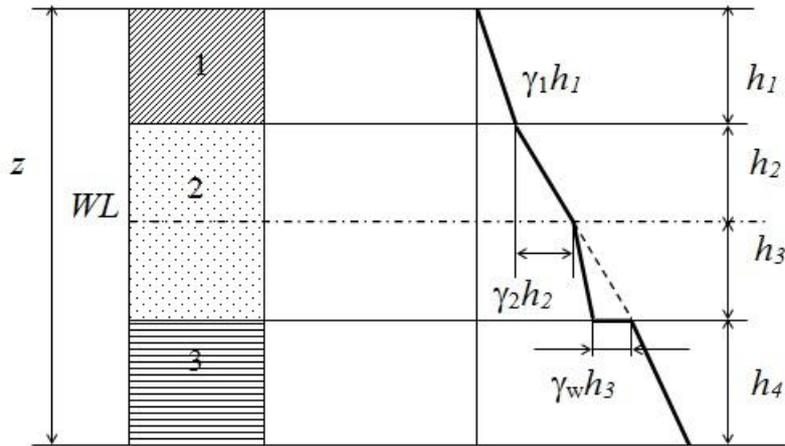


Рис. 3.16. Эпюра напряжений σ_{zg} от собственного веса грунта:
1 – суглинок; 2 – песок; 3 – глина

Горизонтальные напряжения от собственного веса грунта определяются как

$$\sigma_x = \sigma_y = \xi \cdot \sigma_z, \quad (3.30)$$

где ξ – коэффициент бокового давления грунта в состоянии покоя.

Касательных напряжений в массиве от действия собственного веса грунта не возникает ($\tau_{xy} = \tau_{xz} = \tau_{yz} = 0$). Значение коэффициента бокового давления грунта находится из выражения

$$\xi = \frac{\nu}{1 - \nu}. \quad (3.31)$$

Здесь ν – коэффициент Пуассона грунта.

3.6. Распределение напряжений на подошве фундамента (контактная задача)

При решении всех ранее рассмотренных задач о распределении напряжений в грунтах считалось, что нагрузка передается непосредственно на поверхность грунтового массива без использования какой-либо конструкции. Такая схема передачи нагрузки характерна при возведении на основании земляных

сооружений, например, насыпей, при передаче нагрузки через гибкую плиту и т.п. Нагрузка на основание от сооружений чаще всего передается через фундаменты, представляющие собой достаточно жесткие конструкции. При взаимодействии фундамента сооружения с основанием на поверхности контакта возникают напряжения. Напряжения на контакте поверхности основания с нижней поверхностью конструкции, через которую передаются нагрузки, называются **контактными напряжениями**. Характер распределения этих напряжений зависит от жесткости, формы, размеров сооружения и жесткости грунтов основания.

Критерием оценки жесткости сооружения может служить показатель гибкости по М.И. Горбунову-Посадову:

$$t \approx 10 \frac{El^3}{E_k h^3}; \quad (3.32)$$

где E – модуль деформации грунта; E_k – модуль упругости конструкции; l и h – длина и толщина конструкции.

Различают сооружения:

1 – **абсолютно жесткие** ($t \leq 1$), когда деформируемость сооружения ничтожно мала по сравнению с деформируемостью основания. Пример – фундаменты под дымовые трубы, элеваторы, массивные фундаменты мостовых опор и др.;

2 – **абсолютно гибкие** ($t \geq 10$), когда деформируемость сооружения настолько велика, что оно свободно следует за деформациями сооружения. Пример – насыпи, днища металлических резервуаров;

3 – сооружения **конечной жесткости** ($1 < t < 10$), когда деформируемость сооружения соизмерима с деформируемостью основания. Пример – фундаментные плиты, ленточные фундаменты, балки.

Для определения контактных напряжений наибольшее распространение получили следующие модели основания: местных упругих деформаций и упругого полупространства (общих упругих деформаций).

3.6.1. Модель местных упругих деформаций

Модель предложена акад. Н. И. Фуссом (Россия, 1801 г.) и развита Е. Винклером (Германия, 1867 г.). Согласно этой модели (Фусса-Винклера) под жестким штампом возникают только местные упругие деформации, полностью восстанавливающиеся при снятии нагрузки, а давление в каждой точке прямо пропорционально местной осадке в этой точке, то есть

$$p = C_z \cdot s \quad (3.33)$$

или

$$s = \frac{p}{C_z}, \quad (3.34)$$

где p – давление; s – местная упругая осадка или перемещение поверхности; C_z – коэффициент упругости основания (коэффициент постели), кН/м^3 (кПа/м).

В соответствии с этой моделью осадки поверхности основания за пределами габаритов фундамента отсутствуют, т.е. фундамент можно рассматривать как установленный на пружинах, сжимающихся только в пределах его контура (рис. 3.17).

Таким образом, эта модель учитывает только местные упругие деформации.

Область применения модели: строительство на сильно сжимаемых грунтах ($E \leq 5$ МПа); на лессовых просадочных грунтах и при ограниченной толщине сжимаемых грунтов, подстилаемой скальным основанием.

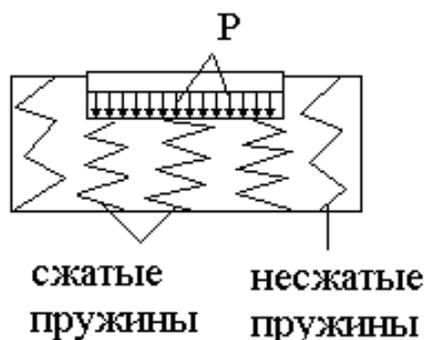


Рис. 3.17. Схема модели Фусса -Винклера

3.6.2. Модель общих упругих деформаций (упругого полупространства)

Модель упругого полупространства предложена Г.Э. Проктором в 20-х годах XX столетия. В этой модели грунт рассматривается как однородное, сплошное, изотропное, линейно деформируемое тело, бесконечно простирающееся вглубь и в стороны и ограниченное сверху плоскостью. В этом случае в сопротивлении внешней нагрузке вовлекается все полупространство, и поэтому осадка поверхности происходит также и сбоку от места приложения нагрузки, распространяясь на большие расстояния (рис. 3.18).

Метод опирается на решение Буссинеска для вертикальных перемещений точек, лежащих на поверхности полупространства, от действия сосредоточенной силы N (формула (3.15)):

$$\omega_z = \frac{N}{\pi CR},$$

где ω_z – вертикальные перемещения точек, лежащих на поверхности полупространства (при $z = 0$); N – действующая сила; R – координата точки;

$C = \frac{E}{1-\nu^2}$ – коэффициент линейно деформируемого полупространства (коэффициент жесткости основания).

Область применения модели: строительство на достаточно плотных грунтах и при не слишком больших площадях опорных поверхностей.

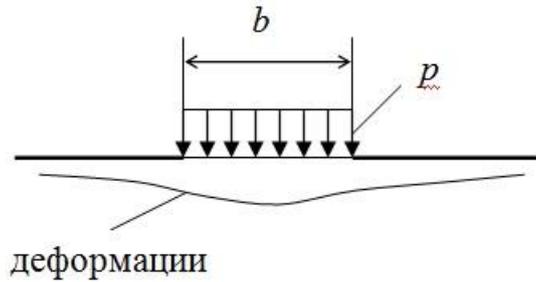


Рис. 3.18. Схема модели общих упругих деформаций

3.6.3. Зависимость осадки грунтов от площади загрузки

Из формулы (3.15) путем интегрирования были получены выражения для вертикальных перемещений точек поверхности упругого полупространства от действия местной равномерной нагрузки, распределенной по площадке различной формы. Так, упругую осадку точек от действия местной нагрузки, распределенной по прямоугольной площадке, можно определить по формуле Ф. Шлейхера

$$s_{\text{упр}} = \omega \cdot p \cdot b \frac{1-\nu^2}{E} = \omega \cdot p \frac{b}{C}, \quad (3.35)$$

где p – распределенная нагрузка; b – ширина площади загрузки; ω – коэффициент формы.

Если выразить ширину площади загрузки через ее площадь $b = \sqrt{A}$, то выражение (3.35) можно представить в виде

$$s_{\text{упр}} = pb \frac{\omega}{C} = \frac{\omega}{C} p \sqrt{A}. \quad (3.36)$$

Выражение (3.36) показывает, что осадки однородного линейно деформируемого полупространства прямо пропорциональны действующему давлению на грунт и корню квадратному из площади загрузки. В природных условиях при большом диапазоне изменений площадей эта зависимость более сложная и имеет вид, представленный на рис. 3.19.

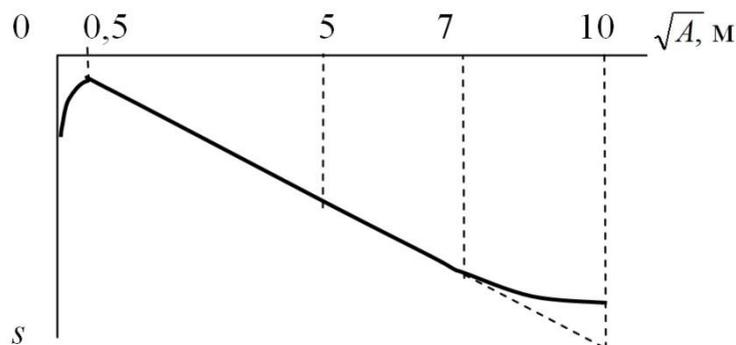


Рис. 3.19. Зависимость осадки природных грунтов от размеров площади загрузки

3.6.4. Эпюры контактных напряжений

Если равномерно распределенная нагрузка передается на основание через гибкую конструкцию, которая следует за перемещениями основания, как в модели общих упругих деформаций, наибольшее напряжение σ_z возникает под центром нагрузки, наибольшая осадка поверхности наблюдается в центре, а наименьшая - по краям и в угловых точках.

Если же нагрузка передается абсолютно жестким фундаментом, то при симметричном нагружении осадка поверхности грунта под ним будет равномерной. Это повлечет за собой неравномерное распределение давления по подошве фундамента, связанное с резкой неравномерностью деформаций поверхности грунта вокруг фундамента. При определении контактных напряжений в этом случае используют решение Буссинеска и исходят из того, что вертикальные перемещения любой точки поверхности грунта в уровне подошвы фундамента одинаковы ($w_z = \text{const}$). Для случая нагрузки, распределенной по определенной площади, решив интегральное уравнение относительно p , можно получить теоретическое выражение для напряжений на контакте. Так, для круглого жесткого штампа теоретическое решение имеет вид

$$p(r) = \frac{p}{2\sqrt{1 - \left(\frac{r}{R}\right)^2}}, \quad (3.37)$$

где $p(r)$ – давление в произвольной точке подошвы в зависимости от r ; p – среднее напряжение под подошвой штампа ($p = N/A$); R – радиус штампа; r – расстояние от центра штампа до рассматриваемой точки.

Для случая полосовой нагрузки (плоская задача) выражение для напряжений имеет вид

$$p(y) = \frac{2p}{\pi\sqrt{1 - \left(\frac{y}{b_1}\right)^2}}, \quad (3.38)$$

где y – расстояние по горизонтали от середины полосы до рассматриваемой точки; b_1 – полуширина нагруженной полосы.

Полученные теоретические контактные напряжения по краям получаются бесконечно большими (рис. 3.20, а). Однако бесконечно большие напряжения грунты воспринимать не могут. Вследствие развития пластических деформаций напряжения под подошвой перераспределяются, уменьшаясь по краям и увеличиваясь в остальной части подошвы (седлообразная эпюра на рис. 3.20, а).

Таким образом, контактные напряжения существенно зависят от жесткости конструкции, через которую происходит передача нагрузки на основание, что показано на рис. 3.20, б.

Характер распределения контактных напряжений влияет на изменения напряжений до глубины не более $0,5 b$.

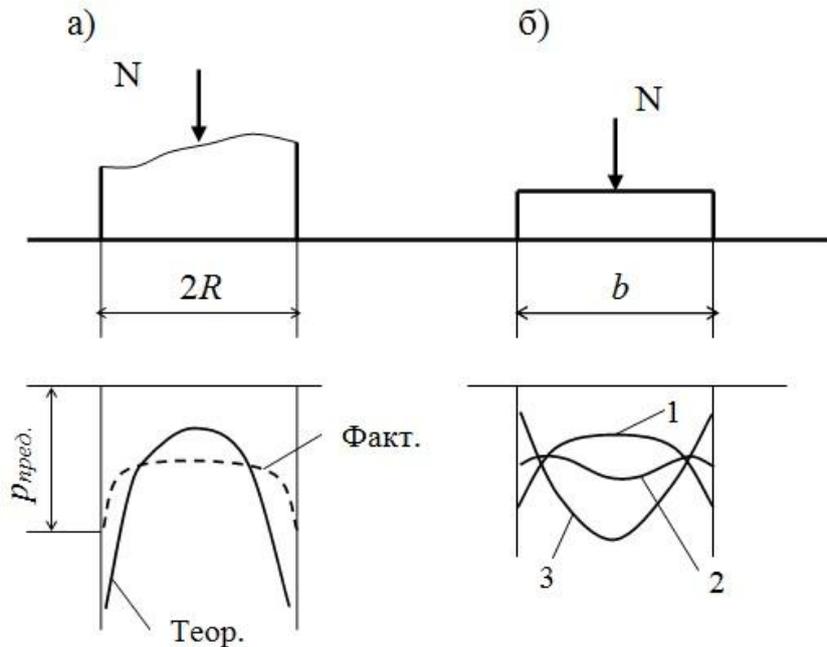


Рис. 3.20. Эпюры контактных напряжений:

а – под жестким круглым штампом; б – под плоским штампом различной гибкости:
 1 – $t = 0$ – абсолютно жесткий штамп; 2 – $t = 1$ – штамп конечной жесткости;
 3 – $t = 5$ – штамп конечной жесткости (ближе к гибкому).

Вопросы для контроля знаний

1. Какая теория применяется в механике грунтов для определения напряжений в грунтах?
2. Какова постановка задачи Буссинеска о действии сосредоточенной силы?
3. Какие значения напряжений σ_R и σ_z получены в задаче Буссинеска?
4. Как распределяются в полупространстве напряжения σ_z от действия вертикальной сосредоточенной силы?
5. Как определяется напряжение в осевой точке от действия нагрузки, распределенной по прямоугольной площади?
6. Как определяется напряжение в угловой точке от действия нагрузки, распределенной по прямоугольной площади?
7. Каким методом определяются напряжения от распределенной нагрузки в произвольных точках?
8. Как определяются напряжения σ_z , σ_y и τ_{yz} от действия равномерно распределенной полосовой нагрузки?
9. Как называются и выглядят линии равных вертикальных напряжений σ_z ?
10. Как определяются главные напряжения σ_1 и σ_2 от действия равномерно распределенной полосовой нагрузки?
11. Как влияет неоднородность напластований на распределение напряжений?
12. Как определяются напряжения от действия собственного веса грунта?

13. Как отражается на эпюре напряжений от действия собственного веса грунта наличие нескольких неоднородных слоев грунта, а также подземных вод, проходящих в одном из слоев?
14. Что такое контактные напряжения?
15. От чего зависит характер распределения контактных напряжений?
16. Как различаются по жесткости сооружения, передающие нагрузку на грунт?
17. Что представляет собой модель местных упругих деформаций?
18. Какова область применения модели местных упругих деформаций?
19. Что представляет собой модель упругого полупространства (общих упругих деформаций)?
20. Какова область применения модели общих упругих деформаций?
21. Как зависят осадки природных грунтов от размеров площади загрузки?
22. Как выглядят и чем отличаются эпюры контактных напряжений для гибких и жестких штампов?

ГЛАВА 4 ДЕФОРМАЦИИ ГРУНТОВ И РАСЧЕТ ОСАДОК ОСНОВАНИЙ СООРУЖЕНИЙ

4.1. Виды и природа деформаций грунтов

Под действием приложенных нагрузок в грунте возникают деформации, приводящие к перемещению (осадке) поверхности грунта и возведенных на нем сооружений.

Так как грунт состоит из твердых частиц и пор, заполненных водой и воздухом, его деформации связаны с деформативностью указанных фаз. Виды деформаций грунтов и физические причины, их вызывающие, систематизированы и представлены в табл. 4.1.

При строительстве зданий и сооружений деформации грунтов оснований могут быть вызваны комплексом воздействий и на разных стадиях строительства могут быть различными.

Первая стадия строительства заключается в откопке котлована. При этом происходит разгрузка грунта ниже поверхности дна котлована на величину давления от собственного веса грунта и в соответствии с этим подъем дна котлована. Величина подъема неравномерна по ширине котлована: наибольший подъем происходит в среднем сечении, наименьший – вблизи откоса. Обозначим величину подъема через r .

Стадию возведения сооружения можно разделить на два этапа: первый – когда нагрузка от строящегося сооружения достигнет веса извлеченного грунта, второй – когда нагрузка возрастет выше этой величины.

На первом этапе увеличение нагрузки вызывает осадку s_1 от положения дна котлована, величина которой не равна величине подъема дна котлована r . Воз-

растание нагрузки на втором этапе приведет к дальнейшему увеличению осадки s_2 уже от нового положения дна котлована.

Таблица 4.1

Физические причины деформаций грунта

Виды деформаций	Физические причины деформаций
I. Упругие деформации	
- Изменение объема	Действие молекулярных сил упругости твердых частиц, тонких пленок воды и замкнутых пузырьков воздуха
- Искажение формы	Действие молекулярных сил упругости, развивающихся при искажении структурной решетки грунта
II. Остаточные деформации	
- Уплотнения	Уменьшение пористости (компрессионные свойства) грунта
- Пластические	Развитие местных сдвигов в областях предельного равновесия
- Просадки	Нарушение природной структуры грунта при изменении условий его существования (замачивание лессовых грунтов, оттаивание мерзлых грунтов)
- Набухания	Проявление расклинивающего эффекта в результате действия электромолекулярных сил

После завершения строительства в процессе эксплуатации сооружения возможны дополнительные воздействия (надстройка сооружения, изменение состояния грунтов основания, строительство новых сооружений вблизи построенного и т.п.), которые приводят к дополнительным деформациям основания сооружения s_3 .

Таким образом, полная деформация сооружения, отсчитываемая от проектного уровня подошвы фундамента, составит

$$s = -r + s_1 + s_2 + s_3. \quad (4.1)$$

Кроме рассмотренных факторов, на развитие деформаций оснований оказывают влияние и другие: пространственная жесткость сооружения, неоднородность напластования грунтов, скорость приложения нагрузки и т.п. Все эти факторы приводят к значительному усложнению оценки возможных деформаций основания сооружения. Поэтому в инженерной практике используются методы, основанные на ряде упрощающих предпосылок: рассматриваются общие осадки оснований без разделения их на упругие и остаточные; связь между напряжениями и деформациями принимается линейной, а грунт – изотропным. Это позволяет использовать решения теории линейно деформируемых сред для расчета деформаций грунтов и осадок сооружений.

4.2. Определение осадки поверхности слоя грунта от действия сплошной нагрузки (одномерная задача уплотнения)

Пусть к поверхности слоя грунта толщиной h (рис. 4.1, а), лежащего на несжимаемом основании (скальной породе), приложена сплошная нагрузка интенсивностью p , распространяющаяся в стороны на очень большое расстояние.

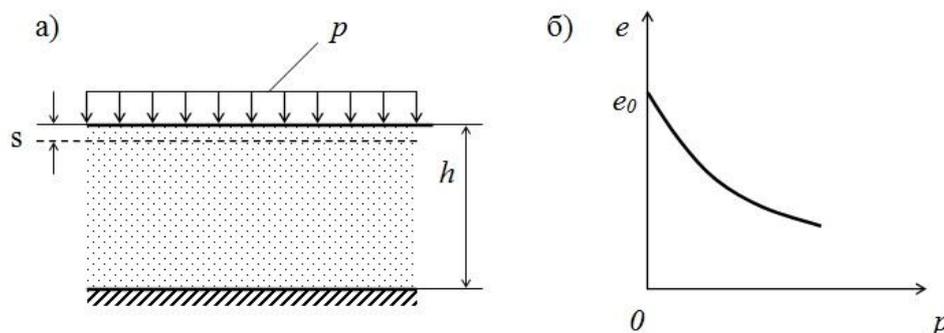


Рис. 4.1. Схема к расчету осадки поверхности слоя грунта при сплошной нагрузке:

а – расчетная схема задачи об осадке слоя; б – компрессионная кривая

При такой нагрузке вертикальные напряжения в грунте постоянны по глубине, а горизонтальные напряжения могут быть определены через коэффициент бокового давления покоя ξ , так как отсутствует боковое расширение грунта:

$$\sigma_x = \sigma_y = \xi \sigma_z = \xi p. \quad (4.2)$$

Рассматриваемая задача соответствует уплотнению грунта в компрессионном приборе (задача Терцаги – Герсеванова). Поэтому воспользуемся компрессионной кривой для определения деформации слоя (рис. 4.1, б). При определении коэффициента относительной сжимаемости грунта была получена зависимость (2.10). Из этого выражения можно найти значение осадки слоя грунта от действия сплошной нагрузки:

$$s = m_v \cdot h \cdot p. \quad (4.3)$$

Коэффициент относительной сжимаемости выразим через модуль деформации

$$m_v = \frac{\beta}{E} \quad (4.4)$$

и получим выражение для осадки в виде

$$s = \frac{h \cdot p}{E} \beta, \quad (4.5)$$

где $\beta = 1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu}$ – коэффициент, учитывающий отсутствие бокового расширения грунта при компрессионном уплотнении (2.13); ν – коэффициент Пуассона.

4.3. Методы расчета осадок оснований фундаментов

В настоящее время разработано значительное количество методов расчета осадок оснований фундаментов, основанных на использовании различных расчетных моделей. Все эти методы в той или иной мере отражают особенности деформирования грунтов под воздействием внешней нагрузки, но наряду с достоинствами, каждый метод обладает определенными ограничениями и имеет свою область применения. Рассмотрим наиболее известные методы расчета осадок оснований фундаментов.

4.3.1. Метод послойного суммирования

Сущность метода послойного суммирования заключается в том, что осадка основания под действием нагрузки от сооружения определяется как сумма осадок отдельных элементарных слоев грунта такой толщины, при которой каждый из них можно рассматривать как бесконечный слой, лежащий на несжимаемом основании, и для которых можно без большой погрешности принимать в расчетах средние значения действующих напряжений и средние значения коэффициентов. Для этого сжимаемая толща разбивается по глубине на элементарные слои толщиной не более $0,4 b$, где b – ширина фундамента. Определяются осадки отдельных слоев грунта, суммируя которые находят общую осадку основания сооружения в пределах сжимаемой толщи.

Метод основан на следующих *допущениях*:

- 1 – грунт в основании представляет собой сплошное, однородное, изотропное линейно деформируемое тело;
- 2 – осадка вызывается только действием вертикального напряжения σ_z , а остальные компоненты напряжений не учитываются;
- 3 – боковое расширение грунта в основании невозможно;
- 4 – напряжение σ_z определяется под центром подошвы фундамента;
- 5 – жесткость фундамента не учитывается;
- 6 – деформации рассматриваются только в пределах сжимаемой толщи;
- 7 – значение коэффициента β принимается 0,8 независимо от вида грунта.

Для расчета осадки каждого элементарного слоя используется формула (4.5).

Давление σ_z под центром подошвы фундамента определяется по формуле (3.18):

$$\sigma_z = \alpha \cdot p,$$

где α - коэффициент, принимаемый по табл. (3.4) или таблицам СНиП [8]; p – среднее давление под подошвой фундамента.

Расчетная схема метода послойного суммирования представлена на рис. 4.2.

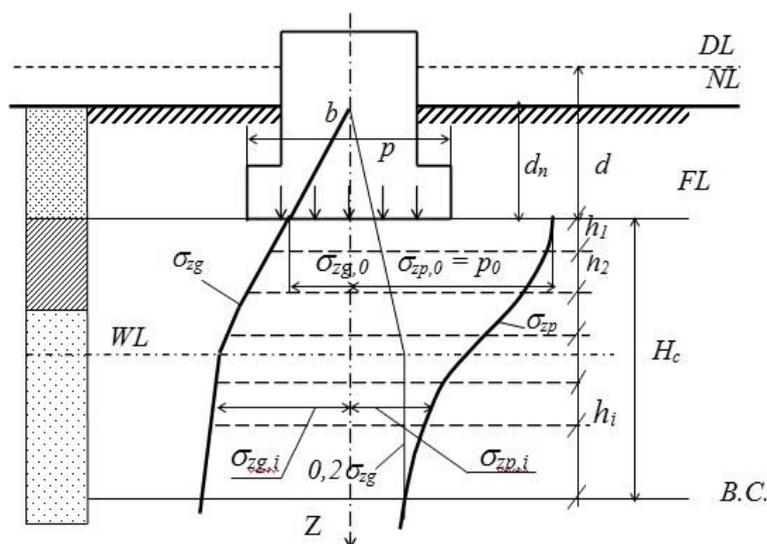


Рис. 4.2. Расчетная схема к определению осадки методом послойного суммирования:

DL – уровень планировки; NL – уровень природного рельефа;
 FL – уровень подошвы фундамента; WL – уровень подземных вод;
 H_c – глубина сжимаемой толщи

Расчет осадок методом послойного суммирования производится в следующей последовательности.

1. *Определяется дополнительное давление p_0 , превышающее природное:*

$$p_0 = p - \sigma_{zg,0}, \quad (4.6)$$

где p – среднее давление под подошвой фундамента от нагрузки сооружения, включая вес фундамента и грунта на его уступах; $\sigma_{zg,0}$ – природное давление на уровне подошвы фундамента.

Давление $\sigma_{zg,0}$ определяется по формуле

$$\sigma_{zg,0} = \gamma' \cdot d_n, \quad (4.7)$$

где γ' – удельный вес грунта выше подошвы фундамента; d_n – глубина заложения подошвы фундамента от уровня природного рельефа.

2. *Определяются напряжения σ_{zp} от внешней нагрузки на разных глубинах под центром подошвы фундамента, и строится эпюра σ_{zp} .*

Для построения эпюры разбиваем толщу грунта на элементарные слои толщиной $0,4 b$ (b – ширина фундамента) и рассчитываем напряжения σ_{zp} на подошве каждого слоя по формуле

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p_0.$$

Коэффициент α определяется по табл. (3.4) или таблицам СНиП [8] в зависимости от величин $\eta = \frac{l}{b}$ и $\xi = \frac{2z}{b}$ (где l – длинная сторона подошвы фундамента; b – короткая ее сторона; z – глубина расположения подошвы элементарного слоя). Значения напряжения σ_{zp} откладываются на эпюре справа от оси Z .

3. *Определяются напряжения σ_{zg} от собственного веса грунта, и строится эпюра природного давления на разных глубинах.*

Напряжение от собственного веса грунта (природное давление) определяется суммированием веса каждого слоя грунта:

$$\sigma_{zg} = \sigma_{zg,0} + \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i ,$$

(4.8)

где γ_i – удельный вес грунта i –го слоя; h_i – толщина i –го слоя; n – количество слоев.

Удельный вес грунтов, залегающих ниже уровня подземных вод, должен приниматься с учетом взвешивающего действия воды. Глинистые грунты с коэффициентом фильтрации менее 1×10^{-5} м/сут. и $I_L < 0,25$ считаются водоупором, и их удельный вес принимается без учета взвешивающего действия воды. Для определения σ_{zg} в этом слое и ниже его необходимо учитывать давление столба воды, расположенного выше этого слоя.

Эпюра напряжений σ_{zg} строится в том же масштабе, что и эпюра σ_{zp} , и ее значения откладываются слева от оси Z .

4. *Определяется глубина сжимаемой толщи H_c .*

Величина напряжений σ_{zp} с глубиной убывает, и в расчете ограничиваются толщай, ниже которой эти напряжения грунтов пренебрежимо малы. СНиП [8] рекомендует для обычных грунтов принимать сжимаемую толщ до глубины H_c , на которой напряжения σ_{zp} не превышают 20 % от природного давления, т.е. из условия

$$\sigma_{zp} \leq 0,2 \sigma_{zg} . \quad (4.9)$$

При залегании сильносжимаемых грунтов с модулем деформации $E \leq 5$ МПа ниже глубины, соответствующей условию (4.9), сжимаемая толщ увеличивается и определяется из условия

$$\sigma_{zp} \leq 0,1 \sigma_{zg} . \quad (4.10)$$

Для определения H_c графическим способом со стороны эпюры σ_{zp} строится вспомогательная эпюра $0,2 \sigma_{zg}$, и точка пересечения этих эпюр показывает положение границы сжимаемой толщ.

5. *Определяется осадка основания фундамента.*

Осадка основания фундамента определяется как сумма осадок поверхностей отдельных элементарных слоев в пределах глубины сжимаемой толщ H_c по формуле

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{h_i \sigma_{zp,i}}{E_i} , \quad (4.11)$$

где n – число слоев грунта в пределах сжимаемой толщ; h_i – толщина i - го слоя грунта; E_i – модуль деформации i -го слоя; $\sigma_{zp,i}$ – напряжение в середине i - го слоя; β – коэффициент, принимаемый равным 0,8 независимо от вида грунта.

Пример 4.1

Определить осадку ленточного фундамента шириной 1,2 м. Глубина заложения – 2 м от поверхности природного рельефа. Среднее давление по подошве фундамента $p = 288$ кПа. Основание сложено глинами тугопластичными толщиной 3,2 м с характеристиками: $\gamma_{II} = 18,4$ кН/м³, $E = 15$ МПа. Глины подстилаются песками средней крупности, средней плотности, малой степени водонасыщения, с характеристиками: $\gamma_{II} = 18,8$ кН/м³, $E = 30$ МПа. Подземные воды на участке строительства до глубины 10 м не встречены. С поверхности залегают растительные грунты с $\gamma_{II} = 16,1$ кН/м³, толщина слоя – 1,2 м (рис. 4.3).

Вертикальное напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента:

$$\sigma_{zg,0} = \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 = 1,2 \cdot 16,1 + 0,8 \cdot 18,4 = 34 \text{ кПа.}$$

Дополнительное давление на основание под подошвой фундамента:

$$p_0 = p - \sigma_{zg,0} = 288 - 34 = 254 \text{ кПа.}$$

Дальнейшие расчеты проведем в табличной форме (табл. 4.2). Значения α принимаем по табл. 3.4.

Нижнюю границу сжимаемой толщи определяем из условия $\sigma_{zp} \leq 0,2\sigma_{zg}$, которое удовлетворяется на глубине $H_c = 6,24$ м от подошвы фундамента.

Осадка фундамента составляет: $s = 2,46$ см.

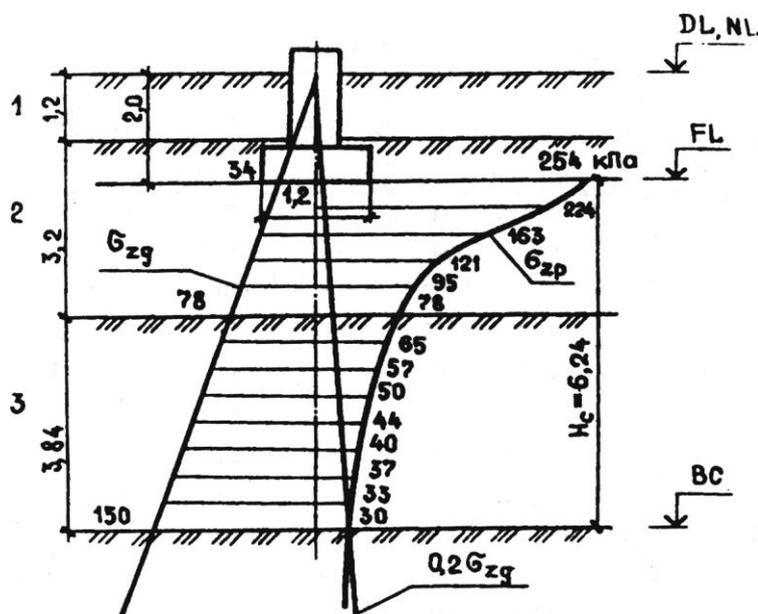


Рис. 4.3. Расчетная схема определения осадок методом послойного суммирования (к примеру 4.1):

1 – почвенно-растительный грунт; 2 – глина тугопластичная; 3 – песок средней крупности, средней плотности, малой степени водонасыщения

Расчетные данные к примеру 4.1

z_i , м	$\xi =$ $2z_i/b$	α	σ_{zg} , кПа	$0,2\sigma_{zg}$, кПа	σ_{zp} , кПа	σ_{zpi} , кПа	h_i , м	E_i , кПа	s , см
0,0	0,0	1,00	34,0	7,0	254,0				
0,48	0,8	0,881	42,83	8,56	223,8	238,9	0,48	15000	0,61
0,96	1,6	0,642	51,66	10,33	163,1	193,5	0,48		0,50
1,44	2,4	0,477	60,49	12,1	121,2	142,1	0,48		0,36
1,92	3,2	0,374	69,32	13,86	95,4	108,3	0,48		0,28
2,40	4,0	0,306	78,15	15,63	77,7	86,6	0,48		0,22
2,88	4,8	0,258	87,17	17,43	65,5	71,6	0,48		0,091
3,36	5,6	0,223	96,19	19,24	56,6	61,1	0,48	0,078	
3,84	6,4	0,196	105,2	21,04	49,8	53,2	0,48	30000	0,068
4,32	7,2	0,175	114,2	22,84	44,4	47,1	0,48		0,060
4,80	8,0	0,158	132,2	26,44	40,1	42,2	0,48		0,054
5,28	8,8	0,144	141,2	28,24	36,6	38,7	0,48		0,049
5,76	9,6	0,132	150,2	30,0	33,5	35,0	0,48		0,043
6,24	10,4	0,121	159,3	31,86	30,7	32,1	0,48		0,041
Нижняя граница сжимаемой толщи									
6,72	11,2	0,112	168,3	33,66					
$s = \sum s_i = 2,46$ см									

4.3.2. Метод линейно деформируемого слоя

Метод линейно деформируемого слоя разработан К.Е. Егоровым (1958 г.). Им решена задача о деформации упругого слоя, лежащего на несжимаемом основании, под действием всех местных нагрузок.

Метод основан на следующих **допущениях**:

- 1 – грунт рассматриваемого слоя представляет собой линейно деформируемое тело;
- 2 – деформации в слое грунта развиваются под действием всех компонентов напряжений;
- 3 – осадка фундамента равна средней осадке поверхности слоя грунта, развивающейся под действием местной равномерно распределенной нагрузки;
- 4 – фундамент не обладает жесткостью;
- 5 – распределение напряжений в слое грунта принимается как в однородном полупространстве, а жесткость подстилающего слоя учитывается поправочным коэффициентом k_c .

В соответствии со СНиП 2.02.01 – 83* [8] метод применяется в следующих случаях:

- в пределах сжимаемой толщи расположен слой грунта с модулем деформации $E > 100$ МПа;
- фундамент имеет ширину подошвы более 10 м.

Актуализированная редакция СНиП 2.02.01 – 83* [9] рекомендует применять метод линейно деформируемого слоя для предварительных расчетов деформаций основания фундаментов при соблюдении следующих условий:

- ширина фундамента $b \geq 10$ м;
- среднее давление под подошвой фундамента p изменяется в пределах от 150 до 500 кПа;
- глубина заложения фундамента от уровня планировки $d \leq 5$ м;
- в основании фундамента залегают грунты с модулем деформации $E \geq 10$ МПа.

С учетом принятых допущений К.Е. Егоровым получена формула для определения осадки поверхности однородного слоя:

$$s = k \cdot b(1 - \nu^2) p \frac{k_c}{E}, \quad (4.12)$$

где k – коэффициент, зависящий от формы подошвы фундамента и отношения толщины слоя грунта H к ширине подошвы b ; ν – коэффициент Пуассона; p – среднее давление под подошвой фундамента; k_c – коэффициент, учитывающий концентрацию напряжений при наличии жесткого подстилающего слоя; E – модуль деформации грунта.

Значение коэффициента k_c зависит от коэффициента $\zeta' = 2H/b$ (табл. 4.3).

Таблица 4.3

Значения коэффициента k_c (по СНиП [8])

$\zeta' = 2H/b$	k_c	$\zeta' = 2H/b$	k_c
0 ... 0,5	1,5	2,0 ... 3,0	1,2
0,5 ... 1,0	1,4	3,0 ... 5,0	1,1
1,0 ... 2,0	1,3	> 5,0	1,0

Для слоистого залегания грунтов в [8, 9] формула (4.12) приведена к виду

$$s = bp \frac{k_c}{k_m} \sum_{i=1}^n \frac{k_i - k_{i-1}}{E_i}, \quad (4.13)$$

где p – среднее давление под подошвой фундамента без вычитания природного давления; b – ширина подошвы фундамента; k_c – коэффициент, зависящий от ζ' ; k_m – эмпирический коэффициент, учитывающий меньшую деформативность грунта при больших значениях модуля деформации E (если $E < 10$ МПа, то $k_m = 1$; если $E \geq 10$ МПа: при $b < 10$ м $k_m = 1$, при $10 \text{ м} \leq b \leq 15 \text{ м}$ $k_m = 1,35$ и при $b > 15 \text{ м}$ $k_m = 1,5$); n – количество слоев в пределах толщи H , различающихся по сжимаемости; k_i и k_{i-1} – коэффициенты, определяемые по табл. 4.4 соответственно для i -го и $(i-1)$ -го слоев грунта в зависимости от $\zeta = 2z/b$ (рис. 4.4).

Значения коэффициента k (по СНиП [8])

$\xi = 2z/b$	Соотношение сторон фундамента $\eta = l/b$					
	1.0	1.4	2.4	3.2	5.0	≥ 10.0
0.0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0.8	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,208
1.6	0,380	0,394	0,397	0,397	0,397	0,412
2.4	0,499	0,538	0,556	0,567	0,567	0,605
3.2	0,577	0,637	0,696	0,707	0,709	0,763
4.0	0,630	0,708	0,796	0,820	0,830	0,892
4.8	0,668	0,759	0,873	0,908	0,932	1,001
6.0	0,708	0,814	0,958	1,011	1,056	1,138
8.0	0,751	0,872	1,051	1,128	1,205	1,316
10.0	0,777	0,908	1,110	1,205	1,309	1,456
12.0	0,794	0,933	1,151	1,257	1,384	1,550

Толщину сжимаемого слоя в случае залегания в пределах сжимаемой толщи малосжимаемого грунта принимают до кровли этого грунта.

В случае использования метода при большой ширине фундаментов мощность сжимаемого слоя, в пределах которого следует учитывать деформации грунта, определяют по формуле

$$H = (H_0 + \psi \cdot b)k_p, \quad (4.14)$$

где b – ширина подошвы фундамента; k_p – коэффициент, принимаемый из следующих условий: при давлении по подошве фундамента $p = 100$ кПа – $k_p = 0,8$; при $p = 500$ кПа – $k_p = 1,2$; при промежуточных значениях p – по интерполяции; значения H_0 и ψ принимаются в зависимости от вида грунта: в песчаном грунте $H_0 = 6$ м, $\psi = 0,1$; в глинистом грунте $H_0 = 9$ м, $\psi = 0,15$.

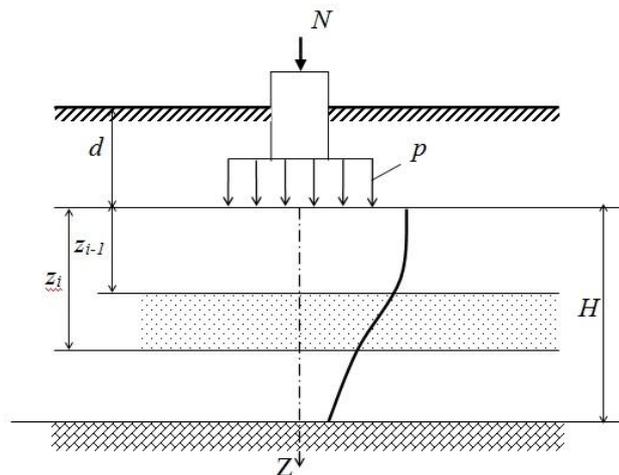


Рис. 4.4. Расчетная схема к определению осадки методом линейно деформируемого слоя

Пример 4.2

Определить осадку ленточного фундамента. Ширина фундамента 0,6 м, давление под подошвой составляет $p = 218$ кПа. Под подошвой фундамента залегает суглинок полутвердый, подстилаемый глинистыми сланцами. Толщина слоя суглинка составляет 2 м, модуль деформации $E = 20$ МПа. Так как в пределах сжимаемой толщи находится полускальный грунт, расчет осадок фундаментов ведем методом линейно деформируемого слоя.

При относительной толщине деформируемого слоя $2H/b = 2 \cdot 2 / 0,6 = 6,7$ коэффициент $k_c = 1$. При $E = 20$ МПа и $b < 10$ м коэффициент $k_m = 1$.

Осадку фундамента определим по формуле (4.13). Значения коэффициентов k_i и k_{i-1} примем по табл. 4.4. При $z = 0$ коэффициент $k = 0$; при $z = 2$ м коэффициент $k = 1,215$. Подставив эти значения в формулу (4.13), получим

$$s = 0,6 \cdot 218 \cdot \frac{1}{1} \cdot \frac{1,215 - 0}{20000} = 0,795 \cdot 10^{-2} \text{ м.}$$

Осадка фундамента составляет $s = 0,795$ см .

4.3.3. Метод эквивалентного слоя

При большей площади загрузки глубина распределения давлений и объем грунта, подвергающийся деформации, будут больше. Следовательно, и осадки будут больше. Таким образом, необходимо определить точную толщину слоя $h_{\text{экв}}$, которая отвечала бы осадке фундамента, имеющего заданные размеры.

Метод эквивалентного слоя разработан Н.А. Цытовичем (1934 г.) [11]. Метод дает возможность для многослойных оснований существенно упростить технику расчета конечных осадок и их развития во времени. Метод приводит сложную пространственную задачу к эквивалентной одномерной. Занимает промежуточное положение между строгими аналитическими решениями и методом послойного суммирования.

Метод имеет точное решение при следующих *допущениях*:

- 1 - однородный грунт имеет бесконечное распространение в пределах полупространства;
- 2 - деформации в пределах полупространства пропорциональны напряжениям, то есть полупространство линейно деформируемое;
- 3 - деформации полупространства устанавливаются методами теории упругости.

Ограничения: площадь фундамента $F_{\text{фунд.}} \leq 50 \text{ м}^2$.

Эквивалентным слоем называется такой слой грунта, осадка которого при сплошной нагрузке в точности равна осадке фундамента на мощном массиве грунта (полупространстве).

Осадка определяется по формуле

$$s = m_v \cdot h_e \cdot p_0, \quad (4.15)$$

где m_v – коэффициент относительной сжимаемости грунта; h_3 – толщина эквивалентного слоя; p_0 – сплошная нагрузка на поверхности.

Толщина эквивалентного слоя определяется как

$$h_3 = A\omega b, \quad (4.16)$$

где b – ширина подошвы фундамента; ω – коэффициент, зависящий от формы и жесткости фундамента; A – коэффициент.

$$A = \frac{1 - \nu^2}{1 - 2\nu}. \quad (4.17)$$

Сочетание $A\omega$ называют коэффициентом эквивалентного слоя. Для него составлены таблицы в зависимости от вида грунта и соотношения сторон подошвы фундамента (табл. 4.5).

Таблица 4.5

Значения коэффициента эквивалентного слоя $A\omega_0$ для жестких фундаментов

$\eta = \frac{l}{b}$	Гравий и галька	Пески		Суглинки пластичные		Глины сильно-пластичные
	Глины и суглинки твердые		Супеси		Глины пластичные	
	При значении ν					
	0,1	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4
1,0	0,89	0,94	0,99	1,08	1,24	1,58
1,5	1,09	1,15	1,21	1,32	1,52	1,94
2,0	1,23	1,30	1,37	1,49	1,72	2,20
3,0	1,46	1,54	1,62	1,76	2,01	2,59
4,0	1,63	1,72	1,81	1,97	2,26	2,90
5,0	1,74	1,84	1,94	2,11	2,42	3,10
>10	2,15	2,26	2,38	2,60	2,98	3,82

Таким образом, *толщина эквивалентного слоя зависит от бокового расширения грунта, от формы и жесткости фундамента и ширины подошвы b .*

Между коэффициентом эквивалентного слоя для центра прямоугольной нагрузки ($A\omega_0$) и ее угловой точки ($A\omega_c$) существует соотношение

$$A\omega_c = 0,5 A\omega_0. \quad (4.18)$$

На этом основан метод угловых точек, который используется для определения осадок гибких фундаментов или для учета влияния осадки соседних фундаментов.

Определение глубины активной зоны сжатия

В случае неоднородного слоистого основания и для расчета осадок во времени криволинейная эпюра дополнительных напряжений по оси фундамента заменяется эквивалентной по площади треугольной эпюрой, что значительно упрощает расчеты. Основание эпюры равно давлению под подошвой фунда-

мента, а высота определяется из условия неизменности конечной стабилизированной осадки по строгому решению теории линейно деформируемых тел.

Высота эквивалентной треугольной эпюры равна

$$H = 2h_3. \quad (4.19)$$

Эта величина представляет собой мощность **активной зоны сжатия**, в пределах которой практически деформируется грунт под действием уплотняющих давлений.

Так как толщина эквивалентного слоя зависит от бокового расширения грунта ν , а он выше у слабых грунтов, чем у плотных, то глубина активной зоны сжатия для *слабых грунтов будет больше, чем для плотных и твердых*.

Для *грунтов, обладающих структурной прочностью*, активная зона сжатия будет *меньше* и будет соответствовать глубине, где сжимающие напряжения больше структурной прочности грунта ($\sigma_{zp} > p_{cmp}$).

Если в грунте фильтрация воды начинается при градиентах $i > i_0$, то в таком грунте активная зона сжатия будет *меньше*.

Если в пределах $H = 2h_3$ залегает несжимаемый грунт, расчетную толщину эквивалентного слоя вычисляют с учетом фактической глубины залегания несжимаемого грунта h_{ck} и коэффициента ω_{mh} , определяемого по таблицам в зависимости от отношений h_{ck}/b и l/b .

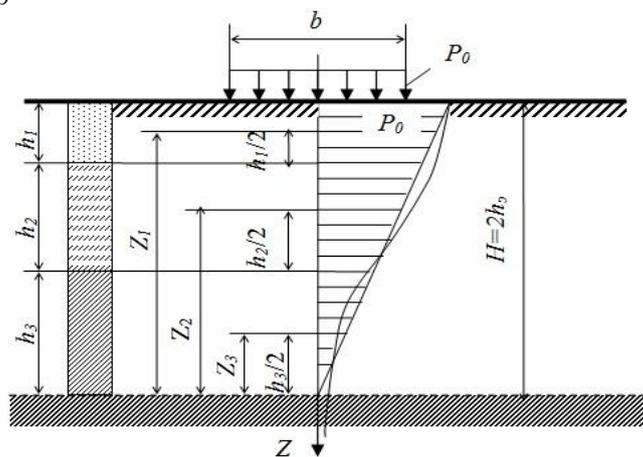
Расчет осадок для слоистого основания

При неоднородном напластовании грунтов определяют средневзвешенные характеристики деформируемости грунтов в пределах эквивалентного слоя.

Напряжения в середине каждого слоя определяются по формуле

$$\sigma_{zi} = \frac{P_0 z_i}{2h_3}, \quad (4.20)$$

где p_0 – давление под подошвой фундамента; z_i – расстояние от середины слоя до глубины $2h_3$.



Считается, что здесь грунт не сжимается

Рис. 4.5. Расчетная схема к определению осадки методом эквивалентного слоя

Значение средневзвешенного коэффициента относительной сжимаемости слоистого напластования:

$$m_{вср} = \sum_{i=1}^n \frac{h_i m_{vi} z_i}{2h_{э}^2}, \quad (4.21)$$

где m_{vi} - коэффициент относительной сжимаемости грунта каждого слоя.

Осадка многослойного основания определяется по формуле

$$s = m_{вср} \cdot h_{э} \cdot p_0. \quad (4.22)$$

Величина $H_c = 2h_{э}$ представляет собой мощность сжимаемой толщи или, иначе, активную зону сжатия.

Пример 4.3

Определить осадку массивного фундамента с площадью подошвы 2х6 м. Давление под подошвой фундамента составляет 250 кПа. Грунт основания - су-песь пластичная с модулем деформации $E = 18$ МПа и коэффициентом Пуассона $\nu = 0,3$.

Осадка определяется по формуле

$$s = m_v \cdot h_{э} \cdot p_0,$$

где m_v - коэффициент относительной сжимаемости грунта; $h_{э}$ - толщина эквивалентного слоя; p_0 - давление под подошвой фундамента.

Толщина эквивалентного слоя определяется как

$$h_{э} = A \omega b,$$

где b - ширина подошвы фундамента; ω - коэффициент, зависящий от формы и жесткости фундамента; A - коэффициент, зависящий от ν .

Определим коэффициент относительной сжимаемости грунта:

$$m_v = \frac{\beta}{E} = \frac{0,74}{18} = 0,04 \text{ МПа}^{-1}.$$

Здесь $\beta = 0,74$ определен по формуле

$$\beta = 1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu} = 1 - \frac{2 \cdot 0,3^2}{1-0,3} = 0,74.$$

Соотношение сторон подошвы фундамента равно $\alpha = 6/2 = 3$.

Определим коэффициент эквивалентного слоя по табл. 4.5. При $\alpha = 3$ и $\mu_0 = \nu = 0,3$ $A\omega_m = 1,89$. Тогда толщина эквивалентного слоя равна

$$h_{э} = 1,89 \cdot 2 = 3,78 \text{ м}.$$

Осадка фундамента составит

$$s = 0,04 \cdot 10^{-3} \cdot 3,78 \cdot 250 = 37,8 \cdot 10^{-3} \text{ м} = 3,78 \text{ см}.$$

4.3.4. Расчет осадок основания с учетом веса грунта, вынутого из котлована

Актуализированная редакция СНиП 2.02.01 – 83* [9] рекомендует определять осадку оснований с использованием расчетной схемы в виде линейно де-

формируемого полупространства методом послойного суммирования с учетом веса грунта, вынутаго из котлована.

Осадка определяется по формуле

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{zy,i})h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zy,i}h_i}{E_{e,i}}, \quad (4.23)$$

где β – безразмерный коэффициент, принимаемый равным 0,8 независимо от вида грунта; $\sigma_{zp,i}$ – вертикальное нормальное напряжение от внешней нагрузки в середине i -го слоя; h_i – толщина i -го слоя грунта, принимаемая не более 0,4 ширины фундамента; E_i – модуль деформации i -го слоя грунта, принимаемый по ветви первичного нагружения; $\sigma_{zy,i}$ – среднее значение вертикального напряжения в i -м слое грунта от собственного веса выбранного при отрывке котлована грунта; $E_{e,i}$ – модуль деформации i -го слоя грунта, принимаемый по ветви вторичного нагружения; n – число слоев, на которые разбита сжимаемая толща основания.

При отсутствии опытных определений модуля деформации $E_{e,i}$ можно принять $E_{e,i} = 5E_i$.

При расчете осадки фундаментов, возводимых в котлованах глубиной менее 5 м, допускается в формуле (4.23) не учитывать второе слагаемое.

Схема распределения вертикальных напряжений по глубине основания представлена на рис. 4.6.

Вертикальные напряжения от внешней нагрузки σ_{zp} зависят от размеров, формы и глубины заложения фундамента, распределения давления на грунт по его подошве и свойств грунтов основания. Для прямоугольных, круглых и ленточных фундаментов значение σ_{zp} по вертикали, проходящей через центр подошвы, определяется по формуле

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p, \quad (4.24)$$

где α – коэффициент, принимаемый по табл. 3.4 или таблицам СНиП [8, 9]; p – среднее давление под подошвой фундамента.

Вертикальное напряжение от собственного веса выбранного при отрывке котлована грунта σ_{zy} на глубине z от подошвы прямоугольных, круглых и ленточных фундаментов определяется по формуле

$$\sigma_{zy} = \alpha \cdot \sigma_{zg,0}, \quad (4.25)$$

где α – то же, что и в формуле (4.24); $\sigma_{zg,0}$ – вертикальное напряжение от собственного веса грунта на отметке подошвы фундамента (при планировке срезкой $\sigma_{zg,0} = \gamma' d$, при отсутствии планировки и планировке подсыпкой $\sigma_{zg,0} = \gamma' d_n$, где γ' – удельный вес грунта, расположенного выше подошвы; d и d_n – глубина заложения подошвы фундамента соответственно от уровня планировки и уровня природного рельефа).

При этом в расчете σ_{zy} используются размеры в плане не фундамента, а котлована.

$$H_{min} = (4 + 0,1b) \text{ при } 10 < b \leq 60 \text{ м};$$

$$H_{min} = 10 \text{ м при } b > 60 \text{ м}.$$

Здесь b – ширина подошвы фундамента.

Если среднее давление под подошвой фундамента $p \leq \sigma_{zg,0}$, осадку основания фундамента можно определить по формуле

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} h_i}{E_{e,i}}, \quad (4.26)$$

где β , $\sigma_{zp,i}$, h_i , $E_{e,i}$ и n – то же, что и в формуле (4.23). Глубину сжимаемой толщи при расчете можно принять равной минимальному значению H_{min} .

Пример 4.4

Определим осадку фундамента по методу [9]. Плитный фундамент имеет ширину подошвы $b = 8$ м, длину $l = 40$ м, глубину заложения $d = d_n = 6$ м, давление под подошвой $p = 200$ кПа. Размер котлована под фундамент - $B \times L = 10 \times 42$ м (рис. 4.7).

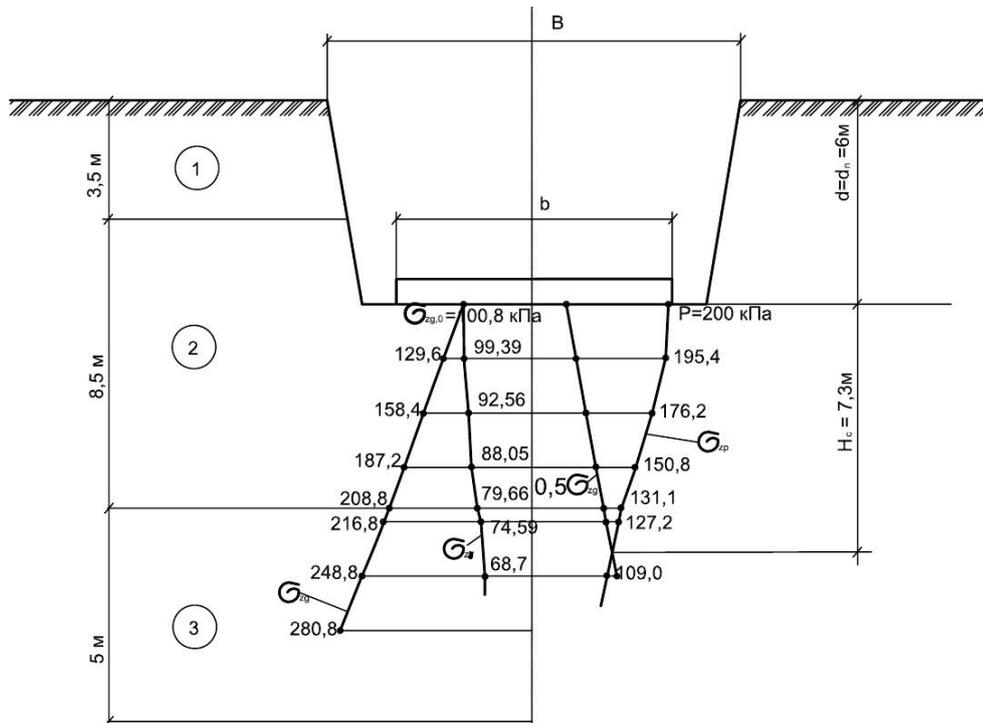


Рис. 4.7. Расчетная схема к примеру 4.4:

1 – насыпной грунт; 2 – песок средней крупности, средней плотности, малой степени водонасыщения; 3 – суглинок тугопластичный

С поверхности залегает насыпной грунт с $\gamma_{II} = 16$ кН/м³, толщина слоя – 3,5 м. Основание сложено песком средней крупности, средней плотности, малой степени водонасыщения, с характеристиками: $\gamma_{II} = 18$ кН/м³, $E = 30$ МПа. Толщина слоя песка - 8,5 м. Ниже залегает суглинок тугопластичный с харак-

теристиками: $\gamma_{II} = 20 \text{ кН/м}^3$, $E = 12 \text{ МПа}$. Подземные воды на участке строительства до глубины 10 м не встречены.

Вертикальные напряжения от действия внешней нагрузки на глубине z от подошвы фундамента по вертикали, проходящей через центр подошвы, определяем по формуле

$$\sigma_{zp} = \alpha p.$$

Вертикальные напряжения от собственного веса выбранного при отрывке котлована грунта на глубине z от подошвы фундамента, определяем по формуле

$$\sigma_{zy} = \alpha \sigma_{zg,0}.$$

Вертикальное напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента равно

$$\sigma_{zg,0} = \gamma' d_n.$$

Определим средневзвешенное значение удельного веса грунта выше подошвы фундамента:

$$\gamma' = (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2) / (h_1 + h_2) = (3,5 \cdot 16 + 2,5 \cdot 18) / 6 = 16,8 \text{ кН/м}^3.$$

Напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента равно

$$\sigma_{zg,0} = \gamma' d_n = 16,8 \cdot 6 = 100,8 \text{ кПа}.$$

Дальнейшие расчеты проведем в табличной форме (табл. 4.6). Значения коэффициента α_1 для вычисления σ_{zp} принимаем по табл. 3.4 как для прямоугольного фундамента с соотношением сторон $\eta = l/b = 40/8 = 5$, а значения α_2 для вычисления σ_{zy} – как для прямоугольного фундамента с соотношением сторон $\eta = L/B = 42/10 = 4,2$.

Грунтовую толщу разобьем на элементарные слои толщиной $h_i = 0,2b = 0,2 \cdot 8 = 1,6 \text{ м}$.

Нижнюю границу сжимаемой толщи найдем из условия $\sigma_{zp} \leq 0,5 \sigma_{zg}$, так как среди слоев грунта, залегающих ниже подошвы фундамента, нет грунтов с модулем деформации $E > 100 \text{ МПа}$ или $E < 7 \text{ МПа}$. Условие удовлетворяется на глубине $H_c = 7,3 \text{ м}$ от подошвы фундамента, что больше $H_{min} = b/2 = 4 \text{ м}$.

Осадку определим по формуле

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

где $\beta = 0,8$ – безразмерный коэффициент; $\sigma_{zp,i}$ – вертикальное нормальное напряжение от внешней нагрузки в середине i -го слоя; h_i – толщина i -го слоя грунта; E_i – модуль деформации i -го слоя грунта по ветви первичного нагружения; $\sigma_{zy,i}$ – среднее значение вертикального напряжения в i -м слое грунта от собственного веса выбранного при отрывке котлована грунта; $E_{e,i}$ – модуль деформации i -го слоя грунта, принимаемый по ветви вторичного нагружения; n – число слоев, на которые разбита сжимаемая толща основания.

При отсутствии опытных определений модуля деформации $E_{e,i}$ примем для песка $E_{e,1} = 5E_1 = 5 \cdot 30 = 150$ МПа, для суглинка $E_{e,1} = 5E_1 = 5 \cdot 12 = 60$ МПа.

При расчете в табличной форме удобно представить осадку, определяемую по формуле (4.23), как сумму двух значений, полученных от каждого из слагаемых, входящих в формулу

$$s = \sum s_{pi} + \sum s_{\gamma i}$$

где

$$\sum s_{pi} = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{zy,i}) h_i}{E_i},$$

$$\sum s_{\gamma i} = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zy,i} h_i}{E_{ei}}.$$

Здесь s – осадка фундамента; $\sum s_{pi}$ – сумма осадок элементарных слоев от действия нагрузки от фундамента; $\sum s_{\gamma i}$ – сумма осадок элементарных слоев от собственного веса грунта, выбранного при отрывке котлована.

Таблица 4.6

Расчетные данные к примеру 4.4

z_i м	$\xi_1 =$ $2z_i/b$	α_1	σ_{zg} , кПа	$0,5\sigma_{zg}$ кПа	σ_{zp} , кПа	$\xi_2 =$ $2z_i/B$	α_2	σ_{zy} , кПа	σ_{zyi} , кПа
0,0	0,0	1,00	100,8	50,4	200,0	0,0	1,00	100,8	
1,6	0,4	0,977	129,6	64,8	195,4	0,32	0,9860	99,39	100,1
3,2	0,8	0,881	158,4	79,2	176,2	0,64	0,9183	92,56	95,975
4,8	1,2	0,754	187,2	93,6	150,8	0,96	0,8288	83,54	88,05
6,0	1,5	0,666	208,8	104,4	133,1	1,2	0,7518	75,78	79,66
6,4	1,6	0,636	216,8	108,6	127,2	1,28	0,7283	73,41	74,595
8,0	2,0	0,545	248,8	124,4	109,0	1,6	0,6346	63,97	68,69
Нижняя граница сжимаемой толщи									

Продолжение таблицы 4.6

E_{ei} МПа	h_i м	$s_{\gamma i}$ см	$\sigma_{zp} - \sigma_{zy}$, кПа	$(\sigma_{zp} - \sigma_{zy})_i$ кПа	E_i МПа	s_{pi} , см
			99,2			
150	1,6	0,085	96,01	97,6	30	0,416
150	1,6	0,082	83,64	89,82	30	0,383
150	1,6	0,075	67,26	75,45	30	0,322
150	1,2	0,051	57,32	62,29	30	0,199
60	0,4	0,040	53,75	55,53	12	0,462
60	1,6	0,146	45,03	49,39	12	0,527
Нижняя граница сжимаемой толщи						
		$\sum = 0,475$				$\sum = 2,309$
$s = \sum s_{\gamma i} + \sum s_{pi} = 2,784$ см						

Осадка фундамента составляет: $s = 2,784$ см .

4.3.5. Расчет осадок основания во времени

Осадки зданий и сооружений могут развиваться в течение достаточно длительного времени. Если в песчаных грунтах осадки, обычно, заканчиваются за время строительства, то на слабых водонасыщенных грунтах, как правило, величина полной осадки достигается в разное время (от нескольких лет до десятков и даже сотен лет). Длительность протекания осадок во времени зависит от многих факторов: водопроницаемости и ползучести скелета грунта, деформируемости всех его компонентов (поровой воды, включений воздуха, паров и газов, органических веществ и др.).

В водонасыщенных глинистых грунтах возможны значительные осадки (до сотен сантиметров), которые весьма медленно затухают, что создает большие затруднения для строителей. Поэтому расчет и прогноз скорости протекания осадок грунтов снования во времени представляют для механики грунтов большой интерес.

Решение поставленной задачи возможно с помощью теории фильтрационной консолидации. Согласно этой теории величину осадки фундамента на слабых водонасыщенных грунтах в любой промежуток времени можно определить по выражению

$$S_t = S \cdot U, \quad (4.27)$$

где S_t – осадка за данное время; S – конечная (полная) стабилизированная осадка, величину которой рекомендуется вычислять с использованием метода эквивалентного слоя грунта (по Н. А. Цытовичу); $U = S_t / S$ – степень консолидации (уплотнения) грунта;

$$U = 1 - (8 / \pi^2) (e^{-N} + 1 / 9 \cdot e^{-9N} + 1 / 25 \cdot e^{-25N} + \dots). \quad (4.28)$$

С учетом степени консолидации U осадка слоя грунта в момент времени t определяется по выражению

$$S_t = h p m_v [1 - (8 / \pi^2) (e^{-N} + 1 / 9 \cdot e^{-9N} + \dots)]. \quad (4.29)$$

В формулах (4.28) и (4.29) показатель степени N при основании натуральных логарифмов e носит название фактора времени. Для случая равномерного уплотнения слоя грунта его значение определяется выражением

$$N = \pi^2 c_v t / (4h^2), \quad (4.30)$$

где $c_v = k_f / (m_v \gamma_w)$ – коэффициент консолидации грунта, имеющий размерность $m^2/\text{год}$; k_f – коэффициент фильтрации грунта; h – толщина уплотняемого слоя; m_v – коэффициент относительной сжимаемости; γ_w – удельный вес воды.

Для облегчения расчета осадок S_t разработаны таблицы, связывающие U и N . Задавшись последовательно значениями степени консолидации Q (с шагом по $0,1U$), из таблицы выбирают соответствующее значение N , для которого из формулы (4.30) определяют время t . Величина осадки S_t , соответствующая этому времени, вычисляется из выражения (4.27).

График развития осадки фундамента во времени имеет вид, представленный на рис. 4.8.

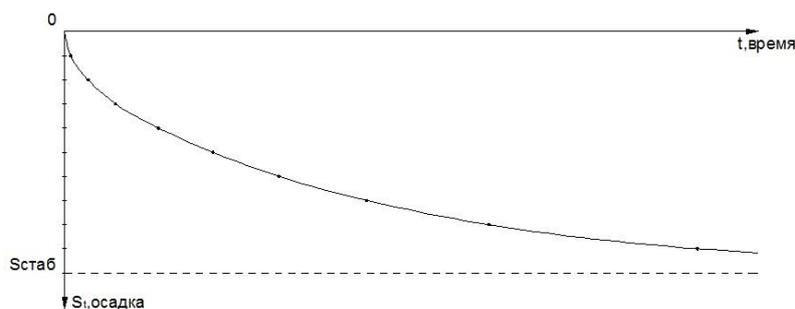


Рис. 4.8. График изменения осадки фундамента во времени

В практике встречаются следующие случаи нагружения и развития эпюры уплотняющих напряжений в основании (рис. 4.9). Случай «0» соответствует одномерной задаче уплотнения при сплошной нагрузке, случай «1» характерен для осадок во времени грунта, уплотняющегося под действием собственного веса, случай «2» отвечает осадкам во времени фундаментов конечных размеров. Ниже приведены значения N и U для всех рассмотренных случаев (табл. 4.7).

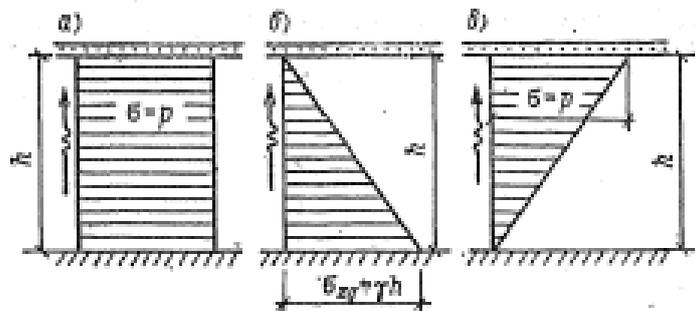


Рис.4.9. Схемы нагружения и развития эпюры уплотняющих давлений:
а – случай «0»; б – случай «1»; в – случай «2»

Таблица 4.7

Значения N в зависимости от U

U	N для случая			U	N для случая		
	0	1	2		0	1	2
0,1	0,02	0,12	0,005	0,6	0,71	0,95	0,42
0,2	0,08	0,25	0,02	0,7	1,00	1,24	0,69
0,3	0,17	0,39	0,06	0,8	1,40	1,64	1,08
0,4	0,31	0,55	0,13	0,9	2,09	2,35	1,77
0,5	0,49	0,73	0,24	0,95	2,80	3,17	2,54

Используя формулы (4.27)...(4.30) и табл. 4.7, в практических расчетах можно решать два вида задач:

1. При известных исходных данных можно вычислить величину осадки фундамента S_t для любого времени t после его нагружения.
2. При известных исходных данных для любого значения степени консолидации грунтов U можно вычислить величину осадки фундамента S_t .

Пример 4.5

Определить развитие осадки во времени для отдельностоящего жесткого фундамента размером в плане 1,2x1,8 м и построить график стабилизации осадки вида $S = f(t)$.

Исходные данные: глубина заложения фундамента $d = 2$ м, среднее давление по подошве $p = 200$ кПа. Грунты основания представлены однородным водонасыщенным слоем суглинка со следующими характеристиками: удельный вес грунта ниже подошвы $\gamma_{II} = 18$ кН/м³; удельный вес грунта выше подошвы $\gamma'_{II} = 16$ кН/м³; коэффициент относительной сжимаемости грунта $m_v = 0,00015$ кПа⁻¹; коэффициент фильтрации грунта $k_f = 2,5 \cdot 10^{-8}$ см/с = $2,5 \cdot 10^{-8} \cdot 3 \cdot 10^5 = 7,5 \cdot 10^{-3}$ м/год; коэффициент Пуассона $\nu = 0,3$.

Вычисление величины осадки фундамента S_t при заданных значениях степени консолидации грунта U произведем в следующей последовательности:

1. Определим конечную стабилизированную осадку фундамента методом эквивалентного слоя грунта по формуле

$$S = h_e \cdot m_v \cdot p_o.$$

Дополнительное давление на уровне подошвы фундамента:

$$p_o = p - \gamma'_{II} \cdot d = 200 - 16 \cdot 2 = 168 \text{ кПа.}$$

Толщина эквивалентного слоя h_e определяется из выражения

$$h_e = A\omega_c \cdot b = 1,32 \cdot 1,2 = 1,58 \text{ м.}$$

По табл. 4.5 при $\eta = 1,8/1,2 = 1,5$ и $\nu = 0,3$ величина $A\omega_0 = 1,32$.

$$S = 1,58 \cdot 0,00015 \cdot 168 = 0,04 \text{ м} = 4 \text{ см.}$$

2. Так как в задаче требуется определить осадку фундамента, расчет развития осадки во времени производим для случая «2». Вычисляем величину коэффициента консолидации грунтов основания c_v :

$$c_v = k_f / (m_v \cdot \gamma_w) = 2,5 \cdot 10^{-8} \cdot 3 \cdot 10^5 / 0,00015 \cdot 10 = 5 \text{ м}^2/\text{год.}$$

3. Для определения значения t вначале определим сжимаемую толщину грунта основания фундамента по формуле

$$h = H = 2h_e = 2 \cdot 1,58 = 3,16 \text{ м,}$$

а затем найдем связь между t и N :

$$t = (4h^2 / \pi^2 c_v) \cdot N = (4 \cdot 3,16^2 / 3,14^2 \cdot 5) \cdot N = 0,81N.$$

4. Вычисляем величину осадки фундамента S_t и времени t для различных значений степени консолидации U по формуле

$$S_t = S \cdot U.$$

Значения N принимаем по табл. 4.7.

$$U = 0,2; S_t = 0,2 \cdot 4 = 0,8 \text{ см; } N = 0,02; t = 0,81 \cdot 0,02 = 0,016 \text{ год} = 0,2 \text{ мес.}$$

$$U = 0,4; S_t = 0,4 \cdot 4 = 1,6 \text{ см; } N = 0,13; t = 0,81 \cdot 0,13 = 0,1 \text{ год} = 1,2 \text{ мес.}$$

$$U = 0,6; S_t = 0,6 \cdot 4 = 2,4 \text{ см; } N = 0,42; t = 0,81 \cdot 0,42 = 0,3 \text{ год} = 4 \text{ мес.}$$

$$U = 0,8; S_t = 0,8 \cdot 4 = 3,2 \text{ см; } N = 1,08; t = 0,81 \cdot 1,08 = 0,87 \text{ год} = 10,44 \text{ мес.}$$

$$U = 0,9; S_t = 0,9 \cdot 4 = 3,6 \text{ см; } N = 1,77; t = 0,81 \cdot 1,77 = 1,43 \text{ год} = 17,2 \text{ мес.}$$

График развития осадки фундамента во времени приведен на рис. 4.10.

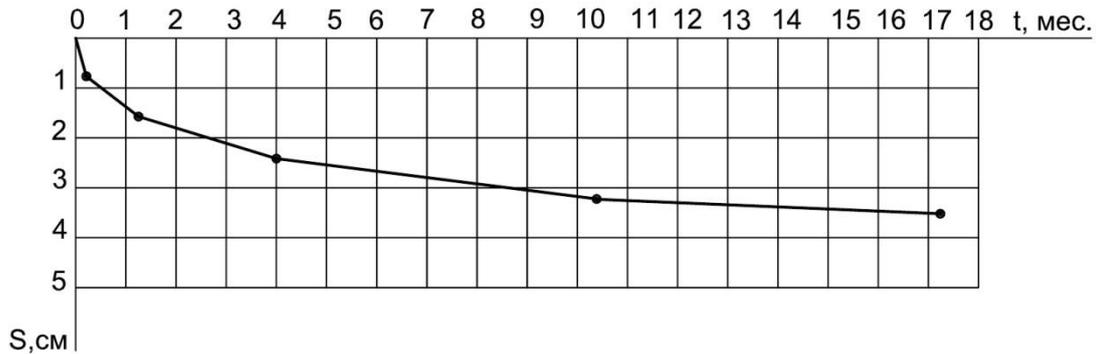


Рис. 4.10. График изменения осадки фундамента во времени

Вопросы для контроля знаний

1. Какие причины вызывают различные деформации грунтов?
2. Какие допущения положены в основу метода послойного суммирования?
3. По какой формуле определяется осадка при расчете методом послойного суммирования?
4. Как строится эпюра напряжений от действия собственного веса грунта?
5. Как строится эпюра напряжений от действия дополнительного давления на грунт от фундамента?
6. Из каких условий определяется глубина сжимаемой толщи в методе послойного суммирования?
7. Каковы допущения метода линейно деформируемого слоя?
8. В каких случаях применяется метод линейно деформируемого слоя?
9. Как определяется осадка поверхности однородного грунта методом линейно деформируемого слоя?
10. Как учитывается слоистое залегание грунтов при расчете осадок методом линейно деформируемого слоя?
11. Каковы допущения метода эквивалентного слоя?
12. Что называется эквивалентным слоем?
13. От чего зависит толщина эквивалентного слоя?
14. Что такое активная зона сжатия?
15. В каких случаях эффективно применение метода эквивалентного слоя?
16. Как определяется глубина сжимаемой толщи в методе эквивалентного слоя?
17. Каким образом предлагается учитывать вес грунта, вынутого из котлована, в Актуализированной редакции СНиП 2.02.01-83*?
18. По каким формулам определяется осадка при расчете по рекомендациям Актуализированной редакции СНиП 2.02.01-83*?
19. Как строится эпюра вертикальных напряжений от собственного веса выbranного при отрывке котлована грунта σ_{zy} ?
20. Какие условия для определения глубины сжимаемой толщи при расчете методом послойного суммирования рекомендованы в Актуализированной редакции СНиП 2.02.01-83*?

21. Какая теория применяется для оценки протекания осадок грунтов во времени?
22. Какой вид имеет график развития осадки фундамента во времени?
23. Какие практические задачи чаще всего приходится решать с использованием теории фильтрационной консолидации?

ГЛАВА 5 ПРЕДЕЛЬНОЕ НАПРЯЖЕННОЕ СОСТОЯНИЕ ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЙ

Пределное напряженное состояние массива грунта соответствует такому напряженному состоянию, при котором малейшее добавочное внешнее воздействие или малейшее уменьшение прочности грунта может привести к нарушению существующего равновесия – к потере устойчивости массива грунта. Потеря устойчивости выражается в возникновении в массиве грунта поверхностей скольжения, развитии различных деформаций сдвигов, нарушении природной структуры грунта. Это приводит к выпиранию грунта из-под подошвы фундамента с большой осадкой, к сползанию масс грунта в откосах, к смещениям ограждающих конструкций. Такие смещения недопустимы для сооружений. Поэтому при проектировании важно точно определить максимально возможную нагрузку для данного сооружения, при которой грунт основания будет находиться в равновесии без потери устойчивости.

5.1. Фазы напряженного состояния грунтов при возрастании нагрузки

Пусть на поверхности грунта установлен жесткий штамп (модель фундамента), передающий на грунт возрастающее давление p (рис. 5.1). Под действием этого давления будет происходить перемещение поверхности грунта (осадка штампа) s , величина которого возрастает с увеличением давления. При этом в массиве грунта под штампом кроме сжимающих напряжений действуют и касательные (сдвигающие) напряжения.

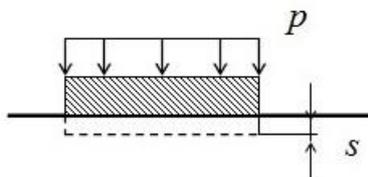


Рис. 5.1. Схема опыта по испытанию жесткого штампа

Рассмотрим зависимость осадки штампа от давления (рис. 5.2, а).

На графике зависимости осадки штампа от давления по подошве можно выделить три характерных участка, соответствующих трем фазам напряженного состояния грунта при увеличении нагрузки.

Участок $0a$ соответствует I фазе напряженного состояния, называемой **фазой уплотнения**. Здесь зависимость между осадкой штампа и действующим

давлением близка к линейной. При этом перемещение частиц грунта под фундаментом имеет преимущественно вертикальное направление и приводит к уменьшению пористости грунта, т.е. к его уплотнению. Развивающиеся в основании под краями штампа касательные напряжения не превышают предельных значений, т.е. ни в одной точке основания не возникает предельное состояние (рис. 5.3, а). В этой фазе деформации грунта со временем затухают (рис. 5.2, б), то есть скорость деформаций стремится к нулю ($ds/dt \rightarrow 0$). Такой характер развития деформаций называется затухающей ползучестью. Практически это означает, что при строительстве здания деформации под фундаментами прекращаются вскоре после его возведения.

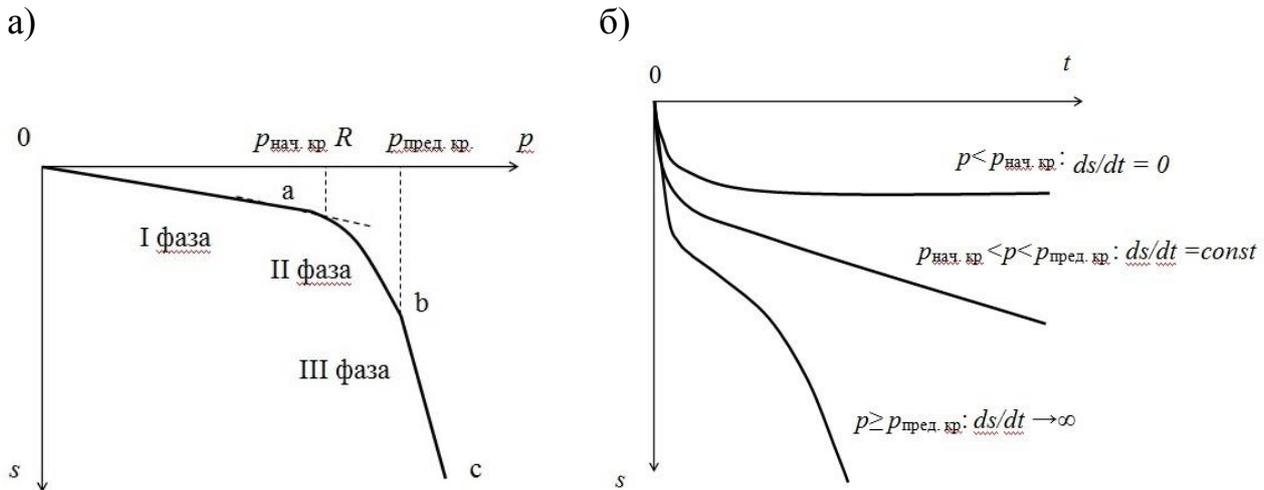


Рис. 5.2. Зависимость осадки штампа от давления по подошве (а) и развитие осадки во времени при различном значении давления (б)

Наибольшее давление, соответствующее концу фазы уплотнения, называется **начальной критической нагрузкой** $p_{\text{нач. кр.}}$. Эта нагрузка является абсолютно безопасной для основания.

При дальнейшем увеличении нагрузки график зависимости осадки штампа от действующего давления отклоняется от линейного (участок ab на рис. 5.2, а). Напряженное состояние основания переходит во II фазу, называемую **фазой сдвигов**. В точках под краями штампа, где имеет место концентрация напряжений, касательные напряжения становятся равными их предельным значениям. По мере роста нагрузки эти точки объединяются, и под краями штампа формируются зоны предельного равновесия, или зоны сдвигов (рис. 5.3 б). **Зоной предельного равновесия в грунте** называют геометрическое место точек, в которых не удовлетворяются условия прочности Кулона – Мора (формула (2.30)). В этих зонах возникают сдвиговые деформации, имеющие пластический характер. Траектории частиц грунта здесь отклоняются от вертикальных и направляются в стороны от штампа. По мере роста нагрузки зоны сдвигов увеличиваются и образуются замкнутые области предельного равновесия грунта. В этой фазе возможно постепенное увеличение деформаций со временем с посто-

янной скоростью ($ds/dt = const$), которое называется установившейся ползучестью. На практике это может привести к тому, что через какое-то время после окончания строительства деформации под фундаментами достигнут предельных значений и нормальная эксплуатация здания будет затруднена.

Концу фазы сдвигов соответствует нагрузка, называемая **предельной критической нагрузкой** $p_{пред. кр.}$. Эта нагрузка соответствует полному исчерпанию несущей способности основания и переходу в III фазу – **фазу разрушения и потери устойчивости**. К этому моменту непосредственно под подошвой жесткого штампа формируется уплотненное ядро грунта, в котором перемещения частиц ограничены. Это ядро становится как бы продолжением штампа и перемещается вместе с ним, раздвигая грунт в стороны и обуславливая значительные осадки штампа (рис. 5.3, в). При этом осадки начинают расти с возрастающей скоростью ($ds/dt \rightarrow \infty$), развивается прогрессирующая ползучесть (или пластическое течение) грунта (рис. 5.2, б).

После формирования жесткого ядра и полного развития зон предельного равновесия в грунте возникают непрерывные поверхности скольжения, выходящие на поверхность и отделяющие основание штампа от нижележащего грунта. Происходит потеря устойчивости грунта в основании, сопровождающаяся прогрессирующим пластическим течением, выпиранием грунта на поверхность или провальными осадками.

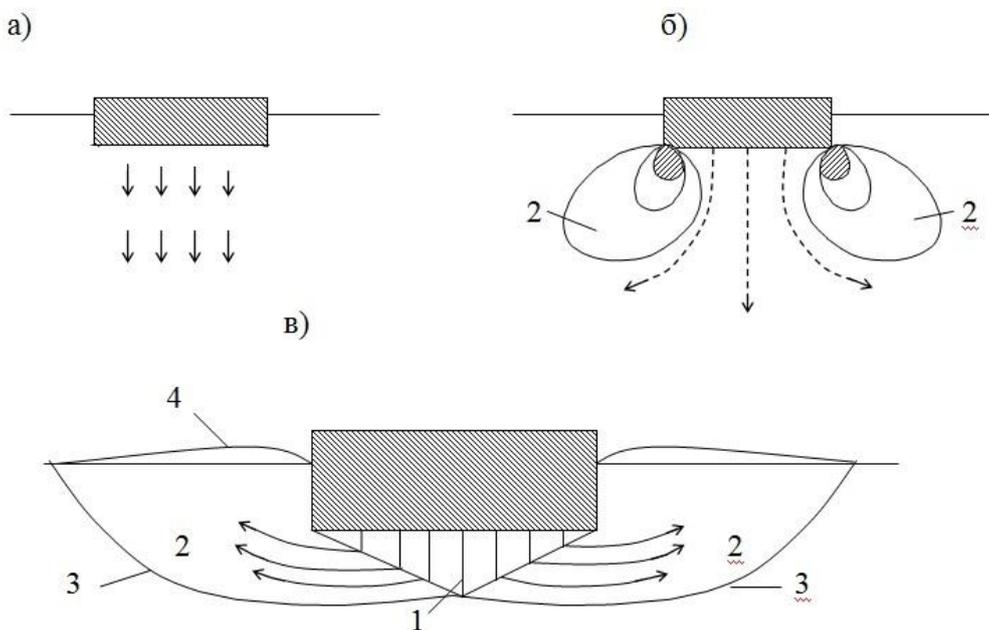


Рис. 5.3. Фазы напряженного состояния в грунте:

а – конец фазы уплотнения – начало фазы сдвигов; б – фаза сдвигов;

в – линии скольжения и уплотненное ядро при полном развитии зон предельного равновесия;

1 – уплотненное ядро; 2 – зоны предельного равновесия;

3 – линии скольжения; 4 – выпор грунта

Если рассматривается одиночный штамп (фундамент), то после потери устойчивости основания он переходит в новое состояние равновесия, соответствующее новым граничным условиям. Однако, для фундаментов сооружения наступление состояния потери устойчивости даже одного фундамента недопустимо, так как это приводит к перегрузке и дальнейшей потере устойчивости других фундаментов и разрушению всего сооружения.

В зависимости от глубины заложения фундамента возможны несколько основных случаев с характерным развитием поверхностей скольжения:

1 - фундаменты мелкого заложения ($d/b \leq 0,5$). В этом случае происходит выпирание грунта с провальными осадками, а при нагрузке, приложенной с некоторым эксцентриситетом – выпирание грунта в одну сторону (рис. 5.4, а);

2 - фундаменты средней глубины заложения ($0,5 < d/b \leq 2$). Такой фундамент более устойчив, и выпирание грунта чаще всего не происходит;

3 - фундамент глубокого заложения ($d/b > 2$). В этом случае происходит уплотнение окружающего грунта по сторонам зон предельного равновесия, а линии скольжения не выходят на поверхность и выпирание грунта не происходит.

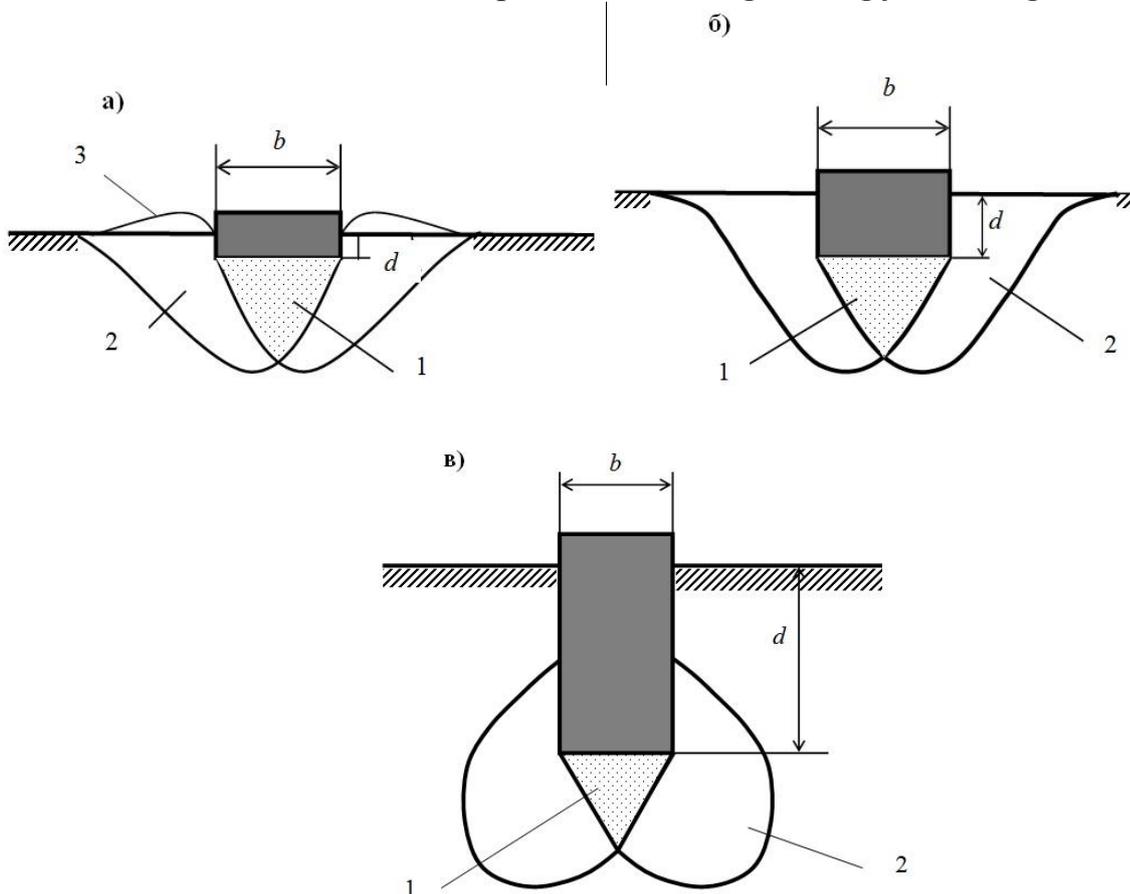


Рис. 5.4. Схема развития линии скольжения при различном относительном заглублении фундамента:

а – фундамент мелкого заложения; б – фундамент средней глубины заложения;

в – фундамент глубокого заложения;

1 – уплотненное ядро под подошвой фундамента; 2 – зоны предельного равновесия

5.2. Основные положения теории предельного равновесия

Внутренние сдвиги в массиве грунта под действием внешней нагрузки возникают в результате того, что касательные напряжения становятся больше, чем предельное сопротивление сдвигу. Начало возникновения сдвигов в данной точке соответствует предельному равновесию.

Уравнения предельного равновесия

Простейшим выражением условия предельного равновесия в точке грунта является закон Кулона (2.30). Это же выражение может быть получено и при построении кругов Мора для предельных напряжений. Поэтому это условие прочности принято называть **условием прочности Мора-Кулона**. Оно может быть выражено также в главных напряжениях и в компонентах напряжений.

1. Условие прочности (предельного равновесия), полученное Ш. Кулоном для сыпучего грунта:

$$\tau_{np.} = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi; \quad (5.1)$$

для связного грунта:

$$\tau_{np.} = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi + c. \quad (5.2)$$

2. Условие предельного равновесия в главных напряжениях для сыпучего грунта:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} = \sin \varphi \quad (5.3)$$

или

$$\frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right); \quad (5.4)$$

для связного грунта:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2c \cdot \operatorname{ctg} \varphi} = \sin \varphi \quad (5.5)$$

или

$$\sigma_1 - \sigma_3 = 2 \sin \varphi \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi \right). \quad (5.6)$$

3. Условие предельного равновесия в компонентах напряжений для сыпучего грунта:

$$\frac{(\sigma_x - \sigma_3)^2 + 4\tau_{xy}^2}{(\sigma_x + \sigma_y)^2} = \sin^2 \varphi; \quad (5.7)$$

для связного грунта:

$$\frac{(\sigma_x - \sigma_3)^2 + 4\tau_{xy}^2}{(\sigma_x + \sigma_y + 2c \cdot \operatorname{ctg} \varphi)^2} = \sin^2 \varphi.$$

(5.8)

Записанные условия предельного равновесия справедливы для случая плоской задачи (плоской деформации).

Дифференциальные уравнения равновесия грунтов в предельном напряженном состоянии имеют вид

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} &= 0, \\ \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} &= \gamma. \end{aligned} \right\} \quad (5.9)$$

Здесь γ – удельный вес грунта основания; φ – угол внутреннего трения грунта основания; c – удельное сцепление.

Присоединив к уравнениям (5.9) условия предельного равновесия, получим систему трех уравнений с тремя неизвестными. Решение этой системы уравнений совместно с краевыми условиями позволяет очертить зоны предельного равновесия, а также находить предельную нагрузку на основание, оценивать устойчивость откосов, определять давление грунта на подпорные стены и т.п. Для решения этих задач и применяется теория предельного равновесия грунта.

5.3. Критические нагрузки на грунты основания

Нагрузки на грунт, соответствующие смене фаз напряженного состояния грунта, называются **критическими нагрузками**. Эти нагрузки имеют важное значение при проектировании оснований и фундаментов.

5.3.1. Начальная критическая нагрузка.

Расчетное сопротивление грунта

Начальная критическая нагрузка – совершенно безопасная нагрузка, так как до ее достижения грунт находится в фазе уплотнения и ни в одной точке основания не возникает предельное состояние.

Рассмотрим действие равномерно распределенной нагрузки p на полосу шириной b при наличии боковой пригрузки $q = \gamma'd$ (рис. 5.5). Здесь γ' – удельный вес грунта выше уровня приложения нагрузки; d – глубина залегания нагруженной поверхности.

Выберем в основании некоторую точку M с координатами z, y и определим такую нагрузку p , при которой в этой точке возникает предельное напряженное состояние. При решении будем считать, что компоненты напряжений распределяются в грунтовом массиве в соответствии с решением Фламана – Митчела для плоской деформации, а коэффициент бокового давления грунта в предельном состоянии равен единице.

Вертикальное напряжение от действия собственного веса грунта в точке M равно

$$\sigma_g = \gamma'd + \gamma z. \quad (5.10)$$

Здесь $\gamma'd$ – боковая пригрузка, равная весу вышележащих слоев грунта; γ – удельный вес грунта ниже плоскости действия нагрузки до глубины z .

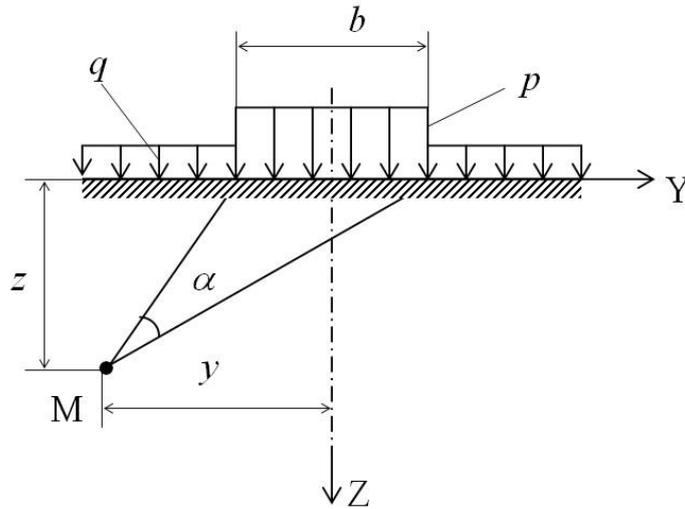


Рис. 5.5. Расчетная схема для определения начальной критической нагрузки

Воспользовавшись решением Митчела о полосовой нагрузке (3.26), можно записать выражения для главных напряжений с учетом собственного веса грунта в следующем виде:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{p - \gamma'd}{\pi} (\alpha + \sin \alpha) + \gamma'd + \gamma z, \\ \sigma_3 &= \frac{p - \gamma'd}{\pi} (\alpha - \sin \alpha) + \gamma'd + \gamma z. \end{aligned} \right\} \quad (5.11)$$

Полученные формулы являются решением системы дифференциальных уравнений равновесия (5.9) применительно к рассматриваемой задаче. Условие предельного равновесия примем в форме закона Кулона–Мора для главных напряжений (5.5). Подставив выражения (5.11) в (5.5) и решив полученное уравнение относительно p , получим давление, при котором на глубине z_{max} возникает предельное напряженное состояние. Это и будет критическое давление в случае распространения зоны сдвигов на глубину z_{max} :

$$p_{кр} = \frac{\pi(\gamma \cdot z_{max} + \gamma'd + c \cdot ctg \varphi)}{ctg \varphi + \varphi - \pi/2} + \gamma'd. \quad (5.12)$$

Тогда начальное критическое давление, при котором предельное напряженное состояние возникает лишь в точках, расположенных под краями полосовой нагрузки, т.е. при $z_{max} = 0$, будет равно

$$p_{нач.кр} = \frac{\pi(\gamma'd + c \cdot ctg \varphi)}{ctg \varphi + \varphi - \pi/2} + \gamma'd.$$

(5.13)

Выражение (5.13) было впервые получено Н.П. Пузыревским в 1929 г.

Для идеально связных грунтов ($\varphi = 0$; $c \neq 0$), к которым можно отнести слабые глинистые грунты, формула Пузыревского имеет вид

$$p_{нач.кр.} = \pi c + \gamma' d. \quad (5.14)$$

Если напряжение под подошвой фундамента не превышает начальной критической нагрузки ($p < p_{нач.кр.}$), он будет находиться в совершенно безопасном состоянии. Однако, как показала практика, грунты основания при этом будут обладать значительным резервом несущей способности. Доказано также, что небольшое превышение начального критического давления и развитие зон сдвигов под подошвой фундамента на глубину до $0,25b$ не вызывает развития существенных осадок и отклонения зависимости $s = f(p)$ от линейной. В связи с этим допускается развитие зон сдвигов на глубину $0,25b$ (b – ширина подошвы фундамента). В этом случае можно найти **условное критическое давление** при $z_{max} = 0,25b$:

$$p_{усл.кр.} = \frac{\pi(0,25b\gamma + \gamma' d + c \cdot ctg \varphi)}{ctg \varphi + \varphi - \pi/2} + \gamma' d. \quad (5.15)$$

Это выражение часто представляют в виде трехчленной формулы

$$p_{усл.кр.} = R = M_\gamma \gamma b + M_q \gamma' d + M_c c, \quad (5.16)$$

где M_γ , M_q , M_c – безразмерные коэффициенты, зависящие от угла внутреннего трения φ . Эта величина получила название расчетного сопротивления грунта R . Таким образом, **расчетное сопротивление грунта** – это условное критическое давление, до достижения которого в грунте сохраняется линейная зависимость между напряжениями и деформациями и при котором зоны сдвигов развиваются на глубину $0,25b$. Если напряжения в грунте не превышают значение R , для оценки его напряженно деформированного состояния можно использовать математический аппарат теории линейно деформируемых тел.

В СНиП [8,9] принято следующее выражение для R с введением в него коэффициентов условий работы (γ_{c1} , γ_{c2}) и надежности (k):

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [M_\gamma k_z \gamma_{II} b + M_q \gamma'_{II} d + M_c c_{II}], \quad (5.17)$$

где k_z – коэффициент, зависящий от размеров фундамента; M_γ , M_q , M_c – безразмерные коэффициенты, зависящие от угла внутреннего трения φ и определяемые по таблицам [8]; b – ширина подошвы фундамента; d – глубина заложения фундамента; γ_{II} – удельный вес грунта основания ниже подошвы фундамента; γ'_{II} – удельный вес грунта выше подошвы фундамента; c_{II} – удельное сцепление грунта основания (индекс II означает, что характеристики определены для расчета по деформациям).

Значения коэффициентов M_γ , M_q , M_c приведены в табл. 5.1.

Значения коэффициентов M_γ , M_q , M_c

Угол внутрен- него тре- ния φ_{II} , град	Коэффициенты			Угол внутрен- него тре- ния φ_{II} , град	Коэффициенты		
	M_γ	M_q	M_c		M_γ	M_q	M_c
0	0,00	1,00	3,14	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	32	1,34	6,34	8,55
10	0,18	1,73	4,17	34	1,55	7,22	9,22
12	0,23	1,94	4,42	36	1,81	8,24	9,97
14	0,29	2,17	4,69	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	4,99	40	2,46	10,85	11,73
18	0,43	2,73	5,31	42	2,88	12,51	12,97
20	0,51	3,06	5,66	44	3,88	14,50	13,98
22	0,61	3,44	6,04				

Пример 5.1

Определить расчетное сопротивление грунта основания фундамента по формуле (5.16) и по формуле СНиП [8]. Грунт – глина полутвердая с характеристиками $\varphi_{II} = 20^0$; $c_{II} = 68$ кПа; $\gamma_{II} = 19,7$ кН/м³. Глубина заложения фундамента $d = 2,8$ м, ширина подошвы $b = 2$ м.

При $\varphi_{II} = 20^0$ коэффициенты $M_\gamma = 0,51$; $M_g = 3,06$; $M_c = 5,66$.

Расчетное сопротивление грунта по формуле (5.16):

$$R = 0,51 \cdot 2,0 \cdot 19,7 + 3,06 \cdot 2,8 \cdot 19,7 + 5,66 \cdot 68 = 573,4 \text{ кПа.}$$

Для расчета по формуле СНиП [8] определим коэффициенты условий работы и надежности. Для глины полутвердой $\gamma_{c1} = 1,25$, $\gamma_{c2} = 1$ [8, табл. 3]. Коэффициент надежности примем $k = 1$, так как считаем, что прочностные характеристики грунта определены в лаборатории, коэффициент $k_z = 1$, так как ширина фундамента меньше 10 м.

$$R = \frac{1,25 \cdot 1}{1} (0,51 \cdot 1 \cdot 2,0 \cdot 19,7 + 3,06 \cdot 2,8 \cdot 19,7 + 5,66 \cdot 68) = 716,8 \text{ кПа.}$$

5.3.2. Предельная нагрузка на грунт

Предельная критическая нагрузка соответствует полному исчерпанию несущей способности грунта и сплошному развитию зон предельного равновесия. Таким образом, такая нагрузка приводит к полной потере устойчивости грунта основания и является абсолютно недопустимой для проектируемого сооружения.

Впервые предельное критическое давление для плоской задачи было определено Л. Прандлем и Г. Рейснером в 1920 - 1921 г.г. без учета собственного веса основания. Ими получено следующее выражение:

$$p_{пред.кр} = (\gamma'd + c \cdot ctg \varphi) \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{\sin \varphi} - c \cdot ctg \varphi. \quad (5.18)$$

Для идеально связных грунтов ($\varphi = 0$; $c \neq 0$) это решение будет иметь вид:
плоская задача

$$p_{пред.} = 5,14c + \gamma'd; \quad (5.19)$$

осесимметричная задача

$$p_{пред.} = 5,7c + \gamma'd. \quad (5.20)$$

Для полосовой нагрузки с учетом собственного веса грунта эта задача решена В.В. Соколовским в 1952 г. Выражение для предельного критического давления обычно приводится к виду, который называется каноническим:

$$p_{пред.кр} = N_\gamma \gamma \cdot \frac{b}{2} + N_q \gamma' d + N_c c, \quad (5.21)$$

где N_γ , N_q , N_c – коэффициенты несущей способности грунта основания, зависящие от угла внутреннего трения φ и угла наклона равнодействующей нагрузки к вертикали δ и определяемые по табл. 5.2; b – ширина подошвы фундамента; d – глубина заложения фундамента; γ – удельный вес грунта основания; γ' – удельный вес грунта выше подошвы фундамента; c – удельное сцепление грунта основания.

Таблица 5.2

Значения коэффициентов N_γ , N_q , N_c

Угол внутреннего трения φ_{II} , град	Коэффициенты	Коэффициенты N_γ , N_q , N_c при углах наклона к вертикали равнодействующей внешней нагрузки δ , град, равных							
		0	5	10	15	20	25	30	35
15	N_γ N_q N_c	1,35 3,94 10,98	1,02 3,45 9,13	0,61 2,84 6,88	{ 0,21 2,06 3,94 }	$\delta =$ =14,5			
20	N_γ N_q N_c	2,88 6,40 14,84	2,18 5,56 12,53	1,47 4,64 10,02	0,82 3,64 7,26	{ 0,36 2,69 4,65 }	$\delta =$ =18,9		
25	N_γ N_q N_c	5,87 10,66 20,72	4,50 9,17 17,53	3,18 7,65 14,26	2,00 6,13 10,99	1,05 4,58 7,68	{ 0,58 3,60 5,58 }	$\delta =$ =22,9	
30	N_γ N_q N_c	12,39 18,40 30,14	9,43 15,63 25,34	6,72 12,94 20,68	4,44 10,37 16,23	2,63 7,96 12,05	1,29 5,67 8,09	{ 0,95 4,95 6,85 }	$\delta =$ =26,5
35	N_γ N_q N_c	27,50 33,30 46,12	20,58 27,86 38,36	14,63 22,77 31,09	9,79 18,12 24,45	6,08 13,94 18,48	3,38 10,24 13,19	{ 1,60 7,04 8,63 }	$\delta =$ =29,8

Приведенные решения справедливы при относительно небольших глубинах заложения фундаментов и однородном основании. В практических расчетах обычно пользуются инженерным способом, приведенным в СНиП [8, 9].

Для определения вертикальной составляющей силы предельного сопротивления основания N_u , сложенного несколькими грунтами, находящимися в стабилизированном состоянии, СНиП [8] предлагает использовать выражение

$$N_u = b'l'(N_r \xi_r b' \gamma_1 + N_q \xi_q \gamma_1' d + N_c \xi_c c_1), \quad (5.22)$$

где b' и l' – приведенные ширина и длина подошвы фундамента, определенные из условия, что при внецентренном приложении нагрузки равнодействующая всех сил находится в центре тяжести приведенной прямоугольной площади; N_r , N_q , N_c – безразмерные коэффициенты несущей способности, определяемые по таблицам СНиП [8] в зависимости от значения угла внутреннего трения грунта φ_1 и угла наклона к вертикали δ равнодействующей внешней нагрузки; γ_1 и γ_1' – расчетные значения удельного веса грунтов, соответственно ниже и выше подошвы фундамента; c_1 – расчетное значение удельного сцепления грунта; d – глубина заложения фундамента; ξ_r , ξ_q , ξ_c – коэффициенты формы подошвы фундамента.

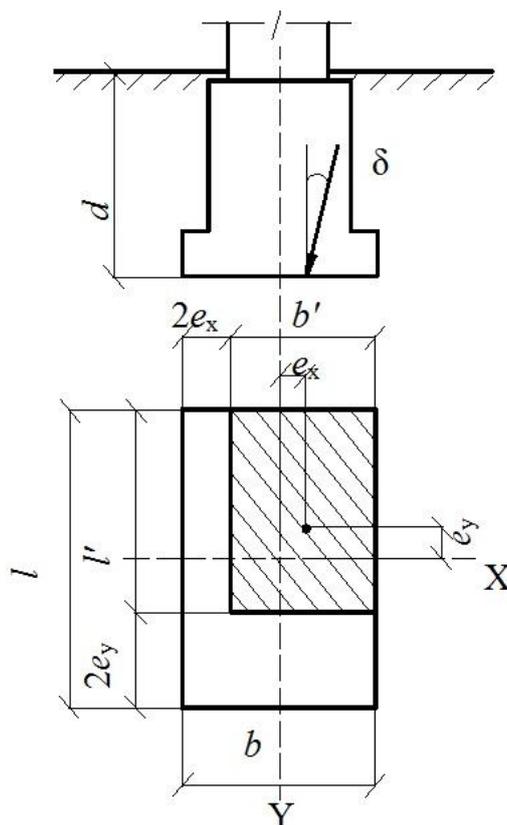


Рис. 5.6. Расчетная схема внецентренно нагруженного фундамента

Коэффициенты формы подошвы фундамента определяются по формулам:

$$\xi_r = 1 - 0,25 / \eta, \quad \xi_q = 1 + 1,5 / \eta; \quad \xi_c = 1 + 0,3 / \eta, \quad (5.23)$$

здесь $\eta = l / b$; l и b – соответственно длина и ширина подошвы фундамента, принимаемые в случае внецентренного приложения равнодействующей нагрузки

ки равными приведенным значениям l' и b' , определяемым по формуле (5.24). Для ленточного фундамента коэффициенты ξ_γ , ξ_q и ξ_c принимают равными единице.

$$b' = b - 2 e_x; \quad l' = l - 2 e_y, \quad (5.24)$$

здесь e_x и e_y – соответственно эксцентриситеты приложения равнодействующей нагрузок в направлении поперечной и продольной осей фундамента.

Пример 5.2

Для ленточного фундамента из примера 5.1 определить предельное критическое давление по формуле (5.21) и вертикальную составляющую силы предельного сопротивления грунта основания N_u по формуле СНиП [8] (5.22). Грунт – глина полутвердая с характеристиками $\varphi_I = 20^\circ$; $c_I = 34$ кПа; $\gamma_I = 19,0$ кН/м³. Глубина заложения фундамента $d = 2,8$ м, ширина подошвы $b = 2$ м. Нагрузка приложена вертикально.

При $\varphi_I = 20^\circ$ и $\delta = 0$ коэффициенты $N_\gamma = 2,88$; $N_q = 6,40$; $N_c = 14,84$.

По формуле (5.21) предельное критическое давление равно

$$p_{пред.кр.} = 2,88 \cdot 19,0 \cdot (2/2) + 6,40 \cdot 19,0 \cdot 2,8 + 14,84 \cdot 34 = 900 \text{ кПа.}$$

Для расчета вертикальной составляющей силы предельного сопротивления грунта основания N_u определим составляющие формулы (5.22). Так как нагрузка на фундамент приложена вертикально и момент отсутствует, размеры ленточного фундамента $b' = b = 2,0$ м, $l' = l = 1$ м. Коэффициенты формы для ленточного фундамента $\xi_\gamma = \xi_q = \xi_c = 1$.

$$N_u = 2,0 \cdot 1 (2,88 \cdot 19,0 \cdot 1 \cdot 2 + 6,40 \cdot 19,0 \cdot 1 \cdot 2,8 + 14,84 \cdot 1 \cdot 34) = 1909 \text{ кН.}$$

При этом давление на основание составит $p_{пред.} = 1909 / 2 = 954,5$ кПа.

Вопросы для контроля знаний

1. Что называется предельным состоянием массива грунта?
2. Какие фазы напряженного состояния проходит грунт при увеличении нагрузки?
3. Какое давление является границей фазы уплотнения и фазы сдвигов?
4. При каком давлении происходит потеря устойчивости основания?
5. Как влияет глубина заложения фундамента на развитие линии скольжения?
6. Как определяется начальное критическое давление на грунт?
7. Как формула Пузыревского связана с решением Фламана и Митчела?
8. Что такое расчетное сопротивление грунта?
9. Как определяется расчетное сопротивление грунта по СНиП 2.02.01 – 83*?
10. Как определяется предельная критическая нагрузка на грунт по решениям Л. Прандля - Г. Рейснера и В.В. Соколовского?
11. Как определяется несущая способность основания по СНиП 2.02.01 – 83*?

ГЛАВА 6 УСТОЙЧИВОСТЬ ГРУНТА В ОТКОСАХ

6.1. Причины нарушения устойчивости откосов и склонов

Откосом называют искусственно созданную поверхность, ограничивающую природный грунтовый массив, выемку или насыпь. Откосы устраиваются при производстве строительных работ.

Склоном называют откос, образованный природным путем и ограничивающий массив грунта естественного сложения.

Схема откоса показана на рис.6.1.

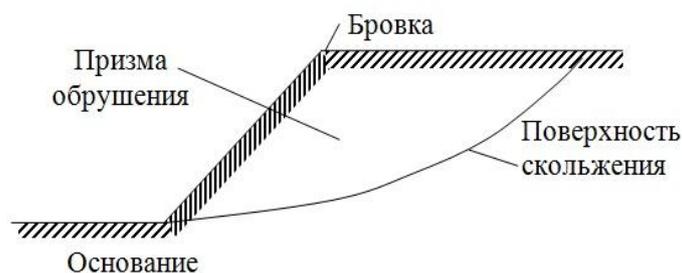


Рис. 6.1. Схема откоса

Нарушение равновесия массивов грунта может происходить внезапно со сползанием значительных масс грунта. Это явление называют **оползнем**. При этом в грунтовом массиве формируется поверхность скольжения, по которой происходит сползание грунта. Массив грунта, который может сползти по поверхности скольжения, обычно называют **призмой обрушения** (рис. 6.1).

Задачей механики грунтов является отыскание оптимальной крутизны откоса, обеспечивающей его устойчивость и не допускающей развития оползня.

Причины потери устойчивости откосов:

- устранение естественной опоры массива грунта вследствие разработки котлованов, траншей, подмыва откоса и т.п.;
- увеличение внешней нагрузки на откос (возведение сооружений или складирование материалов вблизи бровки откоса);
- устройство недопустимо крутого откоса;
- увеличение удельного веса грунта в призме обрушения в результате наполнения пор водой;
- влияние взвешивающего действия воды на грунты в основании откоса;
- увеличение гидродинамического давления воды, выходящей через поверхность откоса;
- снижение прочностных характеристик грунта при увлажнении, промерзании и оттаивании;
- динамические воздействия при движении транспорта, забивке свай, проявлении сейсмичности и т.п.

Нарушение устойчивости откосов часто происходит в результате нескольких причин. При расчетах необходимо оценивать вероятные изменения условий существования откоса в течение всего периода его эксплуатации и принимать меры к исключению возможности потери устойчивости.

6.2. Устойчивость откоса идеально сыпучего грунта ($\varphi \neq 0, c = 0$)

Рассмотрим устойчивость частицы, лежащей на поверхности откоса идеально сыпучего грунта (рис. 6.2). Вес частицы P разложим на две составляющие: N , нормальную к поверхности откоса, и T , касательную к ней. Кроме того, на частицу действует сила трения T' , которая не позволяет ей сдвинуться по поверхности откоса.

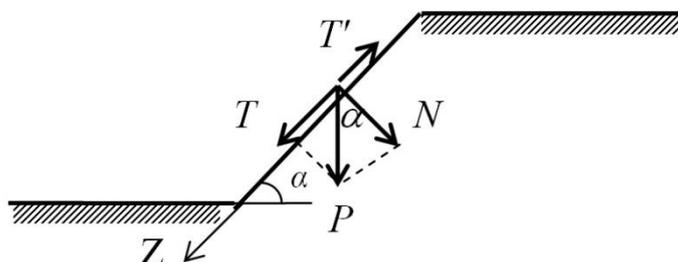


Рис. 6.2. Схема к расчету устойчивости откоса сыпучего грунта

В таком случае

$$N = P \cdot \cos \alpha; \quad T = P \cdot \sin \alpha; \quad T' = N \cdot \operatorname{tg} \varphi, \quad (6.1)$$

где $\operatorname{tg} \varphi = f$ – коэффициент трения частицы грунта, равный тангенсу угла внутреннего трения грунта, слагающего откос.

Составим уравнение проекций всех действующих сил на ось Z , направленную вдоль поверхности откоса:

$$P \cdot \sin \alpha - P \cdot \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi = 0. \quad (6.2)$$

Отсюда получим

$$\operatorname{tg} \alpha = \operatorname{tg} \varphi \quad \text{или} \quad \alpha = \varphi. \quad (6.3)$$

Таким образом, предельный угол откоса сыпучего грунта равен его углу внутреннего трения. Такое значение α часто называют *углом естественного откоса*.

6.3. Устойчивость вертикального откоса в идеально связных грунтах ($c \neq 0, \varphi = 0$)

Глинистые грунты часто обладают очень малым углом внутреннего трения, который при приближенном решении задач можно не учитывать. В то же время эти грунты имеют значительное сцепление, благодаря которому могут удержи-

вать вертикальный откос. Определим предельную высоту вертикального откоса, который может выдержать такой грунт.

Рассмотрим устойчивость вертикального откоса AB высотой h (рис. 6.3). Проведем след AC возможной поверхности скольжения в виде плоскости под углом α к горизонту. По всей этой плоскости будут действовать силы удельного сцепления c .

Определим размеры получившейся призмы обрушения ABC :

$$ab = h; \quad bc = h \cdot \operatorname{ctg} \alpha; \quad ac = h / \sin \alpha. \quad (6.4)$$

Вес призмы обрушения обозначим P . Он равен

$$P = \frac{\gamma}{2} \cdot BC \cdot AB = \frac{\gamma h^2}{2} \operatorname{ctg} \alpha. \quad (6.5)$$

Силу P разложим на нормальную N и касательную T составляющие к поверхности скольжения AC . Силами, сопротивляющимися скольжению призмы ABC по поверхности AC , будут силы сцепления, распределенные по этой поверхности. Составляющие собственного веса призмы обрушения равны

$$N = P \cdot \cos \alpha; \quad T = P \cdot \sin \alpha. \quad (6.6)$$

Так как в верхней точке призмы обрушения давление равно нулю, а нижней максимально, в среднем учитываем лишь половину сил сцепления.

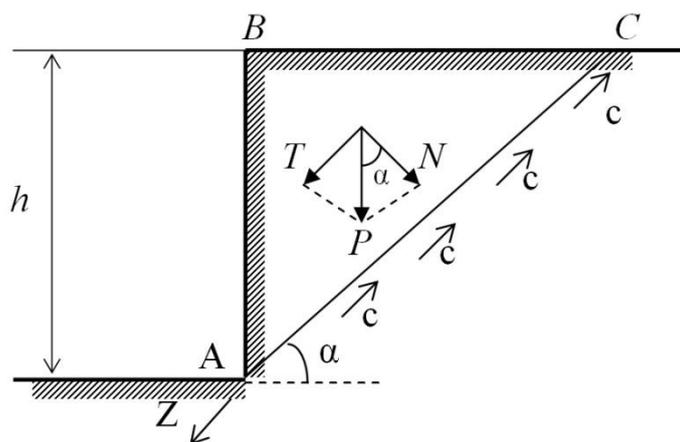


Рис. 6.3. Схема к расчету устойчивости откоса идеально связного грунта

Составим уравнение проекций всех действующих сил на ось Z , направленную вдоль поверхности скольжения:

$$\frac{\gamma h^2}{2} \operatorname{ctg} \alpha \cdot \sin \alpha - \frac{c}{2} \cdot \frac{h}{\sin \alpha} = 0, \quad (6.7)$$

откуда

$$c = \frac{\gamma h}{2} \sin 2\alpha. \quad (6.8)$$

Силы сцепления используются максимально при $\sin 2\alpha = 1$. Это возможно при $\alpha = 45^\circ$. Тогда, решив выражение (6.8) относительно h , получим

$$h_{\max} = \frac{2c}{\gamma}, \quad (6.9)$$

где h_{\max} – значение максимально возможной без крепления высоты откоса.

6.4. Общий случай расчета устойчивости откоса

Устойчивость откоса считается обеспеченной, если выполняется условие

$$\gamma_{st} \geq \gamma_{st.n}, \quad (6.10)$$

где $\gamma_{st.n}$ – нормативный коэффициент устойчивости откоса, задаваемый в проекте. Его значение находится в пределах 1,1 ... 1,3.

На рис. 6.4 плоскость AC представляет собой одну из возможных поверхностей обрушения откоса. Для этой поверхности скольжения коэффициент устойчивости откоса равен

$$\gamma_{st} = \frac{T_{уд.}}{T_{сдв.}}, \quad (6.11)$$

где $T_{уд.}$ – сумма сил, удерживающих призму обрушения в равновесии; $T_{сдв.}$ – сумма сил, сдвигающих призму обрушения. Откос будет удерживаться как за счет сил внутреннего трения, так и за счет сцепления.

$$T_{сдв.} = T,$$

$$T_{уд.} = T' + c \cdot l_{AC} = N \operatorname{tg} \varphi + c \cdot l_{AC}. \quad (6.12)$$

Здесь l_{AC} – длина линии скольжения AC ; φ и c – соответственно угол внутреннего трения и удельное сцепление грунта, из которого состоит откос.

В практических расчетах рассматривают несколько возможных поверхностей скольжения. Если ни для одной из них коэффициент γ_{st} не окажется меньше 1, можно считать откос устойчивым.

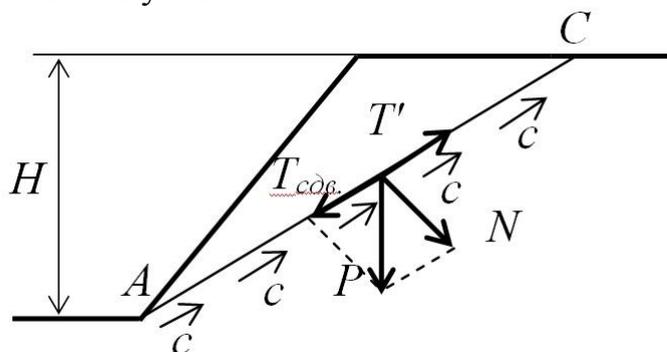


Рис. 6.4. Схема к расчету устойчивости откоса в общем случае

6.5. Расчет устойчивости откосов методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения

Этот метод впервые был применен К. Петерсоном в 1916 г. Считается, что потеря устойчивости откоса может произойти в результате вращения отсека грунтового массива относительно некоторого центра O (рис. 6.5). Поверхность скольжения в этом случае принимается проходящей по дуге окружности с радиусом R . Смещающий массив рассматривается как недеформируемый отсек.

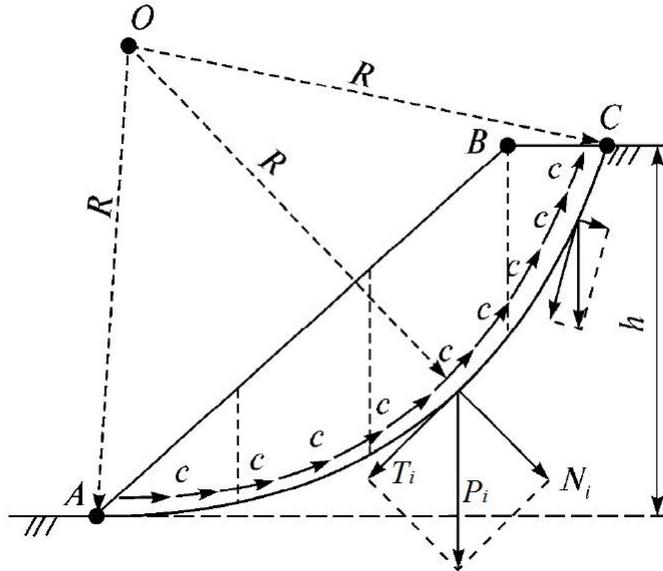


Рис. 6.4. Схема к расчету устойчивости откоса методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения

Сущность метода заключается в определении минимального коэффициента устойчивости откоса γ_{st} , отвечающего заданным условиям и нагрузкам. Коэффициент γ_{st} определяют как отношение суммы моментов всех сил, удерживающих откос, относительно центра O к сумме моментов всех сил, сдвигающих (вращающих) откос, относительно того же центра.

Расчет устойчивости откоса методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения производится в следующей последовательности:

1. Задаются центром вращения откоса ($t.O$).
2. Проводят через точку A след круглоцилиндрической поверхности скольжения радиусом R .
3. Призму обрушения ABC разделяют вертикальными плоскостями на n отсеков (обычно от 8 до 10).
4. Определяют вес каждого отсека P_i и прикладывают его в точке пересечения вертикали, проходящей через центр тяжести отсека, с поверхностью скольжения.
5. Раскладывают силу P_i на нормальную N_i и касательную T_i составляющие.
6. Определяют удерживающий и сдвигающий моменты.

Сила трения в каждом отсеке

$$T_i' = N_i \cdot \operatorname{tg} \varphi = P_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \operatorname{tg} \varphi, \quad (6.13)$$

где α_i – угол наклона поверхности скольжения к горизонту в точке приложения веса отсека; φ – расчетное значение угла внутреннего трения грунта на поверхности скольжения отсека.

Удерживающий момент относительно точки O равен

$$M_{уд.} = R \sum N_i \cdot \operatorname{tg} \varphi + R \sum c_i l_i, \quad (6.14)$$

где R – радиус поверхности скольжения; c – расчетное значение удельного сцепления грунта; i – участок поверхности скольжения; l_i – длина поверхности скольжения в пределах i -го участка.

7. Определяют коэффициент устойчивости откоса γ_{st} как отношение суммы моментов удерживающих сил к сумме моментов сдвигающих сил относительно центра O :

$$\gamma_{st} = \frac{M_{уд.}}{M_{сдв.}} = \frac{R \sum N_i \operatorname{tg} \varphi_i + R \sum c_i l_i}{R \sum T_i} \geq \gamma_{st,n}. \quad (6.15)$$

Вес отсеков определяют графически или вычисляют по значениям углов α_i .

8. Проводят другие круглоцилиндрические поверхности с центрами в разных точках (см. $O_2 \dots O_n$ на рис. 6.4). Для этих поверхностей рассчитывают коэффициенты устойчивости и определяют поверхность, которой соответствует минимальное значение коэффициента $\gamma_{st,min}$. Если выполняется условие $\gamma_{st,min} \geq \gamma_{st,n}$, откос можно считать устойчивым, а если $\gamma_{st,min} < \gamma_{st,n}$ – неустойчивым.

Пример 6.1

Оценить устойчивость откоса по заданной круглоцилиндрической поверхности скольжения. Высота откоса $H = 6,5$ м, угол откоса $\alpha = 45^\circ$ (рис. 6.5).

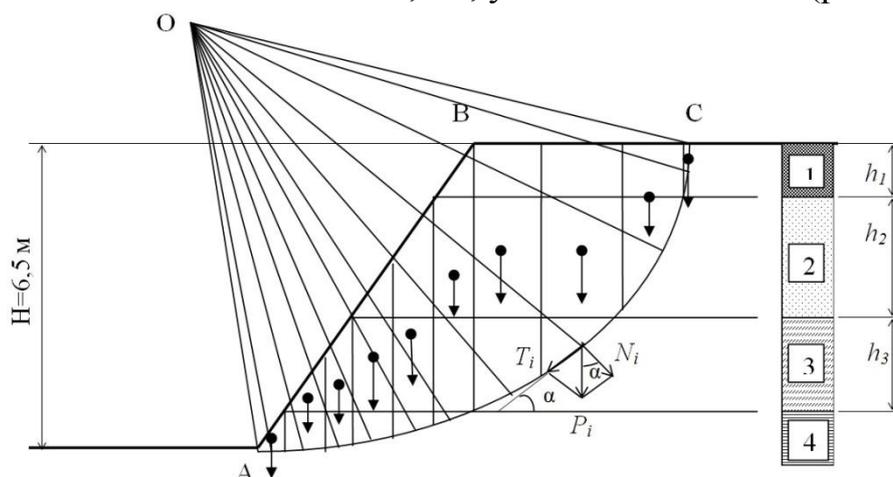


Рис. 6.5. Расчетная схема откоса к примеру 6.1:

- 1 – насыпной грунт; 2 – песок пылеватый средней плотности средней степени водонасыщения; 3 – супесь пластичная; 4 – глина полутвердая

Откос сложен следующими напластованиями грунтов: 1) насыпной грунт, толщина слоя $h_1 = 1$ м; 2) песок пылеватый средней плотности средней степени водонасыщения, толщина слоя $h_2 = 2,6$ м, $\varphi_I = 27^\circ$, $c_I = 2,7$ кПа; 3) супесь пластичная, толщина слоя $h_3 = 2,5$ м, $\varphi_I = 21^\circ$, $c_I = 8,7$ кПа; 4) глина полутвердая, толщина слоя $h_4 = 4,0$ м, $\varphi_I = 17^\circ$, $c_I = 45$ кПа.

Для построения цилиндрической поверхности скольжения выбираем центр вращения O . Центр вращения находим на пересечении линий, проведён-

ных с учётом углов $\psi = 30^\circ$ и $\beta = 40^\circ$. Через центр вращения O и точку B на подошве откоса проводим окружность, которая отсекает объём грунта с поперечным сечением ABC . Расчётным является призматический объём грунта, ограниченный поверхностью откоса и поверхностью скольжения. Длину призматического объёма принимаем равной 1 м. Выделенную сползающую часть массива грунта вертикальными плоскостями делим на 10 элементов. При расчёте ведем запись промежуточных результатов в табл. 6.1.

Веса элементов P_i определяем по формуле $P_i = V_i \cdot \gamma_{ср}$. Центры тяжести каждого элемента определим графически. Углы наклона поверхности скольжения к горизонту в точке приложения веса отсека α_i измеряем транспортиром и их величины заносим в 5-й столбец табл. 6.1. Пользуясь полученными данными, раскладываем силы тяжести каждого из элементов G_i на нормальные N_i и касательные составляющие T_i силы к площадке скольжения каждого из элементов. Составляющие рассчитываем по формулам

$$N_i = P_i \cdot \cos \alpha_i \text{ и } T_i = P_i \cdot \sin \alpha_i.$$

Значения N_i и T_i заносим в столбцы 6 и 7 табл. 6.1.

Таблица 6.1

Расчет устойчивости откоса к примеру 6.1

№ элемента	Размеры сечения, м	Площадь сечения, м ²	Вес элемента, P_i , кН	α_i , град	N_i , кН	P_i , кН	φ_{li} , град	c_{li} , кПа	l_i , м	$c_{li} \cdot l_i$	$N_i \cdot \operatorname{tg} \varphi_{li}$, кН
1	0,3-1	0,15	2,6	67	1,03	2,44	0	0	1,1	0	0
2	1,7-3,5	3,825	71,5	54	42,04	57,87	26	2,67	3	8,00	20,58
3	1,9-5,2	8,265	159,1	40	121,88	102,3	21	8,67	2,6	22,53	46,47
4	1,8-6,2	1,026	18,3	28	16,12	8,57	21	8,67	2	17,33	6,15
5	1-5,5	5,8	103,2	20	97,01	35,32	18	45,3	1,1	49,86	31,86
6	1,2-4,7	6,22	123,2	14	119,5	29,80	18	45,3	1,2	54,40	39,25
7	1,3-3,5	5,395	108,2	7	107,36	13,19	18	45,3	1,3	58,93	35,26
8	1,2-2,3	3,48	70,3	0	70,3	0	18	45,3	1,2	54,40	23,09
9	2-0	2,3	46,3	7	45,91	-5,64	18	45,3	2,1	95,19	15,09
Σ						244,0				360,64	217,75

Реактивные усилия T_{uj} , действующие на участках поверхностей скольжения каждого из элементов, определяются по формуле

$$T_{ui} = N_i \operatorname{tg} \varphi_{li} + c_{li} \cdot l_i.$$

Для определения составляющих T_{ui} в столбцы 8 и 9 записываем углы внутреннего трения φ_{li} и удельные сцепления c_{li} грунтов, залегающих в пределах участков поверхности скольжения i -го элемента.

В столбец 10 записываем длины участков поверхности скольжения в пределах i -го элемента l_i .

Данные 11-го и 12-го столбцов суммируем, а затем полученные суммы складываем между собой:

$$\Sigma T_{ui} = \Sigma C_{li} \cdot l_i + \Sigma N_i \cdot \operatorname{tg} \varphi_{li}.$$

Результаты расчёта анализируем по коэффициенту устойчивости откоса k :

$$k = \frac{\Sigma R \cdot T_{ui}}{\Sigma R \cdot T_i}.$$

В нашем случае:

$$\Sigma T_{ui} = 360,64 + 217,75 = 578,39 \text{ кН}; \quad \Sigma T_i = 244,0 \text{ кН}.$$

$$\gamma_{st} = 578,39 / 244,0 = 2,37 > 1,1,$$

следовательно, откос устойчив по выбранной поверхности скольжения.

6.6. Устойчивость откосов и склонов по теории предельного равновесия

Расчеты по теории предельного равновесия производятся исходя из совместного решения уравнений статического равновесия и предельного состояния на сдвиг (предельного равновесия). Условие предельного равновесия (закон Кулона):

$$\tau_{np} \leq \sigma \operatorname{tg} \varphi + c. \quad (6.16)$$

Здесь знак равенства соответствует предельному состоянию.

Если в каждой точке какой-либо зоны грунтового массива существуют площадки, на которых соблюдается равенство условия (6.16), а на остальных площадках $\tau_{np} < \sigma \operatorname{tg} \varphi + c$, то эта зона находится в предельном состоянии. Такое состояние возникает в зоне, прилегающей к откосу определенного очертания, называемого **предельным откосом**. *Откосы круче предельного существовать не могут.*

Теория предельного равновесия, развитая В.В. Соколовским, позволяет решать задачи двух типов:

- 1 – при заданном очертании плоского откоса определить наибольшую интенсивность внешней нагрузки на верхней горизонтальной поверхности грунта;
- 2 – при заданной интенсивности нагрузки на верхней горизонтальной поверхности грунта определить равноустойчивое очертание откоса, т. е. очертание откоса предельной крутизны.

Задача 1. При однородных грунтах и плоском откосе (рис. 6.6, а) задача была решена в безразмерных величинах \bar{p} , которые вычислены В.В. Соколовским и приведены в таблицах [1, 6, 7]:

$$P_u = \bar{p} \cdot c + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi \quad (6.17)$$

\bar{p} – значение безразмерного предельного давления;

P_u – интенсивность внешней нагрузки.

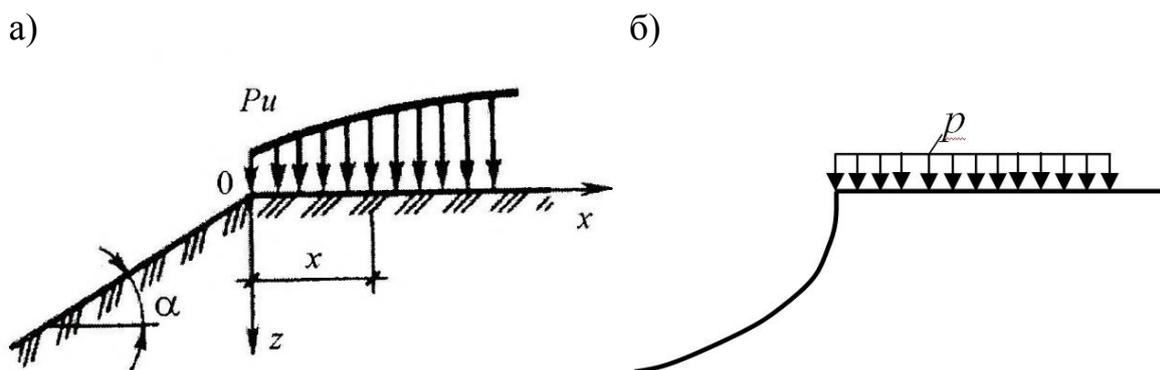


Рис. 6.6. Схема к расчету устойчивости плоского откоса по теории предельного равновесия
а – задача 1; б – задача 2

Задача 2. Равноустойчивым будет называться откос, который имеет такое очертание, при котором ограниченный им массив грунта находится в предельном состоянии. Такой откос может нести нагрузку на поверхности, определяемую уравнением

$$p = \frac{2c \cdot \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}. \quad (6.18)$$

Если нагрузки на поверхности нет, то откос может иметь вертикальный участок высотой

$$h = \frac{p}{\gamma} = \frac{2c}{\gamma} \cdot \frac{\cos \varphi}{1 - \sin \varphi} = \frac{2c}{\gamma \cdot \operatorname{tg}(45^\circ - \frac{\varphi}{2})}. \quad (6.19)$$

Эта задача также была решена В.В. Соколовским для случая, когда на горизонтальной поверхности откоса распределена равномерная нагрузка, определяемая по формуле (6.18), в безразмерных координатах \bar{z} и \bar{x} . Координаты поверхности равноустойчивого откоса определяются по формулам

$$Z = \frac{\bar{z} \cdot C}{\gamma}; \quad X = \frac{\bar{x} \cdot C}{\gamma}. \quad (6.20)$$

Координаты точек откоса можно найти и аналитически по формуле

$$z = m(1,57 - e^{-n}) + x \operatorname{tg} \varphi, \quad (6.21)$$

где

$$m = \frac{2c(1 + \sin \varphi)}{\gamma(1 - \sin \varphi)}; \quad n = \frac{x}{m}; \quad (6.22)$$

φ – угол внутреннего трения; c – удельное сцепление; γ – удельный вес грунта (расчетные значения).

Так как грунт в равноустойчивом откосе находится в предельном напряженном состоянии, то, чтобы запроектировать откос с необходимым запасом устойчивости, коэффициент устойчивости используют для уменьшения значений прочностных характеристик грунта.

Расчетные значения прочностных характеристик грунта вычисляются с использованием заданного значения коэффициента устойчивости:

$$\varphi_p = \frac{\varphi}{\gamma_{st}}; c_p = \frac{c}{\gamma_{st}}. \quad (6.23)$$

Вычислив коэффициент m с использованием значений φ_p и c_p , можно найти координаты z кривой равноустойчивого откоса по формуле (6.21) при разных значениях x .

Если на поверхности откоса нет нагрузки, высоту вертикальной части откоса h_c откладывают над осью X .

Вид кривой равноустойчивого откоса представлен на рис. 6.7.

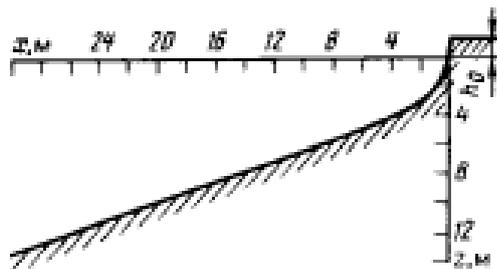


Рис. 6.7. Вид кривой равноустойчивого откоса

6.7. Меры по увеличению устойчивости откосов

Если откос не устойчив, необходимо принимать меры по обеспечению его устойчивости. Основными мерами по обеспечению устойчивости откосов являются:

снижение нагрузки на откос - уположение откоса; уменьшение нагрузки на самом откосе или на его бровке;

снижение влажности грунтов в откосе и исключение гидродинамической нагрузки - осушение грунта; организация водоотвода; устройство дренажей;

закрепление грунтов в откосе, чаще всего химическими методами;

создание или восстановление опоры для откоса – устройство противооползневых ограждений; укрепление берегов от подмыва; поддержание откоса подпорной стенкой.

Вопросы для контроля знаний

1. Что называется откосом и склоном?
2. Какие причины приводят к потере устойчивости откосов?
3. Что такое поверхность скольжения?
4. Что такое призма обрушения?
5. Чему равен предельный угол откоса сыпучего грунта?
6. Что называется углом естественного откоса грунта?
7. Чему равна предельная высота вертикального откоса в связном грунте?
8. Как определяется коэффициент устойчивости откоса при линейной поверхности скольжения?

9. Как определяется коэффициент устойчивости откоса при круглоцилиндрической поверхности скольжения?
10. При каком значении коэффициента устойчивости откос можно считать устойчивым?
11. Какие задачи об устойчивости откосов могут быть решены методами теории предельного равновесия?
12. Что такое равноустойчивый откос?
13. Для чего нужно определять очертание равноустойчивого откоса?
14. Какие меры могут увеличить устойчивость откоса?

ГЛАВА 7 ДАВЛЕНИЕ ГРУНТА НА ОГРАЖДАЮЩИЕ КОНСТРУКЦИИ

7.1. Классификация подпорных стен

Ограждающие конструкции предназначены для того, чтобы удерживать от обрушения находящийся за ними грунтовый массив. Характерным примером ограждающей конструкции является подпорная стенка – конструкция, широко применяющаяся в промышленном, гражданском, дорожном, гидротехническом и других областях строительства.

Различают следующие конструкции подпорных стен:

- I. по конструктивному исполнению:
 - гравитационные, устойчивость которых обеспечивается за счет собственного веса конструкции и грунта засыпки. К ним относятся массивные (рис. 7.1, а) и уголкового (рис. 7.1, б) подпорные стены;
 - гибкие, устойчивость которых обеспечивается за счет заделки нижней части стенки в грунтовом массиве, а также анкерными и распорными конструкциями. К гибким относятся тонкостенные подпорные стенки (рис. 7.1, в, г), «стены в грунте», шпунтовые ограждения;
 - комбинированные, представляющие собой сочетание уголкового и массивной стенки.
- II. По характеру работы:
 - жесткие, которые под давлением грунта практически не изгибаются;
 - гибкие, которые изгибаются, и эпюра давления грунта на стенку зависит от ее деформаций.
- III. По производству работ:
 - монолитные;
 - сборные;
 - сборно-монолитные.
- IV. По применяемым материалам:

жесткие подпорные стенки выполняются:

 - из каменной кладки;
 - из монолитного бетона;

- из железобетона;
 - из габионов;
- гибкие подпорные стенки выполняются:
- из дерева;
 - из металла;
 - из железобетона.

Кроме подпорных стен к ограждающим конструкциям относятся также стены подвалов и заглубленных частей зданий, стены подземных сооружений и т.п.

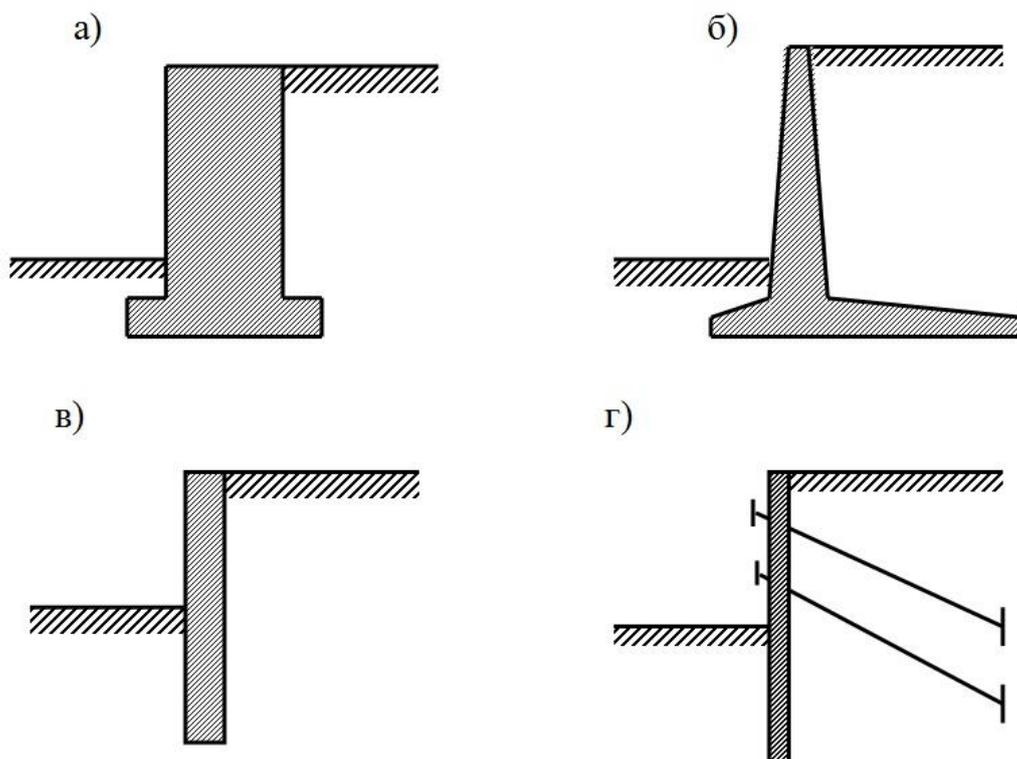


Рис. 7.1. Конструкции подпорных стен:
а) массивная; б) уголковая; в) тонкостенная; г) тонкостенная с анкерами

7.2. Понятие об активном и пассивном давлении грунта

Давление грунта на подпорную стенку зависит от направления, величины и характера ее смещения.

Если подпорная стенка под действием давления грунта не имеет возможности смещаться (например, фундамент коробчатого сечения или стенка подземного резервуара), то давление, оказываемое на стенку со стороны грунта, называют **давлением покоя** (рис. 7.2). Оно может быть определено через коэффициент бокового давления:

$$\sigma_0 = \gamma \cdot z \frac{\nu}{1-\nu}, \quad (7.1)$$

где σ_0 – ордината давления покоя; γ – удельный вес грунта; ν – коэффициент Пуассона грунта; z – ордината точки, в которой определяется давление.

Эпюра давления грунта на стенку будет иметь вид треугольника, и при высоте стенки h равнодействующая эпюры давления покоя определится как

$$E_0 = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} \cdot \frac{\nu}{1-\nu}. \quad (7.2)$$

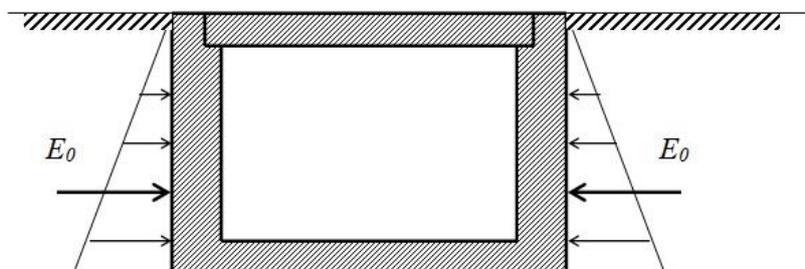


Рис. 7.2. Действие давления покоя на неподвижную ограждающую конструкцию

Под действием давления грунта возможно смещение стенки *в сторону от засыпки*. При этом в грунте засыпки формируется область обрушения грунта, граница которой называется поверхностью скольжения, а сама область – призмой обрушения. Давление, которое испытывает стенка со стороны грунта в этом случае, называется **активным давлением**. Ордината активного давления обозначается σ_a , а ее равнодействующая – E_a .

Если под действием каких-то сил подпорная стенка смещается *в сторону грунта*, в засыпке образуются поверхности скольжения и формируется призма выпирания грунта. При этом давление грунта достигает максимального значения и называется **пассивным давлением** (отпором). Ордината пассивного давления обозначается σ_p , а ее равнодействующая – E_p .

Развитие в грунте засыпки активного и пассивного давления на подпорную стенку показано на рис. 7.3.

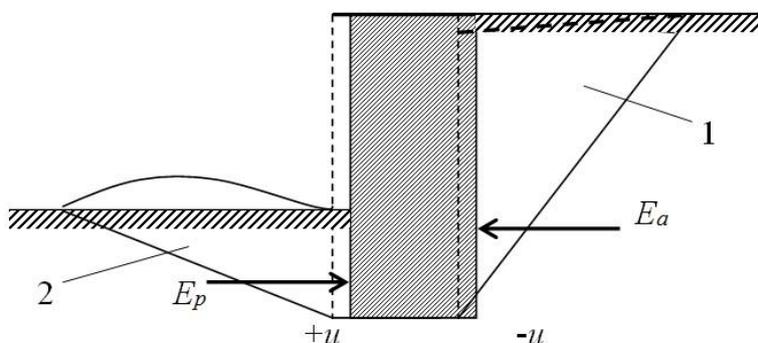


Рис. 7.3. Развитие активного и пассивного давления на подпорную стенку:
1 – призма обрушения; 2 – призма выпирания

Формирование активного, пассивного давления и давления покоя на ограждающую конструкцию может быть проиллюстрировано графиком, представленным на рис. 7.4.

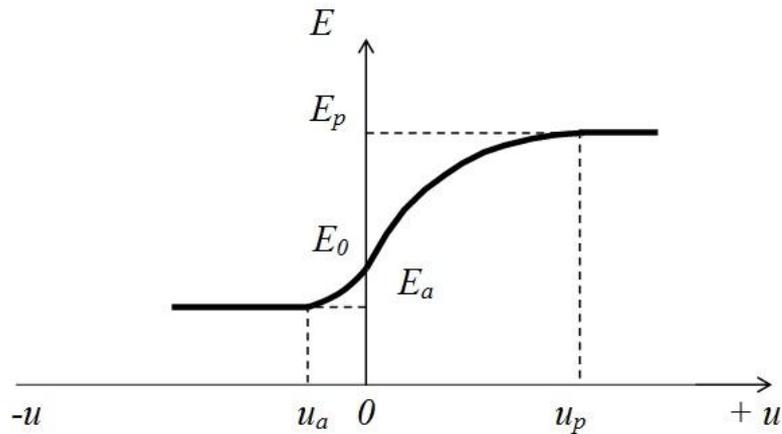


Рис. 7.4. Формирование активного, пассивного давления и давления покоя на ограждающую конструкцию

Как показывают эксперименты, для полного формирования призмы обрушения и развития активного давления на подпорную стенку требуются очень небольшие перемещения стенки. Напротив, образование призмы выпирания и развитие пассивного давления происходят при значительно больших значениях перемещений стенки.

Согласно [9] принято, что при горизонтальных перемещениях подпорной стенки *менее* $0,0005h$, где h - высота конструкции, давление грунта принимается равным давлению покоя.

При горизонтальных перемещениях подпорной стенки *более* $0,0005h$ зависимость величин бокового давления грунта соответствует диаграмме на рис.7.4. Боковое давление грунта становится равным активному давлению, если величина горизонтального перемещения конструкции в направлении от грунта превышает $0,001h$. Пассивное давление начинает действовать, когда величина горизонтального перемещения конструкции в направлении на грунт превышает $0,01h$ для влажных грунтов и $0,02h$ для водонасыщенных грунтов.

Так как в пределах призмы обрушения и призмы выпирания возникает предельное состояние грунта, задача определения активного и пассивного давления на подпорную стенку решается методами теории предельного равновесия. При этом поверхности скольжения приобретают сложное криволинейное очертание вследствие трения грунта о стенку. Точное определение очертаний линий скольжения связано со значительными математическими трудностями. Точное решение для общего случая давления грунта на подпорную стенку было получено проф. В.В. Соколовским.

Ввиду сложности точного решения для многих практических задач вместо криволинейных поверхностей скольжения принимают плоские. Этот метод был

предложен еще Ш. Кулоном (1773 г.). Метод Кулона основан на следующих допущениях:

- поверхности скольжения плоские;
- призма обрушения соответствует максимальному давлению грунта на подпорную стенку;
- трение грунта призмы обрушения о стенку отсутствует;
- стенка абсолютно жесткая.

При определении активного давления метод Кулона дает результаты, близкие к строгим решениям. При определении пассивного давления получается завышенный результат, причем погрешность возрастает с увеличением угла внутреннего трения грунта. В этом случае лучше пользоваться методами, основанными на предположении криволинейных поверхностей скольжения или на теории предельного равновесия.

7.3. Определение давления идеально сыпучего грунта ($c = 0$, $\varphi \neq 0$) на вертикальную гладкую подпорную стенку при горизонтальной поверхности засыпки

Рассмотрим условие предельного равновесия элементарной призмы, вырезанной из призмы обрушения вблизи задней грани подпорной стенки (рис. 7.5, а). Так как трение грунта о подпорную стенку отсутствует (стенка абсолютно гладкая), на вертикальных и горизонтальных площадках действуют главные напряжения σ_1 и σ_3 . При небольших смещениях стенки возникает предельное равновесие рассматриваемой призмы. Условие предельного равновесия может быть записано согласно уравнению (5.4). При этом вертикальное главное напряжение равно напряжению от собственного веса грунта:

$$\sigma_1 = \gamma z, \quad (7.3)$$

где γ – удельный вес грунта; z – глубина от поверхности засыпки.

Тогда условие предельного равновесия для рассматриваемой призмы запишется в следующем виде:

$$\sigma_3 = \sigma_1 \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) = \gamma z \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2). \quad (7.4)$$

Напряжение σ_3 – это и есть активное давление грунта на подпорную стенку. Из выражения (7.4) следует, что эпюра активного давления имеет вид треугольника (рис. 7.5, б). Равнодействующая активного давления численно равна площади этой эпюры. При высоте стенки H равнодействующая может быть определена по формуле

$$E_a = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}). \quad (7.5)$$

Точка приложения равнодействующей E_a находится в центре тяжести эпюры, т.е. на расстоянии $1/3 H$ от ее подошвы.

Аналогично можно найти выражение для пассивного давления грунта.

При этом наибольшим будет горизонтальное напряжение, а не вертикальное, как в случае активного давления. Тогда ордината пассивного давления равна

$$\sigma_p = \gamma \cdot z \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2), \quad (7.6)$$

а равнодействующая пассивного давления

$$E_p = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}). \quad (7.7)$$

Здесь h – заглубление подпорной стенки в грунт.

Пользоваться выражением (7.7) нужно с осторожностью, так как расхождение с точным решением может быть значительно и возрастает с увеличением угла φ .

Иногда используют следующие обозначения:

$$\begin{aligned} \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) &= \lambda_a - \text{коэффициент активного давления;} \\ \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2) &= \lambda_p - \text{коэффициент пассивного давления.} \end{aligned}$$

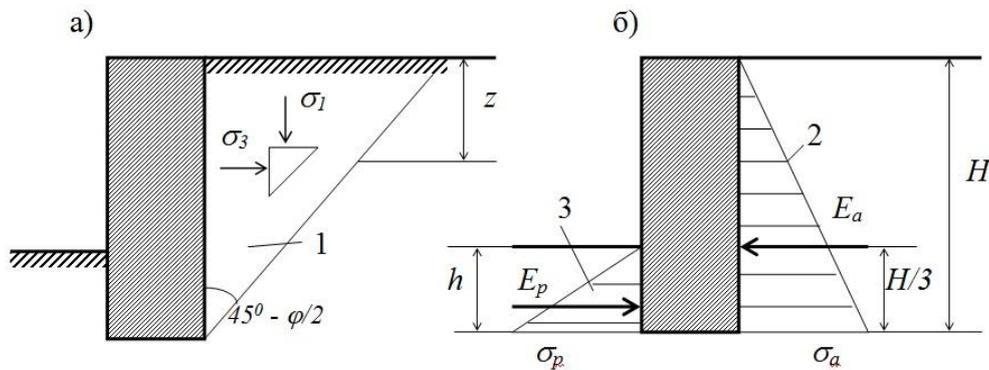


Рис. 7.5. Схема действия сил и эпюры давления идеально сыпучего грунта на гладкую подпорную стенку:

1 – призма обрушения; 2 – эпюра активного давления; 3 – эпюра пассивного давления

7.4. Учет сцепления при определении активного давления связного грунта ($c \neq 0$, $\varphi \neq 0$) на вертикальную гладкую подпорную стенку при горизонтальной поверхности засыпки

Действие сил сцепления заменяем всесторонним равномерным давлением связности $P_c = c \cdot \operatorname{ctg} \varphi$ (формула (2.31)). В этом случае активное давление на глубине z будет равно

$$\sigma_{az} = \gamma \cdot z \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) - P_c. \quad (7.8)$$

Как известно, связный грунт может держать вертикальный откос высотой h_c , определяемой с учетом наличия трения по формуле

$$h_c = \frac{2c}{\gamma \cdot \operatorname{tg}(45^\circ - \frac{\varphi}{2})}. \quad (7.9)$$

Таким образом, в пределах глубины h_c от поверхности засыпки связный грунт не оказывает давления на подпорную стенку (рис. 7.6). Тогда ординату активного давления на глубине z можно записать как

$$\sigma_{az} = \gamma \cdot z \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) - 2c \cdot \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2). \quad (7.10)$$

Первое слагаемое в этой формуле характеризует давление сыпучего грунта без учета сцепления, а второе показывает, насколько снижается интенсивность давления вследствие того, что грунт обладает сцеплением. Можно представить, что

$$\sigma_{az} = \sigma_{a\varphi} - \sigma_{ac}, \quad (7.11)$$

где $\sigma_{a\varphi} = \gamma \cdot z \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)$ – давление сыпучего грунта без учета сцепления;

$\sigma_{ac} = 2c \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2)$ – уменьшение давления за счет связности.

Величину равнодействующей активного давления E_a можно определить как площадь треугольной эпюры σ_a , имеющей высоту $H - h_c$:

$$E_a = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) - 2cH \operatorname{tg}(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) + \frac{2c^2}{\gamma}. \quad (7.12)$$

Найдем выражение для пассивного давления грунта. Условие предельного равновесия для призмы выпирания запишется в следующем виде:

$$\sigma_3 = \sigma_1 \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2) + 2c \operatorname{tg}(45^\circ + \varphi/2). \quad (7.13)$$

Тогда ордината пассивного давления равна

$$\sigma_p = \gamma \cdot z \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2) + 2c \operatorname{tg}(45^\circ + \varphi/2), \quad (7.14)$$

а равнодействующая пассивного давления численно равна площади полученной эпюры.

Нужно помнить, что погрешность определения пассивного давления по методу Кулона возрастает с увеличением угла φ . При $\varphi \leq 10^\circ$ эта погрешность еще не велика. При больших значениях угла φ лучше пользоваться строгими решениями теории предельного равновесия.

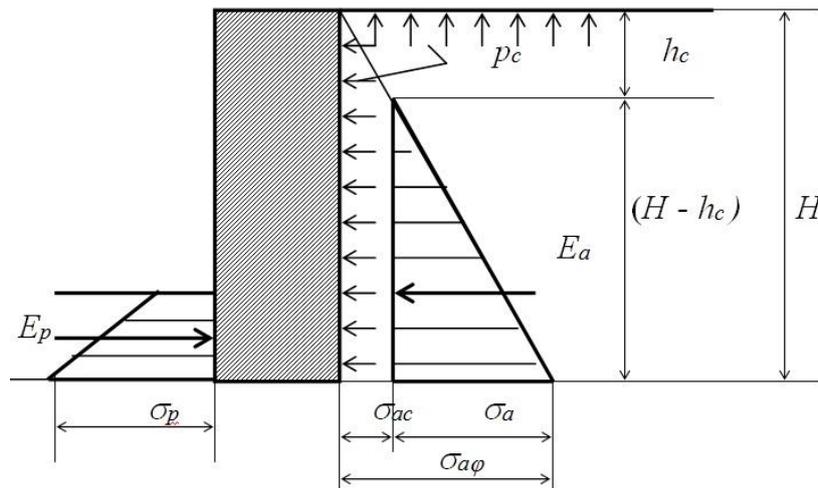


Рис. 7.6. Схема действия сил и эпюры давления связного грунта на гладкую подпорную стенку

7.5. Учет нагрузки на поверхности засыпки при определении активного давления на подпорную стенку

При наличии на поверхности засыпки сплошной равномерно распределенной нагрузки интенсивностью q (рис. 7.7) выражение (7.3) будет иметь вид

$$\sigma_l = \gamma z + q. \quad (7.15)$$

Тогда интенсивность активного давления и его равнодействующая определяются из следующих выражений:

при $z = 0$

$$\sigma_a' = q \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2); \quad (7.16)$$

при $z = H$

$$\sigma_a = (\gamma H + q) \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) \quad (7.17)$$

и равнодействующая активного давления

$$E_a = H \left(\frac{\gamma \cdot H}{2} + q \right) \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (7.18)$$

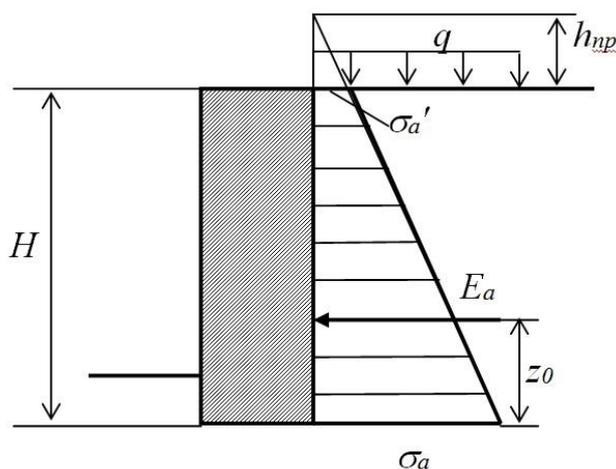


Рис. 7.7. Схема определения активного давления при наличии нагрузки на поверхности засыпки

Можно учесть действие равномерно распределенной нагрузки на поверхности засыпки иначе. Распределенную нагрузку заменяют дополнительным слоем грунта высотой h_{np} :

$$h_{np} = \frac{q}{\gamma}, \quad (7.19)$$

где γ – удельный вес грунта; q – интенсивность нагрузки.

Тогда выражения для интенсивности активного давления и его равнодействующей примут следующий вид

при $z = 0$

$$\sigma_a' = \gamma h_{np} \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2); \quad (7.20)$$

при $z = H$

$$\sigma_a = \gamma (H + h_{np}) \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2). \quad (7.21)$$

Равнодействующая активного давления равна площади трапеции, т.е.

$$E_a = \frac{\sigma_a' + \sigma_a}{2} H \quad (7.22)$$

или

$$E_a = \frac{\gamma}{2} (H^2 + 2H \cdot h_{np}) \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (7.23)$$

Точка приложения равнодействующей активного давления находится на расстоянии z_0 от подошвы стенки:

$$z_0 = \frac{H}{3} \cdot \frac{H + 3h_{np}}{H + 2h_{np}}. \quad (7.24)$$

7.6. Учет наклона и шероховатости задней грани подпорной стенки при определении активного давления

При наклонном положении и шероховатости задней грани подпорной стенки интенсивность и направление активного давления грунта изменяется. Значение давления σ_{ac} в формуле (7.11) для случая наклонной задней грани подпорной стенки может быть определено по формулам:
при положительном угле ε (рис. 7.8, а)

$$\sigma_{ac} = \frac{c \cdot \cos \varphi}{\cos^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi + \varepsilon}{2} \right)}; \quad (7.25)$$

при отрицательном угле ε (рис. 7.8, б)

$$\sigma_{ac} = \frac{c \cdot \cos \varphi}{\cos^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi - \varepsilon}{2} \right)}; \quad (7.26)$$

а равнодействующая активного давления
при положительном угле ε

$$E_a = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \left[\operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi + \varepsilon}{2} \right) + \operatorname{tg} \varepsilon \right]^2 \cdot \cos \varepsilon; \quad (7.27)$$

при отрицательном угле ε

$$E_a = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \left[\operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi - \varepsilon}{2} \right) - \operatorname{tg} \varepsilon \right]^2 \cdot \cos \varepsilon. \quad (7.28)$$

Здесь ε – угол между вертикалью и задней гранью подпорной стенки.

Направление равнодействующей активного давления E_a при отсутствии трения грунта о подпорную стенку принимается горизонтальным при $\varepsilon < 0$ и перпендикулярным к задней грани при $\varepsilon \geq 0$.

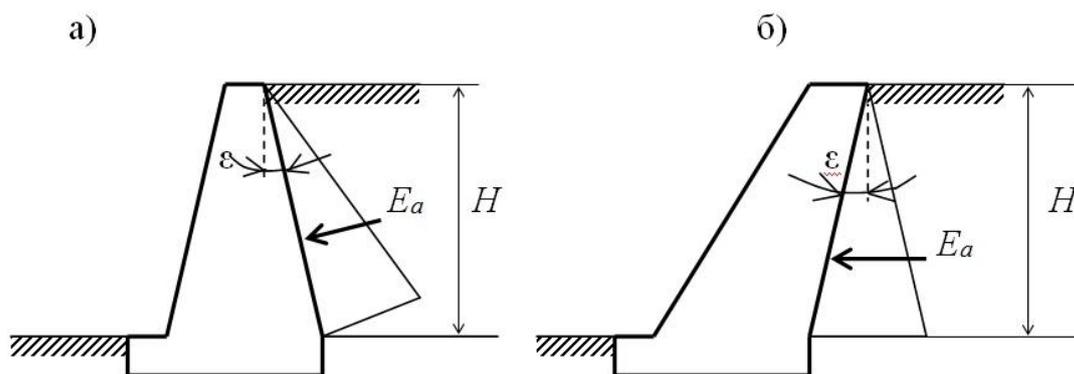


Рис. 7.8. Схема действия активного давления при наклонном положении задней грани гладкой подпорной стенки

Если задняя грань подпорной стенки шероховатая, то направление равнодействующей активного давления E_a составляет угол ω с нормалью к задней грани стенки (ω – угол трения грунта о стенку). Угол ω для сильно шероховатых стенок принимается равным φ , для мелкозернистых водонасыщенных песков и при вибрационных нагрузках $\omega = 0$; в остальных случаях $\omega = 0,54\varphi$, где φ – угол внутреннего трения грунта засыпки.

7.7. Расчет устойчивости подпорных стенок

Расчет устойчивости подпорных стенок производится на плоский сдвиг (сдвиг по подошве стены), глубинный сдвиг и опрокидывание относительно нижней грани стены.

Устойчивость подпорной стенки считается обеспеченной, если коэффициент устойчивости, т.е. отношение удерживающих сил к сдвигающим силам или удерживающих моментов к опрокидывающим моментам, имеет значение больше единицы:

$$\gamma_{st} \geq 1.$$

Реально его значение обычно принимают в пределах 1,1 ... 1,3.

При сложном очертании подпорной стенки или смене слоев грунта по глубине в пределах высоты стенки приходится выполнять расчеты сначала для верхней части стенки, а затем, приняв верхние слои грунта в качестве пригрузки, для второй и последующих частей стенки. По найденным на границах участков подпорной стенки давлениям строят эпюры давления грунта по задней грани, определяют суммы удерживающих и сдвигающих сил или удерживающих и опрокидывающих моментов относительно точки возможного поворота стенки и рассчитывают коэффициент устойчивости стенки.

Пример 7.1

Оценить устойчивость подпорной стенки, ограждающей выемку в грунте (рис. 7.9). За подпорной стенкой залегают грунты ненарушенной структуры. На

поверхности грунта имеется пригрузка интенсивностью $q = 25$ кПа. Высота стенки $H = 8,5$ м, глубина заделки в грунт $h_0 = 3,5$ м. Подпорная стенка выполнена из монолитного бетона, толщина стенки $b = 2,0$ м. В пределах высоты стенки до глубины $H_1 = 3,7$ м залегает песок пылеватый средней плотности малой степени водонасыщения с характеристиками: $\gamma_1 = 18,7$ кН/м³; $\varphi_1 = 18^\circ$; $c_1 = 1,9$ кПа. Ниже песка залегает глинистый грунт – суглинок полутвердый с характеристиками: $\gamma_1 = 20$ кН/м³; $\varphi_1 = 20^\circ$; $c_1 = 25$ кПа.

Интенсивность распределения активного давления за подпорной стенкой с учетом пригрузки можно вычислить по формуле

$$\sigma_{az} = \gamma_1 \cdot z \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2}\right) + q \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2}\right) - 2 \cdot c_1 \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2}\right)$$

или $\sigma_{az} = \sigma_{a\varphi} + \sigma_{aq} - \sigma_{ac}$.

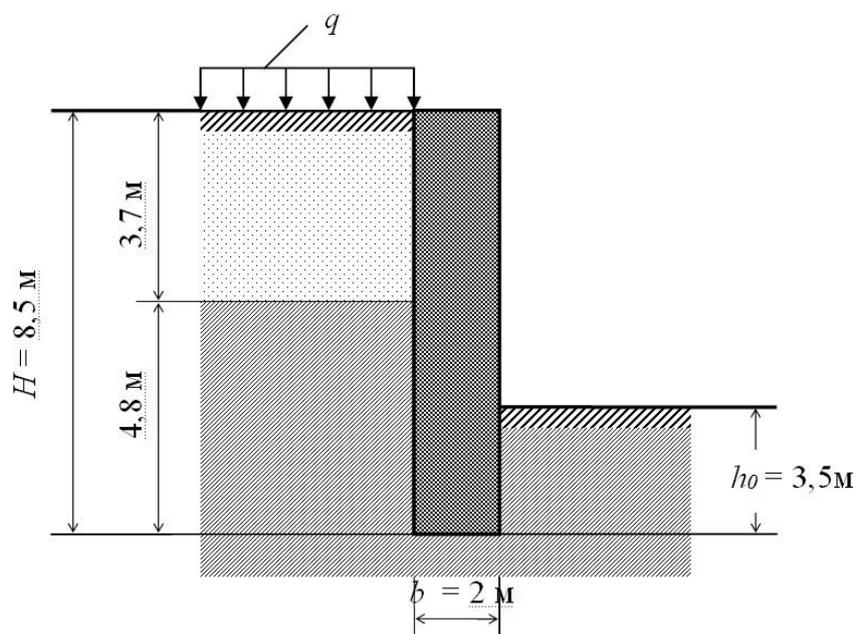


Рис. 7.9. Расчетная схема подпорной стенки к примеру 7.1

Для построения эпюры активного давления на подпорную стенку достаточно определить величину интенсивности активного давления на поверхности грунта и у подошвы подпорной стенки H или на нижней границе рассматриваемого слоя H_1 .

Таким образом, на поверхности грунта при $z = 0$ получим

$$\sigma_{a\varphi} = 0;$$

$$\sigma_{aq} = q \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2}\right);$$

$$\sigma_{ac} = 2 \cdot c_1 \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2}\right).$$

Таким образом, при $z = H$ или $z = H_1$ получим:

$$\sigma_{a\varphi} = \gamma_1 \cdot H \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2} \right),$$

$$\sigma_{aq} = q \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2} \right),$$

$$\sigma_{ac} = 2 \cdot c_1 \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2} \right).$$

Если $\sigma_{aq} - \sigma_{ac} > 0$, то эпюра активного давления будет иметь вид трапеции;
если $\sigma_{aq} - \sigma_{ac} = 0$, то эпюра активного давления будет иметь вид треугольника;
если $\sigma_{aq} - \sigma_{ac} < 0$, то эпюра активного давления будет иметь вид двух треугольников с разными знаками.

Так как в пределах подпорной стенки чередуются песчаные и глинистые грунты, то расчет интенсивности активного давления следует производить раздельно: в начале слоя H_1 , а затем слоя H_2 . При этом на кровле нижележащего слоя следует учитывать пригрузку $q_1 = q + \gamma_1 \cdot H_1$.

Равнодействующая активного давления грунта на подпорную стенку равна площади полученной эпюры давления и приложена в центре тяжести соответствующей фигуры.

Определим активное давление грунта на заданную подпорную стенку.

В пределах слоя **песчаного грунта**:

при $z = 0$ $\sigma_{a\varphi} = 0$;

$$\sigma_{az} = \sigma_{aq} - \sigma_{ac} = 25 \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - 9^\circ) - 2 \cdot 1,9 \cdot \operatorname{tg}(45^\circ - 9^\circ) = 10,3 \text{ кПа};$$

при $z = 3,7$ м

$$\sigma_{az} = \sigma_{a\varphi} + \sigma_{aq} - \sigma_{ac} = 18,7 \cdot 3,7 \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - 9^\circ) + 25 \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - 9^\circ) - 2 \cdot 1,9 \cdot \operatorname{tg}(45^\circ - 9^\circ) = 46,4 \text{ кПа}.$$

Результирующие активного давления равны:

от пригрузки $E_1 = E_{aq} = 3,7 \cdot 10,3 = 38,22 \text{ кН}$;

от грунта $E_2 = E_{a\varphi} = \frac{1}{2} \cdot 3,7 \cdot (46,4 - 10,3) = 66,78 \text{ кН}$.

В пределах слоя **глинистого грунта** активное давление определяем отдельно, приняв за значение $z_1 = 0$ глубину кровли глинистого грунта $z = 3,7$ м, с учетом пригрузки

$$q_1 = 25 + 18,7 \cdot 3,7 = 94,19 \text{ кН/м}.$$

При $z_1 = 0$

$$\sigma_{az} = 94,19 \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - 10^\circ) - 2 \cdot 25 \cdot \operatorname{tg}(45^\circ - 10^\circ) = 10,89 \text{ кПа};$$

при $z_1 = 4,8$ м

$$\sigma_{az} = 20 \cdot 4,8 \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - 10^\circ) + 94,19 \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - 10^\circ) - 2 \cdot 25 \cdot \operatorname{tg}(45^\circ - 10^\circ) = 60,26 \text{ кПа}.$$

Равнодействующие активного давления равны:

$$E_3 = E_{aq} = 4,8 \cdot 10,89 = 52,29 \text{ кН};$$

$$E_4 = E_{a\varphi} = \frac{1}{2} \cdot 4,8 \cdot (60,26 - 10,89) = 118,49 \text{ кН}.$$

Эпюры давления на подпорную стенку представлены на рис. 7.10.

Пассивное давление грунта на подпорную стенку можно вычислить по формуле

$$\sigma_{pz} = \gamma_1 \cdot z \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi_1}{2}\right) + 2 \cdot c_1 \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ + \frac{\varphi_1}{2}\right)$$

или $\sigma_{pz} = \sigma_{p\varphi} + \sigma_{pc}$, где

$$\sigma_{p\varphi} = \gamma_1 \cdot z \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi_1}{2}\right),$$

$$\sigma_{pc} = 2 \cdot c_1 \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ + \frac{\varphi_1}{2}\right).$$

Для построения эпюры пассивного давления достаточно вычислить пассивное давление грунта в двух точках: $z = 0$ и $z = h_0$.

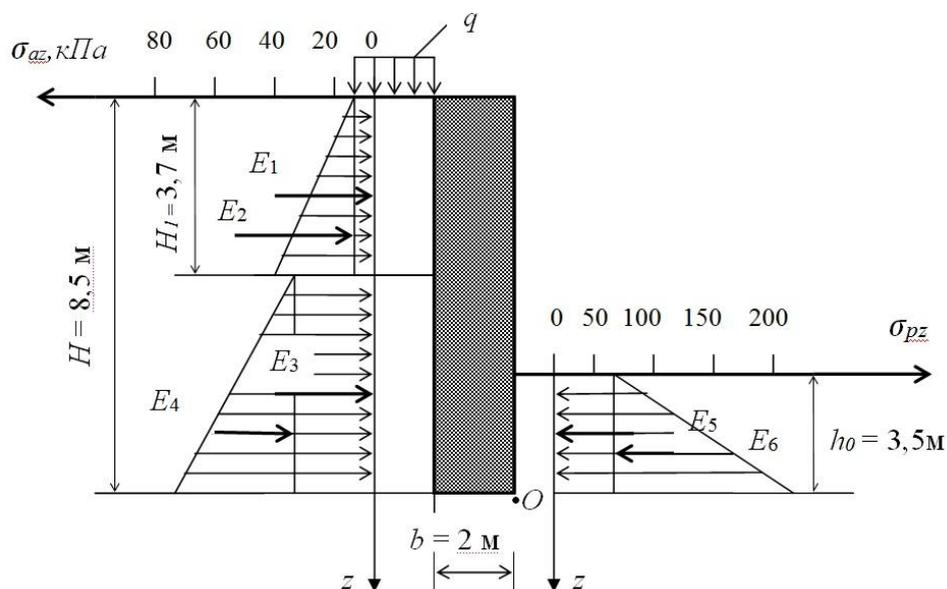


Рис. 7.10. Эпюры давления на подпорную стенку

Определим пассивное давление грунта на заданную подпорную стенку.

При $z = 0$ $\sigma_{pz} = 2 \cdot 25 \cdot \operatorname{tg}(45^\circ + 10^\circ) = 71,4$ кПа;

при $z = 3,5$ м $\sigma_{pz} = 20 \cdot 3,5 \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ + 10^\circ) + 2 \cdot 25 \cdot \operatorname{tg}(45^\circ + 10^\circ) = 214,1$ кПа.

Равнодействующие пассивного давления равны:

$$E_5 = E_{pq} = 71,4 \cdot 3,5 = 249,9 \text{ кН};$$

$$E_6 = E_{p\varphi} = \frac{1}{2} \cdot (214,1 - 71,4) \cdot 3,5 = 249,7 \text{ кН}.$$

Проверим устойчивость подпорной стенки на опрокидывание относительно точки О на передней грани стенки.

Момент от действия сил активного давления E_1 и E_2 относительно точки О равен

$$M_{0,2} = 38,22 \cdot (4,8 + 1,85) + 66,75 \cdot (1,23 + 4,8) = 656,9 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Момент от действия сил E_3 и E_4 относительно точки О равен

$$M_{o3,4} = 52,29 \cdot 2,4 + 118,49 \cdot 1,6 = 315,1 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Всего опрокидывающий момент от действия сил активного давления равен

$$M_{oa} = 656,923 + 315,1 = 927,0 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Момент от действия сил пассивного давления относительно точки O:

$$M_{p5,6} = 249,9 \cdot (3,5/2) + 249,7 \cdot (3,5/3) = 728,6 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Собственный вес подпорной стенки:

$$G = \gamma_b \cdot b \cdot H = 24 \cdot 2 \cdot 8,5 = 408 \text{ кН.}$$

Всего момент удерживающих сил:

$$M_{ou} = 728,6 + 408 \cdot 2/2 = 1136,6 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Определим коэффициент устойчивости подпорной стенки.

$$\gamma_{st} = \frac{M_{ou}}{M_{ocob}} = \frac{1136,6}{972,0} = 1,17 > 1,1,$$

следовательно, стенка устойчива против опрокидывания относительно передней грани.

7.8. Определение давления грунта на подпорные стенки методом теории предельного равновесия

В.В. Соколовский рассматривает грунт как сплошную несвязную или связную среду и принимает, что эта среда под влиянием незначительного перемещения подпорной стенки приходит в некоторой области за ней в предельное напряженное состояние, т.е. что в любой точке этой области, ограниченной некоторой объемлющей поверхностью скольжения, выполняется условие $\tau = \tau_{np}$, которое приводит к уравнению

$$(\sigma_z - \sigma_x)^2 + 4\tau_{zx}^2 = \sin^2 \varphi \left(\sigma_z + \sigma_x + \frac{2c}{\operatorname{tg} \varphi} \right)^2. \quad (7.29)$$

Таким образом, в этой области появляется бесконечное множество поверхностей скольжения, образующих два семейства, из которых одно отвечает максимальному предельному состоянию, а другое – минимальному.

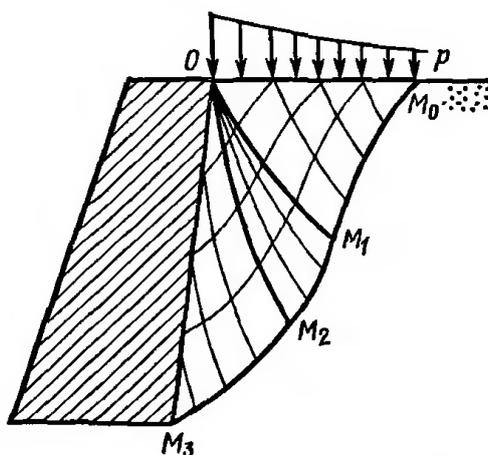


Рис.7.11. Поле линий скольжения для общего случая давления грунта на подпорную стенку

Так как грунт, находящийся в предельном напряженном состоянии, находится также и в равновесии, то для него могут быть использованы дифференциальные уравнения равновесия плоской задачи сплошной среды (формула (5.29)).

Теория предельного равновесия позволяет путем численного интегрирования дифференциальных уравнений равновесия решать два типа задач: 1) определить силу, которая должна поддерживать массив грунта, чтобы он не обрушился; 2) находить силу, которую надо прикладывать к заглубленной в грунт конструкции (или фундаменту), чтобы достигнуть предельного равновесия.

Строгое решение задачи о давлении грунта на подпорную стенку получено В.В. Соколовским для случая однородного сыпучего грунта и горизонтальной поверхности засыпки. Результаты этого решения представлены в виде безразмерных коэффициентов q_0 и q_0' соответственно для активного и пассивного давлений и приведены в таблицах.

Для активного давления

$$\sigma_a = q_0(\gamma z + q); \quad (7.30)$$

для пассивного давления

$$\sigma_p = q_0'(\gamma z + q), \quad (7.31)$$

где γ – удельный вес грунта призмы обрушения; z – глубина рассматриваемой точки от верха подпорной стенки; q – пригрузка на поверхности засыпки; q_0 и q_0' – безразмерные коэффициенты соответственно активного и пассивного давлений, определяемые по таблицам [3, 6, 7] в зависимости от угла внутреннего трения грунта, угла трения грунта о стенку и угла наклона задней грани стенки к вертикали.

Вычислив значения σ_a и σ_p , легко построить эпюры активного и пассивного давлений и определить их равнодействующие.

7.9. Графический метод определения давления грунта на подпорные стенки

Этот метод был предложен Ш. Кулоном и базируется на предположении плоских поверхностей скольжения. Метод основан на построении силовых треугольников и справедлив для общего случая засыпки грунта за подпорной стенкой, любой формы засыпки и любого наклона задней грани стенки. Метод позволяет определить **максимальное давление** грунта на подпорную стенку.

Через нижнюю точку A на задней грани подпорной стенки проводят возможную поверхность скольжения AC под углом α к горизонтали (рис.7.12). На призму обрушения действуют следующие силы: F – вес призмы обрушения с учетом нагрузки на поверхности засыпки, E – реактивная сила, равная активному давлению грунта и R – реакция неподвижного массива грунта. Сила E отклонена от нормали к задней грани стенки на угол φ_0 – угол трения грунта о стенку. Обычно принимают для глин $\varphi_0 = 0$, для сыпучих грунтов $\varphi_0 = 0,67 \varphi$.

Реакция неподвижного массива грунта R отклонена от нормали к линии AC на угол φ .

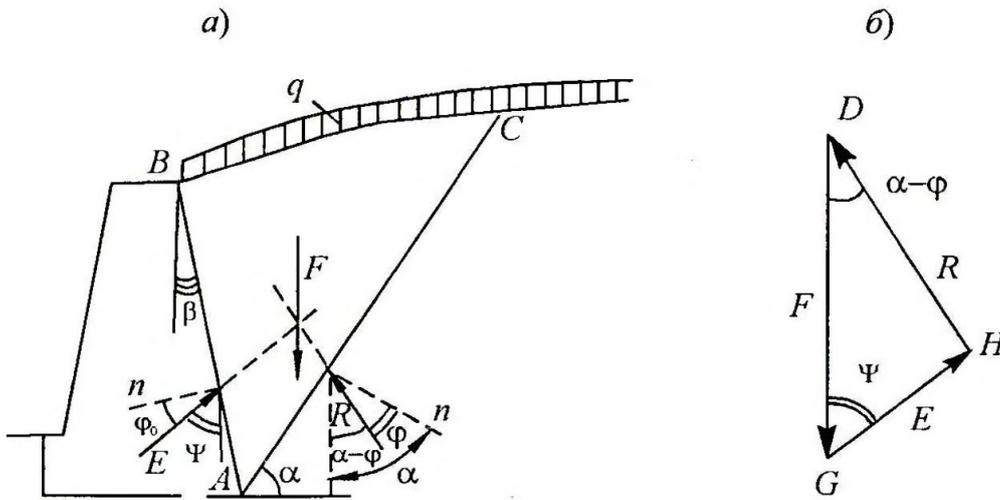


Рис. 7.12. Расчетная схема для графического метода определения давления грунта на подпорную стенку:
а – схема приложения сил к призме обрушения; б – треугольник сил

Рассчитав силу F , откладывают ее вертикально в определенном масштабе и, зная направления остальных сил, строят треугольник сил. Треугольник должен быть замкнут, так система сил находится в предельном равновесии. Из условия замыкания силового треугольника определяем силы E и R .

Таким образом, активное давление грунта на подпорную стенку при заданной поверхности скольжения численно будет равно полученному значению E .

Для нахождения максимального давления на подпорную стенку проводят несколько линий скольжения под разными углами $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$, соответствующих разным поверхностям скольжения (рис. 7.13).

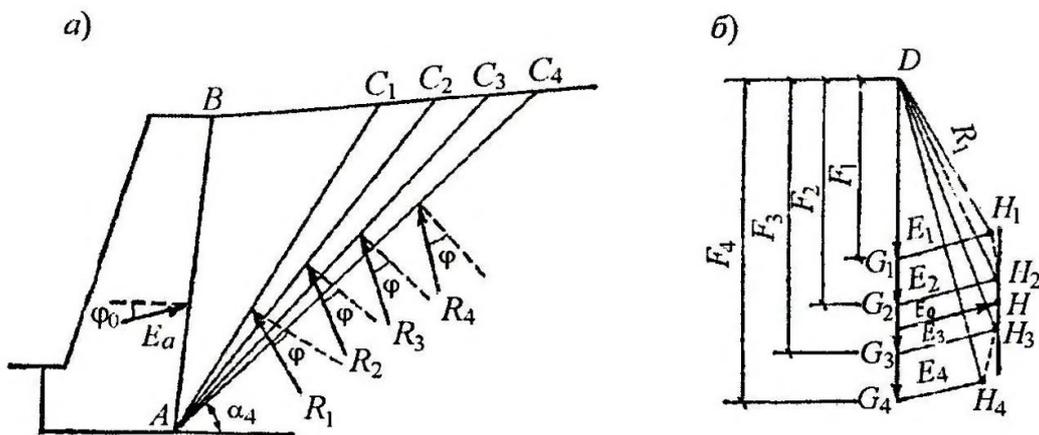


Рис. 7.13. Определение положения наиболее опасной поверхности скольжения графическим методом:
а – схема сил, приложенных к призме обрушения;
б – совмещенные треугольники сил

Для этих поверхностей скольжения направления реактивных сил R_1, R_2, R_3 будут различны, а направления реактивных сил E одинаковыми. Построив совместно силовые треугольники, можно определить E_{max} по точке касания прямой, проведенной параллельно F к кривой, соединяющей точки пересечения лучей. E_{max} будет равно длине максимального отрезка.

По полученному значению E_{max} можно построить эпюру активного давления. Значение σ_a на уровне низа задней грани будет равно

$$\sigma_a = \frac{2E_{max}}{H}, \quad (7.32)$$

где H – высота стенки.

Вопросы для контроля знаний

1. Для чего предназначены ограждающие конструкции?
2. Какие типы конструкций подпорных стен Вы знаете?
3. Что такое активное и пассивное давление грунта?
4. В каком случае на ограждающую конструкцию со стороны грунта действует давление покоя?
5. Как определяется активное давление идеально сыпучего грунта на вертикальную гладкую подпорную стенку методом Кулона?
6. Как определяется пассивное давление грунта на вертикальную гладкую подпорную стенку методом Кулона?
7. В каких случаях можно пользоваться методом Кулона для определения давления грунта на подпорные стенки?
8. Как определяется активное давление связного грунта на вертикальную гладкую подпорную стенку?
9. Как определяется пассивное давление связного грунта на вертикальную гладкую подпорную стенку?
10. Как учитывается наличие нагрузки на поверхности засыпки при определении активного давления на подпорные стенки?
11. Как изменяется интенсивность и направление активного давления грунта при наклонном положении задней грани подпорной стенки?
12. Как изменяется интенсивность и направление активного давления грунта при шероховатой задней грани подпорной стенки?
13. Как рассчитывается устойчивость подпорных стенок?
14. Каков порядок построения эпюр давления грунта при сложном очертании подпорной стенки или смене слоев грунта по глубине в пределах высоты стенки?
15. Как используется теория предельного равновесия для определения давления грунта на подпорные стенки?
16. В чем суть графического метода определения давления грунта на подпорные стенки?

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Учебное пособие предназначено для студентов специальности 08.05.01 Строительство уникальных зданий и сооружений специализаций «Строительство высотных и большепролетных зданий и сооружений» и «Строительство подземных сооружений» всех форм обучения. Авторы стремились в доступной для студентов форме изложить основные положения дисциплины "Механика грунтов" в том объеме, который рекомендован федеральным государственным образовательным стандартом для данной специальности.

Пособием могут пользоваться также студенты строительных специальностей, обучающиеся по программе бакалавриата

Пособие будет полезно как при изучении теоретического материала, так и при выполнении контрольных работ, подготовке к лабораторным работам и при самостоятельной работе по дисциплине "Механика грунтов".

Пособие включает в себя примеры расчета и контрольные вопросы по всем разделам рабочей программы по дисциплине, а также необходимые таблицы и справочные материалы, соответствующие действующим нормативным документам.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Алексеев, В.М. Полевые методы исследований механических свойств грунтов/ В.М. Алексеев, П.И. Калугин. – Воронеж, 2011. – 112 с.
2. Далматов, Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты/ Б.И. Далматов. – Л., 1988. – 515 с.
3. Далматов, Б.И. Механика грунтов: Ч. 1: Основы геотехники: учебник для вузов /Б.И. Далматов, В. Н. Бронин, В.Д. Карлов и др. – М.: Изд. АСВ, 2002. – 201 с.
4. ГОСТ 12248 - 2010. Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости. – М.: Стандартинформ, 2011. – 156 с.
5. ГОСТ 25100 - 2011. Грунты. Классификация. – М.: Стандартинформ, 2012. – 63 с.
6. Мангушев, Р.А. Механика грунтов: учебник / Р.А. Мангушев, В.Л. Карлов, И.И. Сахаров – М.: Изд. АСВ, 2009. – 264 с.
7. Механика грунтов, основания и фундаменты: учеб. пособие для строит. спец. вузов /С.Б. Ухов, В.В. Семенов, В.В. Знаменский и др.; под ред. С.Б. Ухова. – М.: Высшая школа, 2002. – 566 с.
8. СНиП 2.02.01 – 83*. Основания зданий и сооружений. М., 1995.
9. СП 22.13330.2011. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01 – 83*. М., 2011.
10. Тер-Мартirosян, З.Г. Механика грунтов/ З.Г. Тер-Мартirosян – М.: Изд. АСВ, 2009. – 488 с.
11. Цытович, Н.А. Механика грунтов: краткий курс/ Н.А. Цытович - М.: Высшая школа, 1983. – 287 с.

ГЛОССАРИЙ

А

Активное давление - давление, которое испытывает подпорная стенка со стороны грунта в случае смещения ее в сторону от грунта.

Активная зона сжатия - толщина грунта, в пределах которой практически деформируется грунт под действием уплотняющих давлений.

В

Влажность грунта (w) – отношение массы воды к массе твердых частиц грунта.

Водопроницаемость – свойство водонасыщенного грунта под действием разности напоров пропускать через свои поры сплошной поток воды.

Г

Гидравлический градиент (i) – потеря напора на длине пути фильтрации.

Глубина сжимаемой толщи (H_c) – такая глубина, ниже которой деформациями грунта от внешних нагрузок можно пренебречь.

Гранулометрический состав грунта (G) – содержание частиц различной крупности, выраженное в процентах от общего веса сухого грунта.

Грунт – естественная или техногенная горная порода, являющаяся объектом инженерно-хозяйственной деятельности человека (ГОСТ 25100 –95). **Грунты** – все рыхлые горные породы коры выветривания литосферы (каменной оболочки Земли) – несвязные (сыпучие) или связные, прочность связей которых во много раз меньше прочности самих минеральных частиц [11].

Грунт глинистый – связный минеральный грунт, обладающий числом пластичности $I_p \geq 1$.

Грунт песчаный (песок) – несвязный минеральный грунт, в котором масса частиц размером 0,05-2 мм составляет более 50 % и число пластичности $I_p < 1\%$.

Грунт крупнообломочный – несвязный минеральный грунт, в котором масса частиц размером крупнее 2 мм составляет более 50 %.

Грунт органико-минеральный – грунт, содержащий от 3 до 50 % (по массе) органического вещества

Д

Давление покоя – давление, оказываемое со стороны грунта на неподвижную подпорную стенку или другую ограждающую конструкцию.

Давление связности (p_c) – всестороннее давление, суммарно заменяющее действие всех сил сцепления.

З

Задача Буссинеска – задача о действии вертикальной сосредоточенной силы, приложенной к поверхности линейно деформируемого полупространства.

Задача Терцаги – Герсеванова (одномерная задача уплотнения) – задача о слое грунта конечной толщины, лежащем на несжимаемом основании и нагру-

женном сплошной равномерной нагрузкой. Соответствует уплотнению грунта в компрессионном приборе.

Закон Кулона – одна из закономерностей механики грунтов: *предельное сопротивление сыпучих грунтов сдвигу прямо пропорционально нормальному напряжению* (для сыпучих грунтов). Для связных грунтов: *предельное сопротивление связных грунтов сдвигу есть функция первой степени от нормального напряжения*.

Закон ламинарной фильтрации (закон Дарси) – одна из закономерностей механики грунтов: *скорость фильтрации воды в грунтах прямо пропорциональна гидравлическому градиенту*.

Закон уплотнения грунта – одна из закономерностей механики грунтов, утверждающая, что в ограниченном диапазоне давлений изменение коэффициента пористости прямо пропорционально изменению давления. Позволяет считать грунт линейно деформируемой средой и применять к нему математический аппарат теории упругости.

И

Изобары – линии равных вертикальных напряжений σ_z .

К

Компрессионное сжатие – сжатие грунта в одометре без возможности бокового расширения.

Компрессионная кривая – зависимость коэффициента пористости грунта от давления, получаемая при испытаниях грунта в одометре при сжатии без возможности бокового расширения.

Консолидированно-дренированный сдвиг (КД-сдвиг) – схема испытаний грунта в приборе прямого одноплоскостного сдвига (среза), при которой идентичные образцы грунта предварительно уплотняются под различным вертикальным давлением до завершения процесса консолидации. Применяется для грунтов, находящихся в стабилизированном состоянии.

Коэффициент водонасыщения (S_r) – отношение природной влажности грунта к его полной влагоемкости. Характеризует степень заполнения объема пор водой.

Коэффициент относительной сжимаемости (m_v) – характеристика сжимаемости грунта. Численно равен относительной осадке образца, приходящейся на единицу действующего давления.

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

Коэффициент сжимаемости (m_0) – характеристика сжимаемости грунта в пределах изменения давления от p_1 до p_2 . Численно равен тангенсу угла наклона отрезка компрессионной кривой к оси давлений.

Коэффициент фильтрации (k_f) – основная фильтрационная характеристика грунта. Равен скорости фильтрации при единичном гидравлическом градиенте.

Л

Ламинарное движение (в отличие от турбулентного) – это движение воды, при котором линии токов не пересекаются между собой.

Линейно деформируемая среда (тело) – среда, подчиняющаяся теории линейно деформируемых тел, предполагающей, что при однократном нагружении зависимость между деформациями и напряжениями в ней будет линейной.

М

Метод угловых точек – метод определения напряжений в точках, не лежащих на оси симметрии прямоугольной площадки, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой. Предложен Д.Е. Польшиным.

Метод послойного суммирования – метод расчета осадки грунта, заключающийся в суммировании осадок отдельных элементарных слоев такой толщины, при которой возможно принимать в расчетах средние значения действующих напряжений и коэффициентов. Суммирование осадок производится в пределах сжимаемой толщи.

Метод линейно деформируемого слоя – метод расчета осадки грунта, основанный на решении задачи о деформации упругого слоя, лежащего на несжимаемом основании, под действием всех местных нагрузок. Разработан К.Е. Егоровым.

Метод эквивалентного слоя – метод расчета осадки грунта, который приводит сложную пространственную задачу к эквивалентной одномерной. Занимает промежуточное положение между строгими аналитическими решениями и методом послойного суммирования. Разработан Н.А. Цытовичем.

Метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения – графоаналитический метод расчета устойчивости откосов, основанный на предположении, что потеря устойчивости откоса может произойти в результате вращения отсека грунтового массива относительно некоторого центра O . Поверхность скольжения в этом случае принимается проходящей по дуге окружности. Впервые был применен К. Петерсоном.

Механика грунтов – научная дисциплина, в которой изучаются напряженно-деформированное состояние грунтов и грунтовых массивов, условия прочности грунтов, давление на ограждения, устойчивость грунтовых массивов против сползания и разрушения, взаимодействие грунтовых массивов с сооружениями и ряд других вопросов.

Модуль деформации грунта (E) – основной показатель деформационных свойств грунта, характеризующий уплотняемость грунта при нагружении.

Н

Начальное критическое давление ($p_{нач.кр.}$) – наибольшее давление, соответствующее концу фазы уплотнения. Это давление является абсолютно безопасным для основания. Выражение для него получено Н.П. Пузыревским.

Нейтральное (поровое) напряжение – давление в поровой воде, которое не сказывается на деформации грунта, т. е. нейтральное по отношению к скелету.

Неконсолидированно-недренированный или быстрый сдвиг (НН-сдвиг) – схема испытаний грунта в приборе прямого одноплоскостного сдвига (среза), при которой образцы испытывают быстро без предварительного уплотнения. Применяется для водонасыщенных глинистых и органо-минеральных грунтов в нестабилизированном состоянии.

Нормативное значение характеристики – среднестатистическое, получаемое осреднением частных определений, значение этой характеристики.

О

Области предельного равновесия (зоны сдвигов) – зоны в основании штампа, в которых сопротивление сдвигу преодолевается и возникают скольжения между частицами. Сдвиговые деформации имеют пластический характер.

Одометр – прибор с жесткими стенками для испытания грунта на сжатие без возможности бокового расширения.

Оползень – внезапное смещение (сползание) значительных масс грунта вниз по склону под влиянием силы тяжести, связанное с нарушением равновесия грунтового массива. Сползание грунта происходит по поверхности скольжения, которая формируется в грунтовом массиве.

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

Осадка – перемещение поверхности грунта и возведенных на нем сооружений, связанное с уплотнением грунта при уменьшении его пористости.

Основание – массив грунта, на котором возводится сооружение, воспринимающий нагрузку от него и испытывающий в результате этого напряжения и деформации.

Откос – искусственно созданная поверхность, ограничивающая природный грунтовый массив, выемку или насыпь.

П

Пассивное давление (отпор) – давление в грунте, возникающее, если под действием каких-то сил подпорная стенка смещается в сторону грунта.

Пластичность – это способность грунта под действием внешнего усилия изменять свою форму без изменения объема и образования трещин и сохранять измененную форму после устранения внешнего воздействия.

Плотность грунта (ρ) – это отношение массы грунта вместе с водой в порах к занимаемому этим грунтом объему вместе с порами.

Плотность твердых частиц грунта (ρ_s) – отношение массы твердых частиц грунта к занимаемому ими объему.

Плотность скелета грунта (плотность сухого грунта (ρ_d)) – отношение массы твердых частиц грунта ко всему объему грунта.

Показатель текучести (I_L) – отношение разности влажностей, соответствующих двум состояниям грунта: естественному w и на границе раскатывания w_p – к числу пластичности I_p .

Поверхности скольжения – непрерывные поверхности, выходящие на поверхность грунта, по которым возможно выпирание (сдвиг) части массива грунта при потере устойчивости.

Подпорная стенка – инженерная конструкция, предназначенная для удержания от обрушения находящегося за ней неустойчивого массива грунта.

Полосовая нагрузка – равномерная нагрузка, распределенная по полосе определенной ширины.

Пористость грунта (n) – отношение объема пор в образце к объему всего образца.

Потеря устойчивости грунта в основании – состояние, сопровождающееся прогрессирующим пластическим течением, выпиранием грунта на поверхность или провальными осадками. Недопустимо для оснований фундаментов, так как приводит к разрушению всего сооружения.

Предельное сопротивление сдвигу (срезу) (τ_{np}) – касательное напряжение, при котором происходит сдвиг, т.е. разрушение образца грунта.

Предельное напряженное состояние массива грунта – такое напряженное состояние, при котором малейшее добавочное внешнее воздействие или малейшее уменьшение прочности грунта могут привести к нарушению существующего равновесия – к потере устойчивости массива грунта.

Предельная критическая нагрузка $R_{пред.кр}$ – нагрузка, соответствующая концу фазы сдвигов, полному исчерпанию несущей способности грунта и сплошному развитию зон предельного равновесия. Такая нагрузка приводит к полной потере устойчивости грунта основания и является абсолютно недопустимой для проектируемого сооружения. Определяется по решениям Л. Прандля - Г. Рейснера и В.В. Соколовского.

Призма обрушения – массив грунта, который может сползти по поверхности скольжения.

Природное (бытовое) давление – напряжение в грунте от веса вышележащих слоев (от собственного веса).

Просадка – резкая, провальная осадка, связанная с нарушением природной структуры грунта при изменении условий его существования.

Прочносвязанная (адсорбированная) вода – самые близкие к твердой частице слои 1 – 3 ряда молекул воды, находящиеся под действием электромолекулярных сил.

Р

Равноустойчивый (предельный) откос – откос, который имеет такое очертание, при котором ограниченный им массив грунта находится в предельном состоянии. Откосы круче предельного существовать не могут.

Распоры – линии равных горизонтальных напряжений σ_y .

Расчетное значение характеристики – значение, полученное делением нормативного значения на коэффициент надежности по грунту.

Расчетное сопротивление грунта (R) – условное критическое давление, до достижения которого в грунте сохраняется линейная зависимость между напряжениями и деформациями и при котором зоны сдвигов развиваются на глубину, равную одной четверти ширины подошвы фундамента. Если напряжения в грунте не превышают значение R , для оценки его напряженно-деформированного состояния можно использовать математический аппарат теории линейно деформируемых тел.

Рыхлосвязанная (пленочная) вода – следующие за прочносвязанной водой слои молекул воды, окружающей твердые частицы, удерживаемые силами электромолекулярного притяжения.

С

Свободная (поровая) вода – молекулы воды, находящиеся вне сферы действия электромолекулярных сил. Свободной является гравитационная вода, движение которой происходит под действием силы тяжести, и капиллярная, движущаяся силами капиллярного натяжения воды. Такая вода заполняет поры грунта.

Сдвиги – линии равных касательных напряжений τ_{zy} .

Сжимаемость – свойство грунта, заключающееся в способности изменять свое строение (упаковку частиц) на более компактное за счет уменьшения пористости.

Склон – откос, образованный природным путем и ограничивающий массив грунта естественного сложения.

Скорость фильтрации (V_f) – объем воды, проходящей в единицу времени через единицу площади поперечного сечения фильтрационного потока.

Степень плотности (I_D) – сравнение коэффициента пористости природного грунта с коэффициентом пористости этого грунта в самом рыхлом и самом плотном состояниях.

Структура грунта – размер, форма и количественное (процентное) соотношение слагающих грунт частиц.

Структурная прочность грунта (p_{str}) – прочность структурных связей в грунте, позволяющая скелету грунта выдерживать некоторую нагрузку до начала разрушения его каркаса.

Структурные связи – связи между частицами в грунте. Типы структурных связей в грунтах: водноколлоидные (коагуляционные и конденсационные) и кристаллизационные.

Т

Текстура грунта – пространственное расположение элементов грунта с разными составом и свойствами. Текстура характеризует неоднородность строения грунта в пласте залегания.

Теория предельного равновесия (теория предельного напряженного состояния грунта) – теория, описывающая поведение грунта в условиях развития в нем значительных зон предельного равновесия. Основана на решении системы

уравнений, состоящей из уравнений равновесия с присоединенными к ним условиями предельного равновесия.

У

Угол внутреннего трения (φ) – показатель прочности грунта. Для идеально сыпучего грунта численно равен углу естественного откоса. Для связного грунта представляет собой угол наклона к оси нормальных напряжений графика зависимости предельного сопротивления сдвигу от нормального напряжения.

Удельное сцепление (c) – показатель прочности грунта, численно равен отрезку, отсекаемому от оси касательных напряжений графиком зависимости предельного сопротивления сдвигу от нормального напряжения.

Ф

Фильтрация – движение воды в грунте при полностью заполненных порах.

Фильтрационная консолидация – процесс постепенной передачи внешнего давления на скелет грунта в результате его уплотнения и отжатия воды из пор.

Фундамент – подземная или заглубленная часть сооружения, предназначенная для передачи нагрузки от сооружения на основание

Ч

Число пластичности (I_p) – разность влажностей, соответствующая двум состояниям грунта: на границе текучести w_L и на границе раскатывания w_p .

Ш

Штамп – модель фундамента, используемая при исследовании деформационных свойств грунта в полевых условиях.

Э

Эквивалентный слой – такой слой грунта, осадка которого при сплошной нагрузке в точности равна осадке фундамента на мощном массиве грунта.

Эффективное напряжение – давление в скелете водонасыщенного грунта, которое эффективно сказывается на состоянии грунта, уплотняя его.

**Основные буквенные обозначения характеристик грунтов
(по ГОСТ 25100-2011 [5])**

Обозначение	Наименование характеристики грунта по настоящему стандарту	Международное наименование характеристики грунта
ρ	Плотность грунта	Soil density
ρ_d	Плотность сухого грунта	Dry soil density
ρ_s	Плотность частиц грунта	Solid particles density
ρ_w	Плотность воды	Water density
e	Коэффициент пористости	Void ratio
e_{\max}	Коэффициент пористости песка в предельно-рыхлом состоянии	Maximum index void ratio
e_{\min}	Коэффициент пористости песка в предельно-плотном состоянии	Minimum index void ratio
I_D	Степень плотности	Density index
w	Влажность	Water content
S_r	Коэффициент водонасыщения	Degree of saturation
w_L	Граница текучести	Liquid limit
w_P	Граница раскатывания	Plastic limit
I_p	Число пластичности	Plasticity index
I_L	Показатель текучести	Liquidity index
d	Диаметр частиц	Particle diameter
C_u	Степень неоднородности гранулометрического состава	Uniformity coefficient
K_{ϕ}	Коэффициент фильтрации	Coefficient of permeability
T	Температура	Temperature
E	Модуль деформации	Modulus of deformation
R_c	Предел прочности на одноосное сжатие	Tensile strength in uniaxial compression
RQD	Показатель качества скального грунта	
m_{vf}	Коэффициент относительной сжимаемости мерзлого грунта	Rock Quality Designation
ρ_i	Плотность льда	Coefficient of volume compressibility
ρ_f	Плотность мерзлого грунта	Ice density
S_{ff}	Степень заполнения объема пор льдом и незамерзшей водой	Frozen soil density
w_{tot}	Суммарная влажность мерзлого грунта	Degree of soil pores filling with ice and unfrozen water
		Total water content
w_{ic}	Влажность мерзлого грунта за счет порового льда	Water content at the expense of ice-cement
w_w	Влажность мерзлого грунта за счет незамерзшей воды	Water content at the expense of not frozen water
w_m	Влажность мерзлого грунта, расположенного между ледяными включениями	Water content of frozen soil located between ice prolayers
i_{tot}	Суммарная льдистость мерзлого грунта	Total volume content of ice
i_i	Льдистость за счет видимых включений льда	Volume content of ice at the expense of ice prolayers
i_{ic}	Льдистость за счет льда-цемента	Volume content of ice at the expense of ice-cement
T_{bf}	Температура начала замерзания	Ground freezing point
ϵ_{fn}	Степень морозной пучинистости	Frost heave rate
D_{sal}	Степень засоленности грунта	Soil salinity degree

Учебное издание

**КИМ МАРИНА СЕМЕНОВНА,
КИМ ВЯЧЕСЛАВ ХАКЧЕНОВИЧ**

ОСНОВЫ МЕХАНИКИ ГРУНТОВ

Под редакцией профессора П.И. Калугина

Учебное пособие

*для студентов, обучающихся по специальности 08.05.01
«Строительство уникальных зданий и сооружений»
и 08.03.01 «Строительство»*

Редактор Акритова Е.В.

Подписано в печать 2017. Формат 60x84 1/16. Уч.-изд. л. 8,8
Усл.-печ. л. 8,9. Бумага писчая. Тираж экз. Заказ № _____ .

Отпечатано: отдел оперативной полиграфии издательства учебной литературы
и учебно-методических пособий ВГТУ
394006 Воронеж, ул. 20-летия Октября, 84