

Министерство образования и науки Российской Федерации  
Федеральное государственное бюджетное образовательное  
учреждение высшего образования  
«Забайкальский государственный университет»

В.А. Бабелло

**ОСНОВЫ МЕХАНИКИ ГРУНТОВ В СХЕМАХ,  
ВОПРОСАХ И ОТВЕТАХ**

*Учебное пособие*

Чита

Забайкальский государственный университет

2019

УДК 624.131.6

ББК

С

Рекомендовано к изданию учебно-методическим советом  
Забайкальского государственного университета

**Рецензенты:**

*Д.Д. Шестернев*, канд. техн. наук, главн. геолог ОАО «Забайкал ТИ-СИЗ», г. Чита

*В.В. Торгашев*, канд. техн. наук, ООО НПФ «Фундамент», г. Чита

**Бабелло Виктор Анатольевич**

**Основы механики грунтов в схемах, вопросах и ответах:** учеб. пособие / В.А. Бабелло; Забайкал. гос. ун-т. – Чита: ЗабГУ, 2019. – 150с.  
ISBN 978-5-9293-1920-4

В учебном пособии рассматриваются общие понятия дисциплины, касающиеся основных разделов «Механика грунтов». В нем представлены логические схемы, иллюстрированный материал курса, вопросы и ответы. Учебное пособие направлено на формирование понимания необходимости изучения курса «Механика грунтов».

Учебное издание предназначено для студентов высших учебных заведений, обучающихся по направлениям 21.05.02 Прикладная геология, 08.03.01 Строительство и 08.05.01 Строительство уникальных сооружений

УДК 624.131.5  
ББК

ISBN 978-5-9293-1920-4

© Забайкальский государственный университет, 2019

## СОДЕРЖАНИЕ

<b>ПРЕДИСЛОВИЕ</b>	6
<b>ВВЕДЕНИЕ</b> .....	8
<b>ГЛАВА 1</b> Грунты.....	10
1.1 Основные понятия и определения .....	10
1.2 Физические свойства грунтов .....	13
1.3 Классификация связных и несвязных грунтов	15
1.4 Механические свойства грунтов .....	17
1.5 Контрольные вопросы к главе 1 .....	44
<b>ГЛАВА 2</b> Напряжения в грунтах Расчетные модели грунтовых оснований.....	49
2.1 Напряжения в грунтовом массиве от собственного веса грунта .....	49
2.2 Напряжения в грунтовом массиве от вертикальной сосредоточенной силы (задача Ж. Буссинеска).....	50
2.3 Напряжения в грунтовом массиве от действия равномерно распределенной по прямоугольной площади нагрузки .....	52
2.4 Определение напряжений в любой точке грунтового основания внутри загруженной области или вне ее методом угловых точек .....	53
2.5 Напряжения в грунтовом массиве от действия полосовой нагрузки (плоская задача) .....	55
2.6. Напряжения по подошве нагруженной площади .....	57
2.7. Расчетные модели грунтовых оснований.....	58
2.8 Контрольные вопросы к главе 2.....	62
<b>ГЛАВА 3</b> Деформации оснований.....	64
3.1 Расчет конечной осадки оснований .....	69
3.1.1 Метод послойного суммирования .....	69
3.1.2 Метод линейно-деформируемого слоя конечной	

толщины.....	72
3.1.3 Метод эквивалентного слоя грунта .....	73
3.1.4 Прогноз осадки во времени .....	75
3.2 Контрольные вопросы к главе 3.....	77
<b>ГЛАВА 4</b> Фазы напряженно-деформированного состояния грунта.....	80
4.1 Контрольные вопросы к главе 4.....	84
<b>ГЛАВА 5</b> Устойчивость склонов и откосов .....	86
5.1 Общие положения устойчивости грунтов в склонах и откосах .....	86
5.2 Основы расчета устойчивости откосных сооружений .....	98
5.3 Расчет устойчивости склонов и откосов по методу круглоцилиндрической поверхности скольжения (метод Н. Янбу) при однородной толще грунтового массива .....	102
5.4 Оценка степени устойчивости откосов и склонов по методу круглоцилиндрической поверхности скольжения с учетом угла между направлениями силы тяжести (массы блока) и нормальной составляющей.....	104
5.5 Расчет устойчивости откоса по методу равнопрочного откоса .....	105
5.6 Контрольные вопросы к главе 5.....	107
<b>ГЛАВА 6</b> Давление грунтов на ограждающие конструкции.....	109
6.1 Активное давление сыпучего грунта для простейшего случая ограждающей поверхности .....	110
6.2 Пассивное давление сыпучего грунта в случае заглубления подпорной стенки .....	112
6.3 Действие на поверхности грунта засыпки сплошной равномерно распределенной пригрузки $q$ .....	113
6.4 Активное давление связного грунта на ограждающую поверхность .....	114

6.5 Проверка устойчивости подпорной стенки на опрокидывание и сдвиг .....	117
6.6 Контрольные вопросы к главе 6.....	118
<b>ГЛАВА 7</b> Ответы на контрольные вопросы по главам .....	119
<b>ЗАКЛЮЧЕНИЕ</b> .....	146
<b>БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК</b> .....	149

## ПРЕДИСЛОВИЕ

При проектировании и строительстве инженерных сооружений особое значение приобретает правильное использование законов механики грунтов. Это связано с тем, что прочность, устойчивость и нормальная эксплуатация сооружений определяется не только их конструктивными особенностями, но и свойствами грунтов оснований, их напряженно-деформированным состоянием, условиями взаимодействия сооружения и грунтового массива.

Важность изучения проблем механики грунтов при подготовке инженеров-геологов и инженеров-строителей очевидна. Следует отметить, что усвоение основ механики грунтов на современном ее уровне затрудняется сложностью предмета, требующего для своего понимания достаточно глубоких знаний не только в области математики и механики, но также и физики, химии и инженерной геологии. Поэтому у студентов высших учебных заведений часто складывается недостаточно отчетливое представление о содержании, характере механики грунтов и особенностях практического использования ее решений. Это связано с тем, что бурный рост строительства в самых разнообразных грунтовых условиях выдвинул необходимость решения таких проблем, которые еще совсем недавно представляли чисто теоретический интерес. В механике грунтов возник ряд новых направлений, в связи с чем и сам характер науки до некоторой степени изменился качественно.

В связи со значительным сокращением объема аудиторных лекционных занятий часть учебного материала передана на самостоятельное изучение студентам, поэтому возникла необходимость в издании учебной литературы, способствующей изучению и освоению дисциплины во внеаудиторных условиях.

Диалоговая форма изложения материала, состоящая из конкретных вопросов и кратких ответов, а также таблицы и формулы облегчат

студентам геологических и строительных специальностей усвоение дисциплины.

## ВВЕДЕНИЕ

Механика грунтов есть механика природных дисперсных тел и составляет часть общей геомеханики, в основу которой положены как законы теоретической механики (механики твердых абсолютно несжимаемых тел), так и закономерности строительной механики деформируемых тел (законы упругости, пластичности, ползучести), которые, однако, для построения механики грунтов как науки будут необходимыми, но недостаточными условиями. Если же к зависимостям теоретической механики и строительной механики сплошных деформируемых тел добавить закономерности, описывающие свойства, обусловленные раздробленностью грунтов (сжимаемость, водопроницаемость, контактную сопротивляемость сдвигу и структурно-фазовую деформируемость), то, рассматривая грунты как природные дисперсные тела в неразрывной связи с условиями их формирования и полном взаимодействии с окружающей физико-геологической средой, можно построить механику грунтов как науку [7].

Механика грунтов вместе с инженерной геологией и охраной природной среды составляют особый цикл дисциплин. Предметом его изучения являются материалы, как правило, природного происхождения – грунты и их взаимодействие с сооружениями. Если конструкционные материалы приготавливаются технологами так, чтобы они обладали заданными строительными свойствами, то грунты каждой строительной площадки имеют самостоятельную историю образования. Состав, строение и свойства грунтов разных строительных площадок определены природой и могут существенно различаться, требуя каждый раз специального изучения.

Поведение грунтов под нагрузками сопровождается сложными процессами, во многом отличающимися от поведения конструкционных материалов. Это потребовало разработки специальных эксперименталь-

ных методов и теоретического аппарата механики грунтов для описания процессов их деформирования и разрушения [9].

Следует отметить что, достоверная оценка свойств грунтов и напряженно-деформированного состояния грунтовых массивов является трудной и сложной задачей, решение которой дает возможность экономно и правильно выбрать тип и конструкцию фундаментов, обеспечить необходимую инженерную подготовку строительной площадки, определить методы производства работ, снизить стоимость и сократить сроки строительства. Наконец, любое строительство, тем более связанное с грунтами основания, изменяет природную обстановку в массиве грунтов, поэтому важнейшей составляющей цикла дисциплин является строительная экология.

Предлагаемое учебное пособие не заменяет собой учебника по механике грунтов. Оно ставит своей целью в доступной форме пояснить, как следует понимать отдельные положения современной механики грунтов и облегчить их практическое применение. Далее ставилась задача обучить основам и принципам механики грунтов, дать минимум необходимых знаний, показать пути и, что самое главное, - оценить область применения решений, показать основные подходы к ним и ознакомить будущего специалиста с новой для него терминологией.

Особенность данного пособия также заключается в том, что в каждой главе наряду с кратким изложением теоретической части приводятся контрольные вопросы и ответы, которые позволяют закрепить изучение конкретного раздела.

Преследуя прежде всего достижение указанной выше цели, автор учебного пособия ставил также задачу подготовить будущего инженера самостоятельно совершенствовать свои знания в области современной механики грунтов с помощью научно-технической литературы.

# ГЛАВА 1.

## Грунты

### 1.1. Основные понятия и определения

Грунты – горные породы, почвы, техногенные образования, представляющие собой многокомпонентную и многообразную геологическую систему и являющиеся объектом инженерно-хозяйственной деятельности человека.

Грунты могут служить (рис. 1.1):

- 1) материалом основания зданий и сооружений;
- 2) средой для размещения в них сооружений;
- 3) материалом самого сооружения.

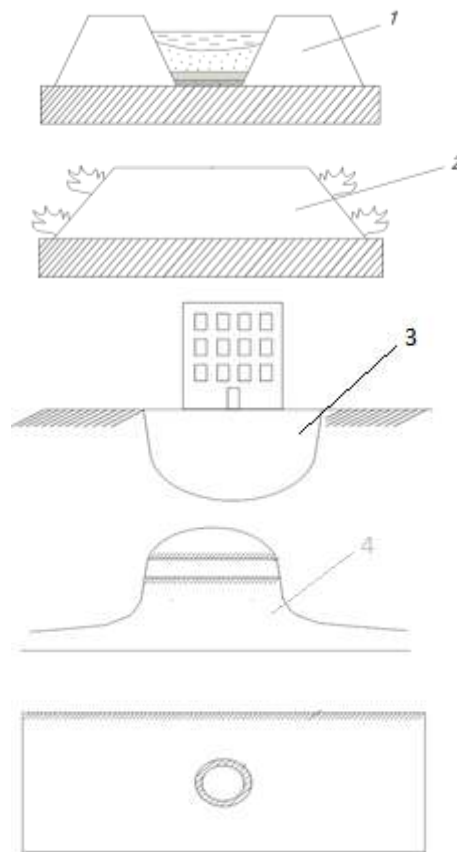


Рис. 1.1. Использование грунтов:

1 – дамба; 2- насыпь автодороги; 3 – основания зданий и сооружений; 4 – среда для размещения сооружений

*Грунт скальный* – грунт, состоящий из одного или нескольких минералов, имеющих жесткие структурные связи кристаллизационного типа.

*Грунт полускальный* – грунт, состоящий из одного или нескольких минералов, имеющих жесткие структурный связи цементационного типа.

Условная граница между скальными и полускальными грунтами принимается по прочности на одноосное сжатие ( $R_c \geq 5$  МПа – скальные грунты,  $R_c < 5$  МПа – полускальные грунты).

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

*Грунт мерзлый* – к этому классу относят грунты, обладающие наряду со структурными связями немёрзлых грунтов криогенными связями (за счет льда).

Все грунты состоят из твердых минеральных частиц, образующих скелет грунта. Например, дисперсные грунты пронизаны сообщающимися порами, в которых содержатся поровая вода и поровой газ. Частицы скелета, поровую воду и поровой газ называют соответственно твердой, жидкой и газообразной фазами грунта (рис. 1.2).

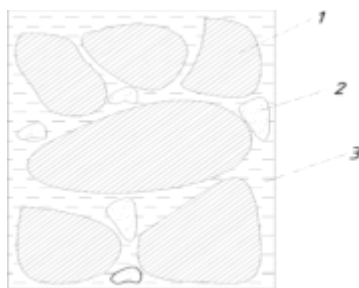


Рис.1.2. Фазы грунта:

1 – твердые частицы; 2 – газ; 3 – вода

Свойства грунтов зависят от качественного состава и количественного соотношения компонентов грунта, от особенностей совместной работы фаз под действием внешних нагрузок, приложенных к грунту.

На рис. 1.3 приведена существующая классификация грунтов по ГОСТ 25100 - 2011 «Грунты Классификация»

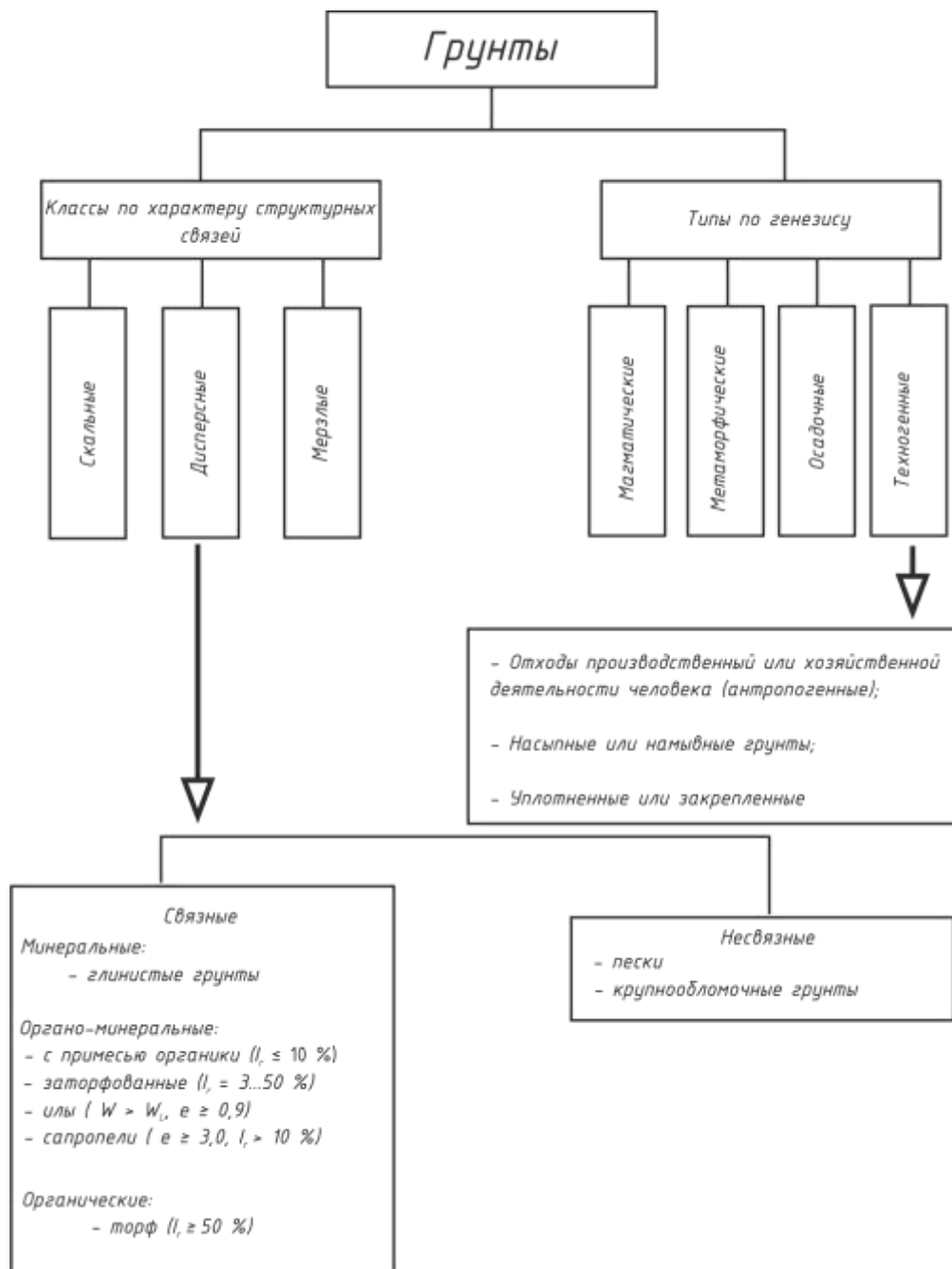


Рис. 1.3. Классификация грунтов

## 1.2 Физические свойства грунтов

Под основными физическими свойствами грунтов подразумевается их способность обладать массой, природной влажностью, влагоемкостью, водо- и газопроницаемостью. Перечисленные факторы оцениваются количественными показателями, поэтому классификация и оценка состояния грунтов производится в результате сопоставления их физических характеристик с классификационными, приведенными в нормах. Например, одни показатели используются в качестве классификационных признаков для присвоения грунтам наименований (глинистым – число пластичности, песчаным – гранулометрический состав), другие характеризуют состояние грунтов по влажности или по плотности сложения (коэффициент пористости). Основные физические характеристики грунтов могут быть определены только путем лабораторных исследований, а другие – путем расчета на основе данных характеристиках, полученных в лаборатории.

К основным физическим характеристикам относят:

- 1) зерновой (гранулометрический состав);
- 2) плотность грунта естественной ненарушенной структуры ( $\rho$ );
- 3) плотность частиц грунта ( $\rho_s$ );
- 4) природную весовую влажность ( $W$ ).

*Таблица 1.1*

**Физические характеристики грунтов, определяемые экспериментально**

Наименование	Обозначение	Физический смысл	Формула расчета	Метод
1. Плотность грунта, г/см <sup>3</sup>	$\rho$	Отношение массы грунта к его объему	$\rho = \frac{m}{v}$	Режущего кольца, лунки, гидростатического взвешивания

*Окончание табл. 1.1*

2. Влажность, %	$W$	Отношение массы воды в объеме грунта к массе высушенного грунта	$W = \frac{m_w}{m_s}$	Высушивания проб грунта
3. Плотность частиц грунта, г/см <sup>3</sup> , т/м <sup>3</sup>	$\rho_s$	Отношение массы частиц грунта к их объему	$\rho_s = \frac{m_g}{V_q}$	Пикнометрический
4. Гранулометрический состав		Относительное содержание групп частиц или фракций грунта различной крупности выраженное в процентах от общей массы сухого грунта		Просев пробы несвязного грунта через набор стандартных сит

Таблица 1.2

### Физические характеристики, определяемые расчетом

Наименование	Обозначение	Физический смысл	Формула расчета
1. Плотность сухого грунта, г/см <sup>3</sup> , т/м <sup>3</sup>	$\rho_d$	Отношение массы высушенного грунта к его объему до высушивания	$\rho_d = \frac{\rho}{1+w}$
2. Удельный вес грунта, кН/м <sup>3</sup>	$\gamma$	Отношение веса грунта к его объему	$\gamma = \rho * g$
3. Удельный вес частиц грунта, кН/м <sup>3</sup>	$\gamma_s$	Отношение веса частиц грунта к их объему	$\gamma_s = \rho_s * g$
4. Удельный вес сухого грунта, кН/м <sup>3</sup>	$\gamma_d$	Отношение веса высушенного грунта к его объему	$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+w}$
5. Удельный вес грунта во взвешенном состоянии, кН/м <sup>3</sup>	$\gamma_{sb}$	Учитывает уменьшение удельного веса грунта ниже уровня грунтовых вод	$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1+e}$
6. Пористость, %	$n$	Отношение объема пор к объему грунта	$n = 1 - \frac{\rho_d}{\rho_s}$
7. Коэффициент пористости	$e$	Отношение объема пор к объему частиц грунта	$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d}$

Окончание табл. 1.2

8. Степень влажности	$S_r$	Степень заполнения пор водой	$S_r = \frac{10\rho_s}{e\rho_w}$
9. Влажность на границе текучести, %	$W_L$	Влажность грунта, соответствующая границе перехода из пластичного в текучее состояние	
10. Влажность на границе раскатывания, %	$W_p$	Влажность грунта, соответствующая границе перехода из твердого в пластичное состояние	$I_p$
11. Число пластичности, %	$I_p$	Определяет наименование глинистого грунта	$I_p = W_L - W_p$
12. Показатель текучести	$I_L$	Определяет консистенцию глинистого грунта	$I_L = \frac{w - w_p}{W_L - W_p}$

### 1.3 Классификация связных и несвязных грунтов

Таблица 1.3

#### Классификация связных грунтов по числу пластичности

Число пластичности $I_p$ , %	Разновидности глинистых грунтов по числу пластичности
1...7	Супесь
7...17	Суглинок
> 0,17	Глина

Таблица 1.4

#### Классификация связных грунтов по показателю текучести

Разновидность глинистых грунтов	Показатель текучести $I_L$ , д. е.
Супесь:	
- твердая	$I_L < 0$
- пластичная	$0 \leq I_L \leq 1,00$

Окончание таблицы 1.4





Рис. 1.5. Классификация песков и крупнообломочных грунтов по степени водонасыщения [1]

## 1.4 Механические свойства грунтов

### 1.4.1 Определение характеристик прочности грунта. Сжимаемость грунтов

Сжимаемость – способность грунтов уменьшаться в объеме под действием нагрузки. Обусловлена изменением объема пор в грунте.

Основные схемы изучения сжимаемости грунтов в лабораторных условиях приведены на рис. 1.6; 1.8; 1.10

Компрессионные испытания; схема прибора для их проведения приведена на рис. 1.6.

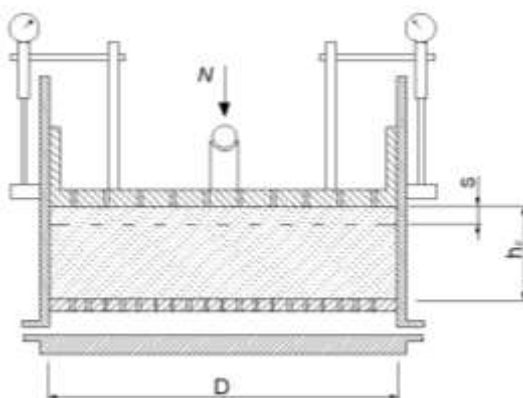


Рис. 1.6. Компрессионный прибор:

$$e_0 = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + W) - 1; \quad (1.1)$$

$$\varepsilon_i = \frac{S_i}{h_0}; \quad (1.2)$$

$$e_i = e_0 - (\varepsilon_i * l + e_0); \quad (1.3)$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{e_1 - e_2}{P_2 - P_1} = m_0; \quad (1.4)$$

$$E_k = \frac{\beta(1 + e_0)}{m_0}; \quad (1.5)$$

$$\beta = 1 - \frac{2 \mu^2}{1 - \mu}; \quad (1.6)$$

$$m_v = \frac{m_0}{1 + e_0}; \quad (1.7)$$

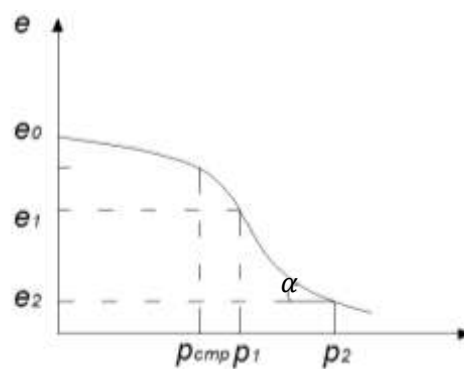


Рис. 1.7. Компрессионная зависимость

Стабилометрические испытания; схема прибора для их проведения приведена на рис. 1.8

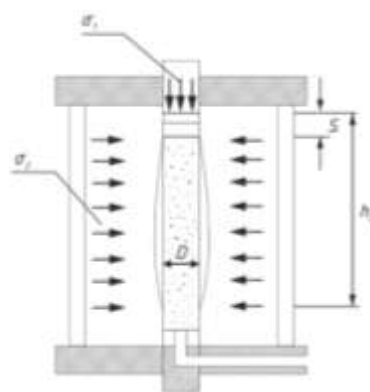


Рис. 1.8. Схема стабилометра [1]

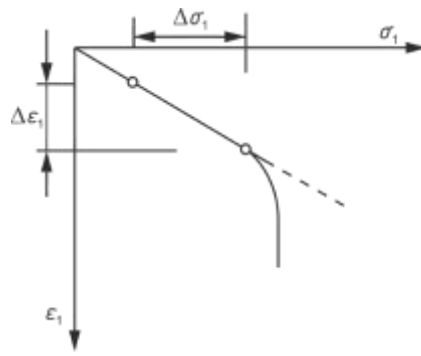


Рис. 1.9. Результаты стабиллометрических испытаний [1]

$$\varepsilon_1 = \frac{S}{h_0}; \quad (1.8)$$

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta V}{V_0}; \quad (1.9)$$

$$\Delta \varepsilon_2 = \frac{\Delta \varepsilon_v - \Delta \varepsilon_1}{2}; \quad (1.10)$$

$$E = \frac{\Delta \sigma_1}{\Delta \varepsilon_1}; \quad (1.11)$$

$$\mu = \frac{\Delta \varepsilon_2}{\Delta \varepsilon_1}; \quad (1.12)$$

Метод одноосного сжатия для определения предела прочности на сжатие для скальных, полускальных и глинистых грунтов с  $J_2 \leq 0,25$ ; схема метода приведена на рис. 1.10.

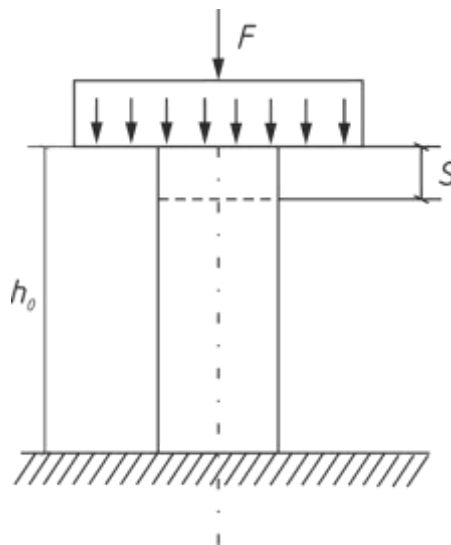


Рис.1.10. Схема испытаний грунтов методом одноосного сжатия [3]

$$R_c = 10 \frac{F}{A_0}; \quad (1.13)$$

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon_1}; \quad (1.14)$$

$$\varepsilon_1 = \frac{S}{h_0}; \quad (1.15)$$

$$\mu = \frac{\Delta\varepsilon_2}{\Delta\varepsilon_1}; \quad (1.16)$$

Основные схемы изучения сжимаемости грунтов в полевых условиях приведены на рис. 1.11, 1.12 и 1.13 [1]:

Штамповые испытания; схемы реализации метода приведены на рис. 1.11:

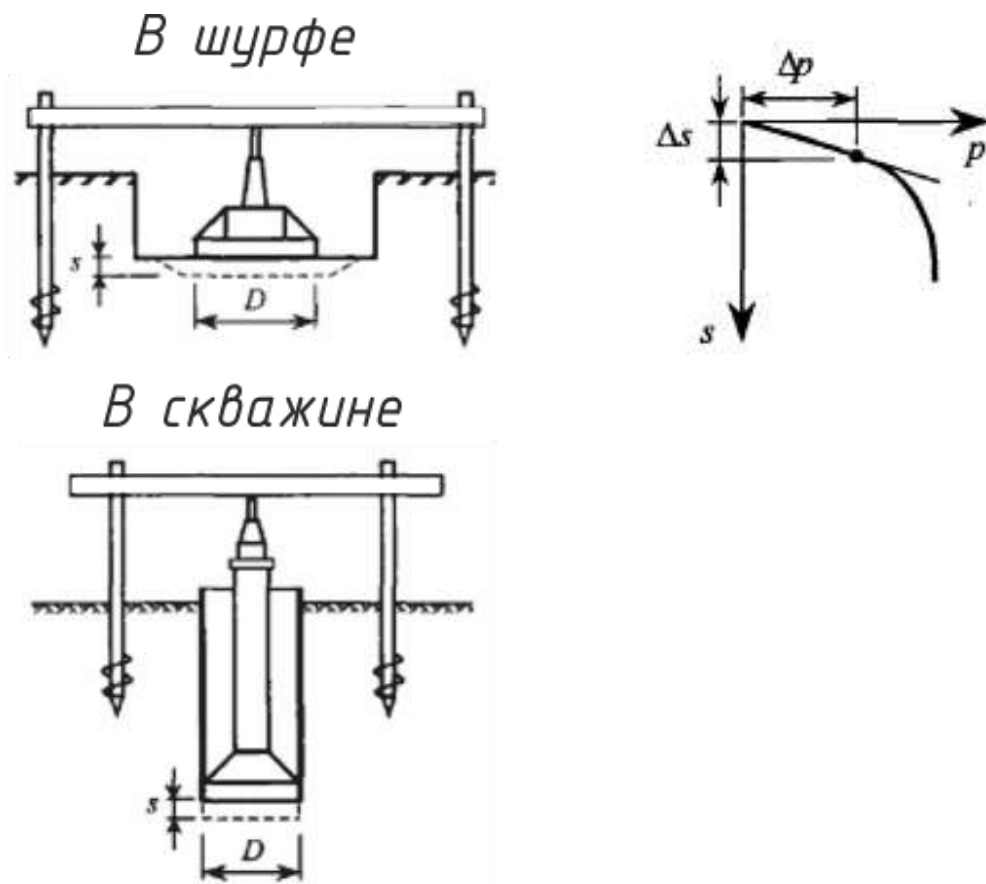


Рис. 1.11. Схемы штамповых испытаний

$$E = (1 - \mu^2)K_p * K_1 * D \frac{\Delta P}{\Delta S}; [4] \quad (1.17)$$

Таблица 1.6

**Размеры круглых штампов**

Способы испытаний	Размеры	
	A, см <sup>2</sup>	D, см
В шурфе	2500	56,4
	5000	79,8
В скважине	600	27,7

Прессиометрические испытания; схема реализации метода приведена на рис.1.11

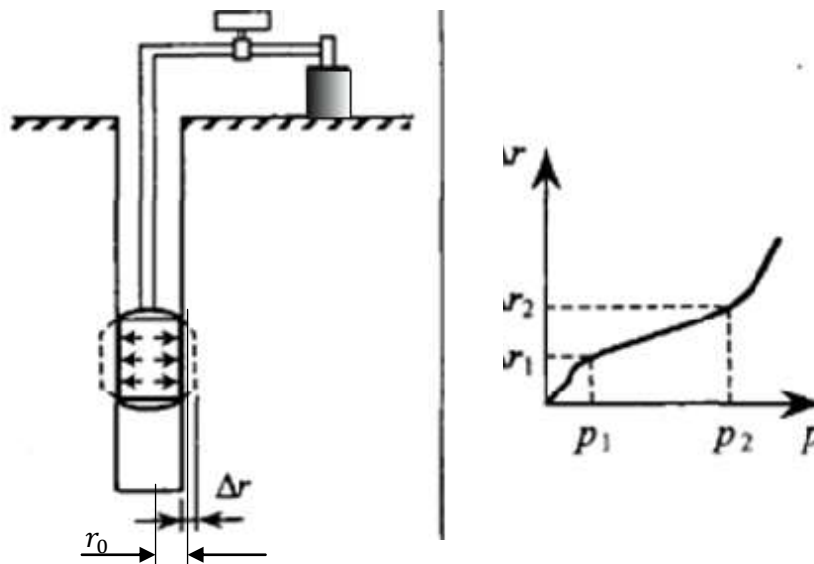


Рис. 1.12. Схема испытаний грунтов радиальным прессиометром

$$E = kr_0 \frac{\Delta p}{\Delta r}; [4] \quad (1.18)$$

где  $r_0$  – начальный радиус скважины;

$\Delta r$  – приращение перемещения стенки скважины;

$k$  – корректирующий коэффициент;

Дилатометрические испытания грунтов

Схема прибора приведена на рис. 1.12

$$E_D = K(P_1 - P_0); \quad (1.19)$$

где  $k$  – корректирующий коэффициент;

$P_0$  – давление, при котором начинается вдавливание гибкой стальной мембраны в грунт;

$P_1$  – давление, при котором вдавливание (прогиб) мембраны достигает 1,1 мм.

$$E_D = K_1 * K_d(1 - \mu^2) * D * \frac{\Delta P}{\Delta u}, \quad (1.20)$$

где  $K_1$  – коэффициент, принимаемый для жесткого круглого штампа дилатометра равным 0,79;

$K_d$  – корректирующий коэффициент;

$\mu$  – коэффициент поперечного расширения;

$D$  – диаметр штампа, см;

$\Delta P$  – приращение давления на штамп дилатометра между двумя точками, взятыми на осредняющей прямой, МПа;

$\Delta u$  – приращение перемещения штампа-лопасти, соответствующее  $\Delta P$ , см.

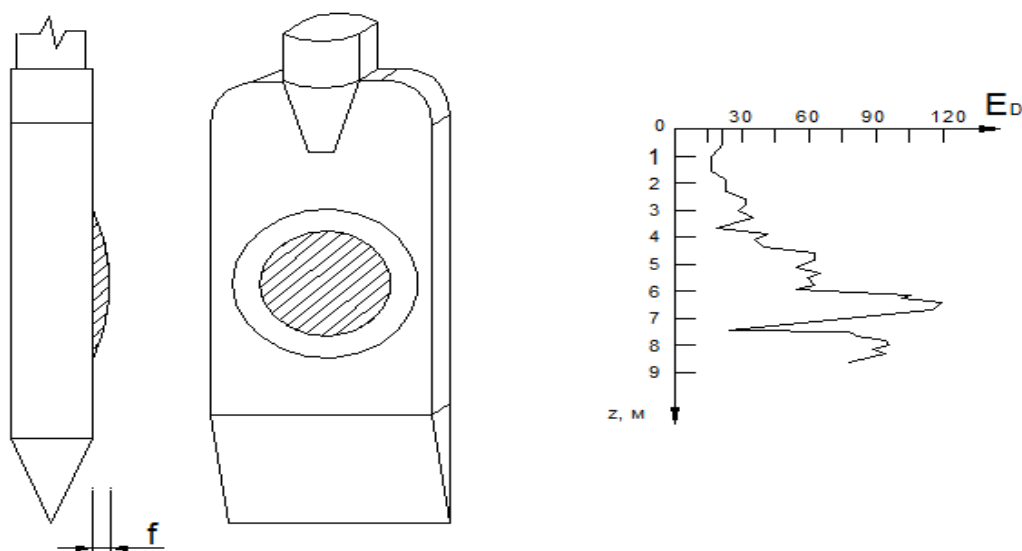


Рис. 1.13. Схема дилатометра и график изменения модуля деформации грунта с глубиной

## Зондирование грунтов

Зондирование – это измерение сопротивления грунта проникновению в него наконечника зонда. При динамическом зондировании – зонд погружают ударами груза, при статическом – вдавливают [1].

Статическое зондирование; схемы зондов приведены на рис. 1.14.

$$q_s = \frac{N}{A}; \quad (1.21)$$

где  $q_s$  – удельное сопротивление грунта под наконечником зонда;

$$f_s = \frac{N}{A_f}; \quad (1.22)$$

$f_s$  – удельное сопротивление грунта на участке боковой поверхности зонда;

$A$  – площадь наконечника (конуса):

$A_f$  – площадь боковой поверхности муфты,  $A_f \approx 100 \dots 350 \text{ см}^2$

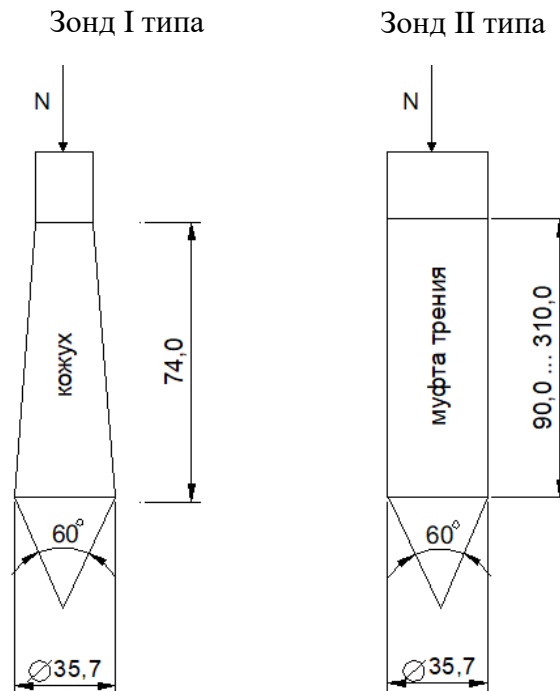


Рис. 1.14. Схемы зондов [1]

Динамическое зондирование: схема зонда приведена на рис. 1.15



Рис. 1.15. Схема зонда

$$P_d = A * K_1 * K_2 * \frac{n}{h} [5]; \quad (1.23)$$

$$E = m * P_d; \quad (1.24)$$

Таблица 1.7

#### Характерные значения $E$ , МПа

Пески 20...40	Ил 2...5
Глинистые грунты 10...30	Торф 0,2...0,5

#### 1.4.2. Определение характеристик прочности грунта.

##### Сопротивление грунтов сдвигу

Сопротивление сдвигу – показатель прочности грунта, обусловлено трением между частицами и структурными связями между ними.

##### Закон Кулона

Предельное сопротивление сыпучих грунтов сдвигу прямо пропорционально нормальному напряжению:

$$\tau^{пр} = \sigma * \operatorname{tg}\varphi; \quad (1.25)$$

Предельное сопротивление связных грунтов сдвигу при завер-  
шенной их консолидации есть функция первой степени от нормального  
напряжения:

$$\tau^{пр} = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c; \quad (1.26)$$

Основные схемы изучения сопротивления грунтов сдвигу в лабо-  
раторных условиях представлены на рис. 1.16; рис. 1.17; рис. 1.18.

Сдвиговый прибор (прибор одноплоского среза); схема прибора  
приведена на рис. 1. 16 [1].

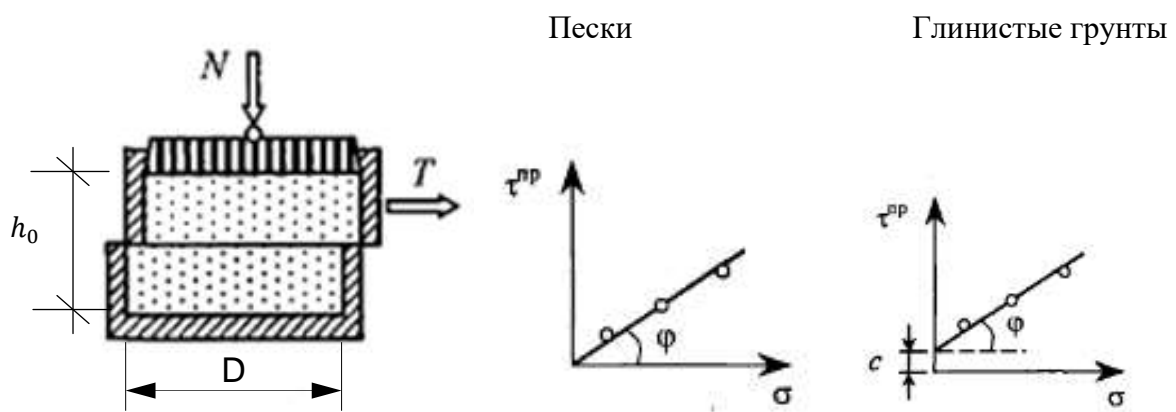


Рис. 1.16. Схема сдвигового прибора

$$\sigma = \frac{N}{A}; \quad (1.27)$$

$$\tau^{пр} = \frac{T^{max}}{A}; \quad (1.28)$$

Схема испытания грунтов на скашивание приведена на рис. 1.17.

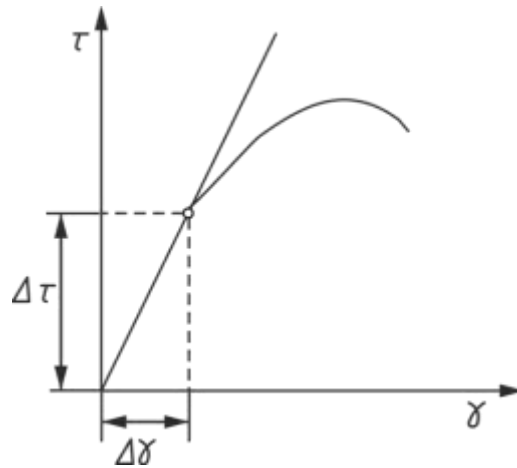
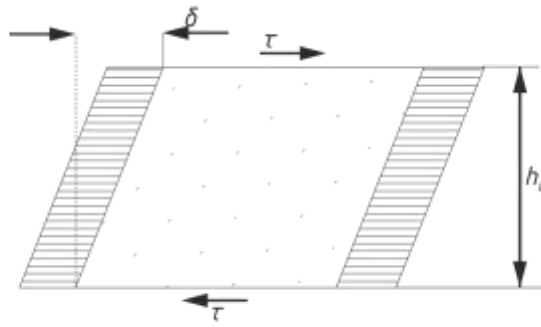


Рис. 1.17. Схема испытаний грунтов на сдвигание

Относительные деформации сдвига прямо пропорциональны касательным напряжениям:

$$\gamma = \frac{1}{G} \tau; \quad (1.29)$$

$$\gamma = \frac{\delta}{h_0}; \quad (1.30)$$

$$G = \frac{\Delta \tau}{\Delta \gamma}; \quad (1.31)$$

$$G \approx \frac{E}{2 * (1 + \nu)}; \quad (1.32)$$

$$G \approx (0,35 \dots 0,4) * E; \quad (1.33)$$

где  $\delta$  – деформация сдвига;

$\gamma$  – относительная деформация сдвига.

Стабилометрические испытания грунтов с целью определения их характеристик прочности; схема стабилометра приведена на рис. 1.18.

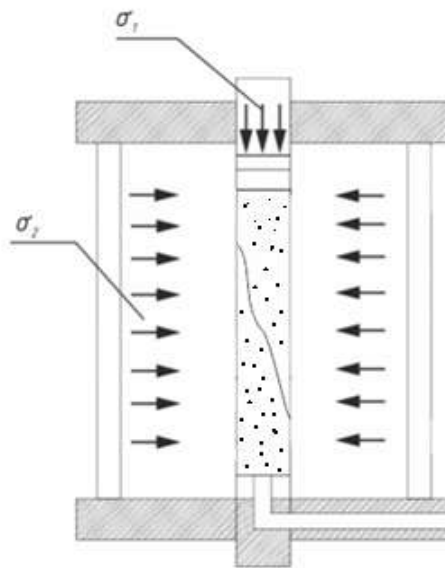
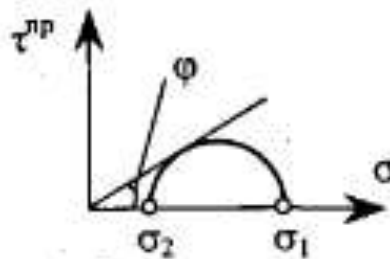


Рис. 1.18. Схема стабилометра

Пески



$$\sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2}; \quad (1.34)$$

Глинистые грунты

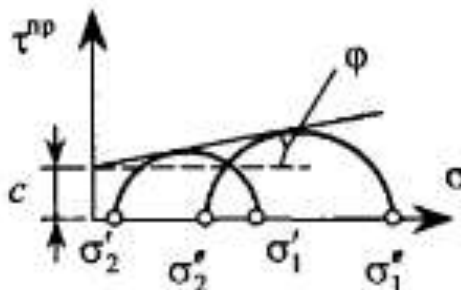


Рис. 1.19. Схемы обработки результатов стабилометрических испытаний грунтов

$$\sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2 + 2c * ctg \varphi}; \quad (1.35)$$

Схемы полевых испытаний грунтов с целью определения их характеристик прочности приведены на рис. 1.20 и рис. 1.22.

Сдвиг монолита (призмы грунта, выделенной без ее отрыва из массива); схема опыта приведена на рисунке 1.20, где  $D \geq 200\text{мм}$ :

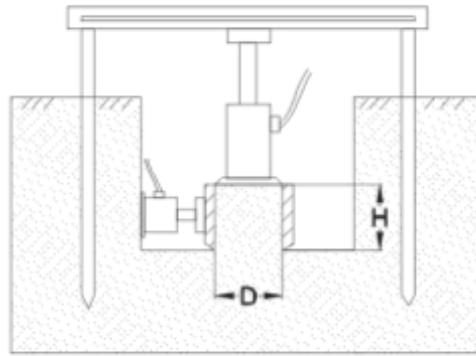


Рис. 1.20. Сдвиг монолита

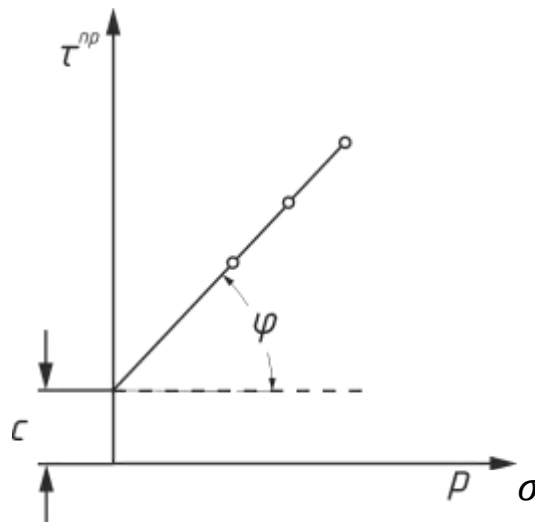


Рис. 1.21. Схема обработки результатов опытов на сдвиг монолита грунта

Вращательный срез (крыльчатка); схема прибора, реализующего эти испытания приведена на рис. 1.22. Рекомендуется применять для слабых, глинистых грунтов, илов, сапропелей, заторфованных грунтов и торфов, для которых  $c \approx \tau^{np}$  [1].

$$\tau^{np} = \frac{M^{max}}{B}; \tag{1.36}$$

$$c \approx \tau^{np}; \tag{1.37}$$

$$B = \frac{\pi D^2}{2} \left( H + \frac{D}{3} \right); \quad (1.38)$$

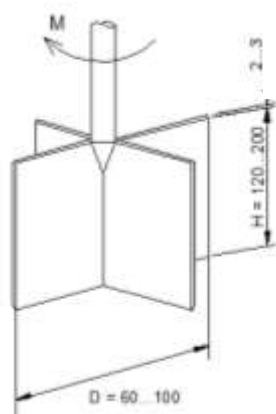


Рис. 1.22. Схема крыльчатки

Таблица 1.6

### Характеристики крыльчатки

Тип	Параметры			
	$H$ , мм	$D$ , мм	$t$ , мм	$B$ , см <sup>2</sup>
I	120	60	2,0	791
II	150	75	2,5	1545
III	200	100	3,0	3663

Зондирование грунтов; схемы зондов приведены на рис. 1.14.

Количественную оценку характеристик прочности грунта проводят на основе зависимостей между показателями сопротивления грунта внедрению зонда и результатами определения указанных характеристик грунта другими стандартными методами.

Например, согласно [6] зависимость между лобовым сопротивлением  $q_c$  и эффективным углом внутреннего трения  $\varphi'$  для однородных гравелистых песков выглядит следующим образом:

$$\varphi' = 13,5 * \lg q_c + 23; \quad (1.39)$$

Характерные значения  $\varphi$  и  $c$ 

Вид грунтов	$c$ , кПа	$\varphi$ , °
Пески	0...5	25...35
Глинистые грунты	10...50	5...20
Торфы	10...30	5...15
Илы	5...10	5...10

### 1.4.3 Исследования грунтов с целью определения их способности к уплотнению

Применяется прибор стандартного уплотнения «Союздорнии», схема которого приведена на рис. 1.23

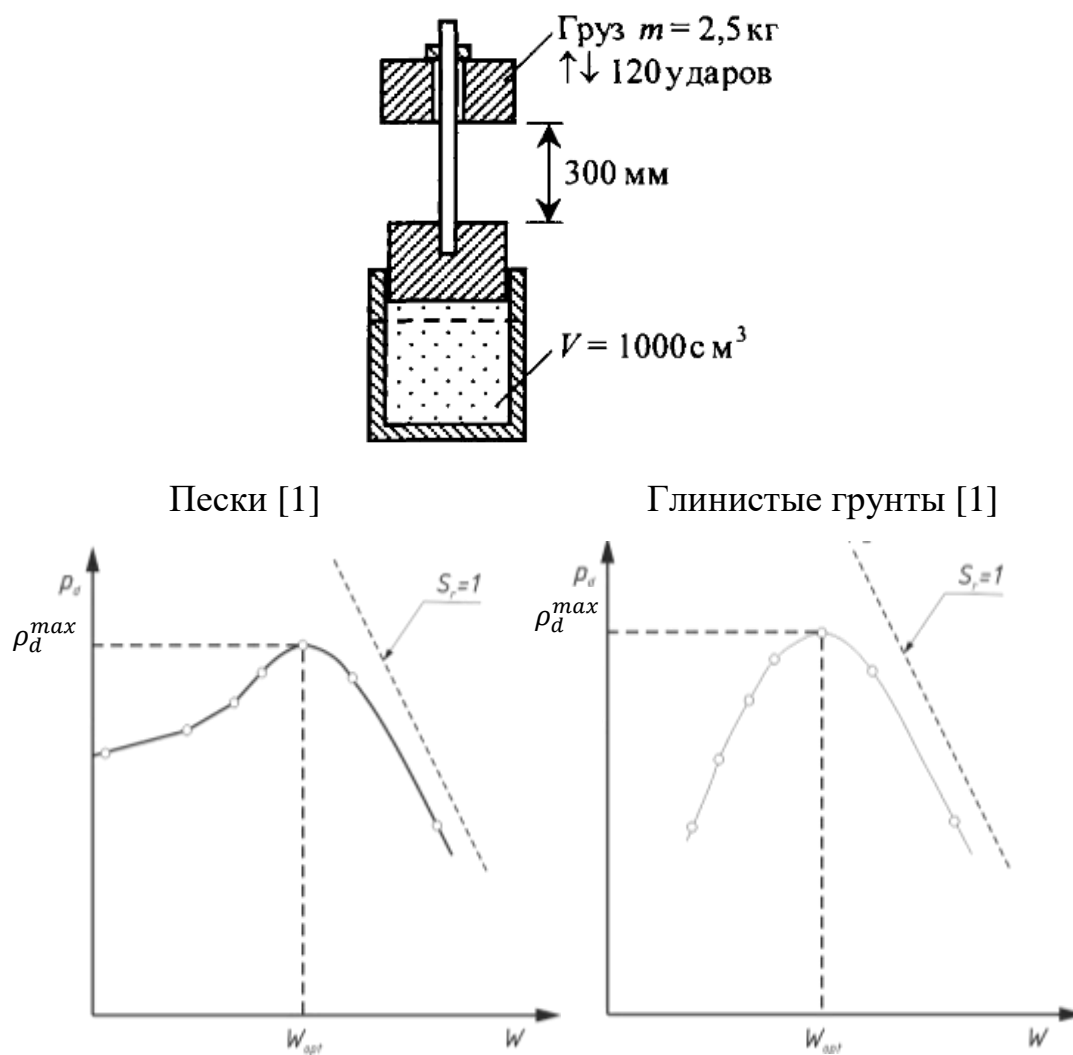


Рис. 1.23. Схема прибора «Союздорнии» и результаты опытов

$$k_{com} = \frac{\rho_d}{\rho_d^{max}}; \quad (1.40)$$

где  $\rho_d^{max}$  – максимальная плотность сухого грунта;

$\rho_d$  – плотность скелета грунта в теле сооружения;

Таблица 1.8

**Характерные значения  $W_{opt}$  и  $\rho_d^{max}$  [1]**

Вид грунтов	$W_{opt}$	$\rho_d^{max}$
Пески крупные и средней крупности	0,08...0,12	1,80 ± 0,10
Пески мелкие и пылеватые	0,12...0,16	
Глинистые грунты	0,18...0,25	1,60 ± 0,10

**1.4.4 Исследования грунтов с целью определения коэффициента бокового давления и коэффициента поперечного расширения**

Коэффициент бокового давления. В общем случае коэффициент бокового давления грунтов  $\xi$  есть отношение приращения горизонтального давления грунта  $dq$  к приращению действующего вертикального давления  $dp$ , т. е.

$$\xi = \frac{dq}{dp}; \quad [7] \quad (1.41)$$

В состоянии покоя, т. е. при отсутствии горизонтальных перемещений, он представляет отношение поперечных сжимающих напряжений к продольным при  $\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$  [8],

$$\xi = \frac{\sigma_x}{\sigma_z} = \frac{\sigma_y}{\sigma_z}; \quad (1.42)$$

При компрессионном испытании грунтов боковые деформации образца отсутствуют, так как стенки прибора жесткие. Тогда при таком сжатии можно записать:

$$\sigma_x = \sigma_y = \xi\sigma_z; \quad (1.43)$$

Данный коэффициент определяется **методом ленты**, который предложен К. Терцаги [8]. Сущность метода заключается в следующем: при выдергивании такой сжатой ленты из горизонтальной и вертикальной прорезей в стенке кольца производят замер усилий (рис. 1.24) [8]. Тогда, зная усилия, можно определить коэффициент бокового давления:

$$\xi = \frac{T_r}{T_B} = \frac{2f * A * \sigma_x}{2f * A * \sigma_z} = \frac{\sigma_x}{\sigma_z}; \quad (1.44)$$

где  $f$  – коэффициент трения ленты (сталь) по грунту;

$A$  – площадь ленты;

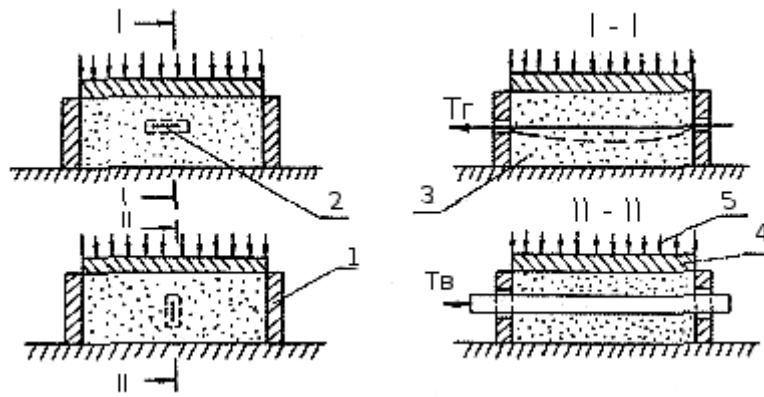


Рис. 1.24. Схема компрессионного испытания образца для определения коэффициента бокового давления грунта (в состоянии покоя): 1 – жесткие стенки прибора (кольцо); 2 – стальная лента; 3 – образец грунта; 4 – поршень; 5 – равномерная нагрузка

Наиболее распространенные значения коэффициента бокового давления [7] для жестких грунтов  $\xi = 0,25 - 0,37$ , для глинистых (в зависимости от консистенции) –  $\xi = 0,11 - 0,82$ .

**Коэффициент поперечного расширения** (коэффициент Пуассона) представляет собой отношение поперечных деформаций – относительных горизонтальных к относительным вертикальным [8]:

$$\mu = \frac{\varepsilon_x}{\varepsilon_z} = \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_z}; \quad (1.45)$$

Коэффициенты бокового давления  $\xi$  и поперечного расширения  $\mu$  связаны между собой следующим образом. Относительные деформации

$\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z$  при действии напряжений по трем осям  $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$  (при  $\tau_{zx}, \tau_{yz}, \tau_{xy} = 0$ ) выражаются обобщенным законом Гука:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \mu(\sigma_y + \sigma_z)]; \quad (1.46)$$

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E} [\sigma_y - \mu(\sigma_x + \sigma_z)]; \quad (1.47)$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \mu(\sigma_x + \sigma_y)]; \quad (1.48)$$

где  $E$  – модуль упругости.

При отсутствии бокового расширения в условиях компрессионных испытаний ( $\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0, \sigma_x = \sigma_y = \xi\sigma_z$ ) получим:

$$\xi - \mu(\xi + 1) = 0; \quad (1.49)$$

откуда

$$\mu = \frac{\xi}{1 + \xi}, \text{ или } \xi = \frac{\mu}{1 - \mu}; \quad (1.50)$$

Значения коэффициента поперечного расширения: для песчаных грунтов  $\mu = 0,2 - 0,27$ , для пылевато-глинистых –  $\mu = 0,1 - 0,45$ .

#### **1.4.5 Связь физических и механических характеристик грунтов**

Прочность и деформируемость грунтов непосредственно связаны с их физическими свойствами и состоянием. Например, увеличение пористости песчаного или глинистого грунта (увеличение коэффициента пористости) при прочих равных условиях непременно повлечет за собой снижение его прочности и повышение деформируемости. Соответственно увеличение влажности (показателя консистенции) глинистого грунта также при прочих равных условиях приведет к снижению его прочности и повышению деформируемости [9].

СНиП 2.02.01 – 83\* допускает для предварительных расчетов оснований, а также для расчетов оснований зданий и сооружений II и III классов и опор возводимых линий электропередачи и связи независимо от их класса определять нормативные и расчетные значения прочностных и деформационных характеристик грунтов по их физическим характеристикам. С этой целью в СНиПе приводятся таблицы нормативных значений прочностных и деформационных характеристик некоторых разновидностей песчаных и глинистых грунтов и значения соответствующих коэффициентов надежности по грунту [9].

Характеристикой несущей способности является расчетное сопротивление грунтов основания  $R_0$  (кПа), ориентировочно оценивающее допускаемое давление на данный грунт под подошвой фундамента, имеющего ширину 1 м и глубину заложения 2 м.

СНиП 2.02.01 – 83\* допускает назначать предварительные размеры фундаментов исходя из этой величины. Кроме того, значение величины  $R_0$  для различных слоев при сложном напластовании позволят на ранней стадии изысканий, определив только физические характеристики грунтов, провести приблизительную сопоставительную оценку их несущей способности [9].

СНиПом рекомендуется следующие расчетные сопротивления песчаных и глинистых грунтов (табл. 1.9, 1.10).

*Таблица 1.9*

**Расчетные сопротивления песчаных грунтов**

Пески	Значение $R_0$ кПа, в зависимости от плотности сложения песков	
	плотные	средней плотности
Крупные	600	500
Средней крупности	500	400
Мелкие:		
маловлажные	400	300
влажные и насыщенные водой	300	200
Пылеватые:		

Окончание таблицы 1.9

маловлажные	300	250
влажные	200	150
насыщенные водой	150	100

Таблица 1.10

### Расчетные сопротивления глинистых грунтов

Коэффициент пористости $e$	Значение $R_0$ кПа, при показателе текучести грунта $I_L$ , равным	
	0	1
<i>Супеси</i>		
0,5	300	300
0,7	250	200
<i>Суглинки</i>		
0,5	300	250
0,7	250	180
1,0	200	100
<i>Глины</i>		
0,5	600	400
0,6	500	300
0,8	300	200
1,1	250	100

#### 1.4.6 Степень консолидации. Коэффициент фильтрационной консолидации

В наиболее простой постановке теория фильтрационной консолидации описывает деформирование во времени полностью водонасыщенного грунта (грунтовой массы). Принимается, что полное напряжение, возникающее в элементе грунта от приложенной нагрузке, разделяется на напряжения в скелете грунта (эффективные напряжения) и давление в поровой воде (поровое давление). В различных точках массива грунта под действием нагрузки возникают различные значения порового давления. Вследствие этого образуется разность напоров в поровой воде и происходит ее отжатие в менее нагруженные области массива.

Одновременно под действием эффективных напряжений происходят перекомпоновка частиц и уплотнение грунта [9].

Основными предпосылками теории фильтрационной консолидации являются [7]:

1) рассматриваются *полностью водонасыщенные грунты* («грунтовая масса») с наличием в порах свободной, несжимаемой и гидравлически непрерывной воды;

2) скелет грунта принимается линейно деформируемым, напряжения в котором мгновенно вызывают его деформации;

3) грунт не обладает структурностью, и внешнее давление, прикладываемое к нему, в первый момент времени полностью передается на воду;

4) фильтрация воды в порах грунта полностью подчиняется закону Дарси;

5) твердые частицы и вода абсолютно несжимаемы;

б) сжатие скелета и перемещение воды происходит в вертикальном направлении.

Теория фильтрационной консолидации грунтов (без дополнительных условий) будет применима для неуплотненных, полностью водонасыщенных (слабых) глинистых грунтов.

Одними из основных параметров, характеризующих фильтрационную консолидацию грунтов является степень консолидации и коэффициент фильтрационной консолидации.

Если принять степень консолидации, соответствующую полной стабилизационной осадке, за единицу и обозначить долю от полного уплотнения (т. е. степень консолидации для любого времени) через  $U$ , то ее значение найдем как отношение площади эпюры давлений в скелете грунта для времени  $t$  к площади полной (стабилизационной) эпюры давлений (при  $t = \infty$ ) [7].

Высказанное положение математически можно записать в следующем виде:

$$U = \int_0^h \frac{p_z * dz}{F_p}; \quad (1.51)$$

где  $F_p$  – площадь полной стабилизированной эпюры уплотняющих давлений (в рассматриваемом случае  $F_p = ph$ ).

*Степень консолидации* может быть выражена и следующим уравнением:

$$U = \frac{s_t}{s}, \quad (1.52)$$

где  $s_t$  – осадка за данное время;

$s$  – полная стабилизированная осадка,

$$s_t = s * U. \quad (1.53)$$

*Коэффициент консолидации* – это параметр, характеризующий скорость процесса консолидации, то есть постепенного (медленного) уплотнения полностью насыщенных водой связных грунтов, обусловленного выдавливанием воды из пор.

Согласно [7] коэффициент консолидации можно определить, используя выражение:

$$C_U = \frac{k_\phi}{m_U * \gamma_W}; \quad (1.54)$$

где  $k_\phi$  – коэффициент фильтрации;

$m_U$  – коэффициент относительной сжимаемости грунта.

По методу Тейлора [1] эту величину можно определить следующим образом (рис. 1.20)

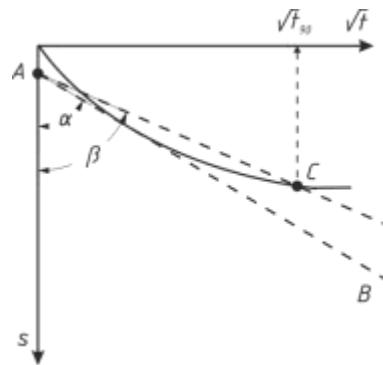


Рис. 1.25. Зависимость  $S = f\sqrt{t}$

$$\beta = \arctg(1,15tg\alpha), \quad (1.55)$$

$$c_v = 0,848 \frac{H_\phi^2}{t_{90}} = 0,212 \frac{h_0^2}{t_{90}}; \quad (1.56)$$

где  $AB$  – прямая, аппроксимирующая начальный участок графика;

$H_\phi$  – длина пути фильтрации (равна половине толщины образца, так как в компрессионном приборе образец грунта дренируется с двух сторон).

### 1.4.7 Водопроницаемость грунтов

Водопроницаемостью грунта называют его способностью пропускать через себя свободную (гравитационную) воду под действием разности напоров. Движение свободной (гравитационной) воды в грунтах называется фильтрацией.

Характеристикой водопроницаемости грунтов является коэффициент фильтрации, определяемый как скорость фильтрации при градиенте напора, равном единице и линейном законе фильтрации.

#### Закон Дарси:

Скорость фильтрации прямо пропорциональна гидравлическому градиенту:

$$v = k_f * (I - I_0); \quad (1.57)$$

Схема фильтрации воды в элементарной трубке приведена на рисунке 1.26 [9].

Напор в любой точке движущегося, потока воды:

$$H \approx \frac{p}{\gamma_w} + Z, \quad (1.58)$$

где  $\frac{p}{\gamma_w}$  – пьезометрическая высота ( $p$  – давление в воде);

$\gamma_w$  – удельный вес воды);

$Z$  – высота рассматриваемой точки над некоторой горизонтальной плоскостью сравнения;

$$I = \frac{\Delta H}{L}; \quad (1.59)$$

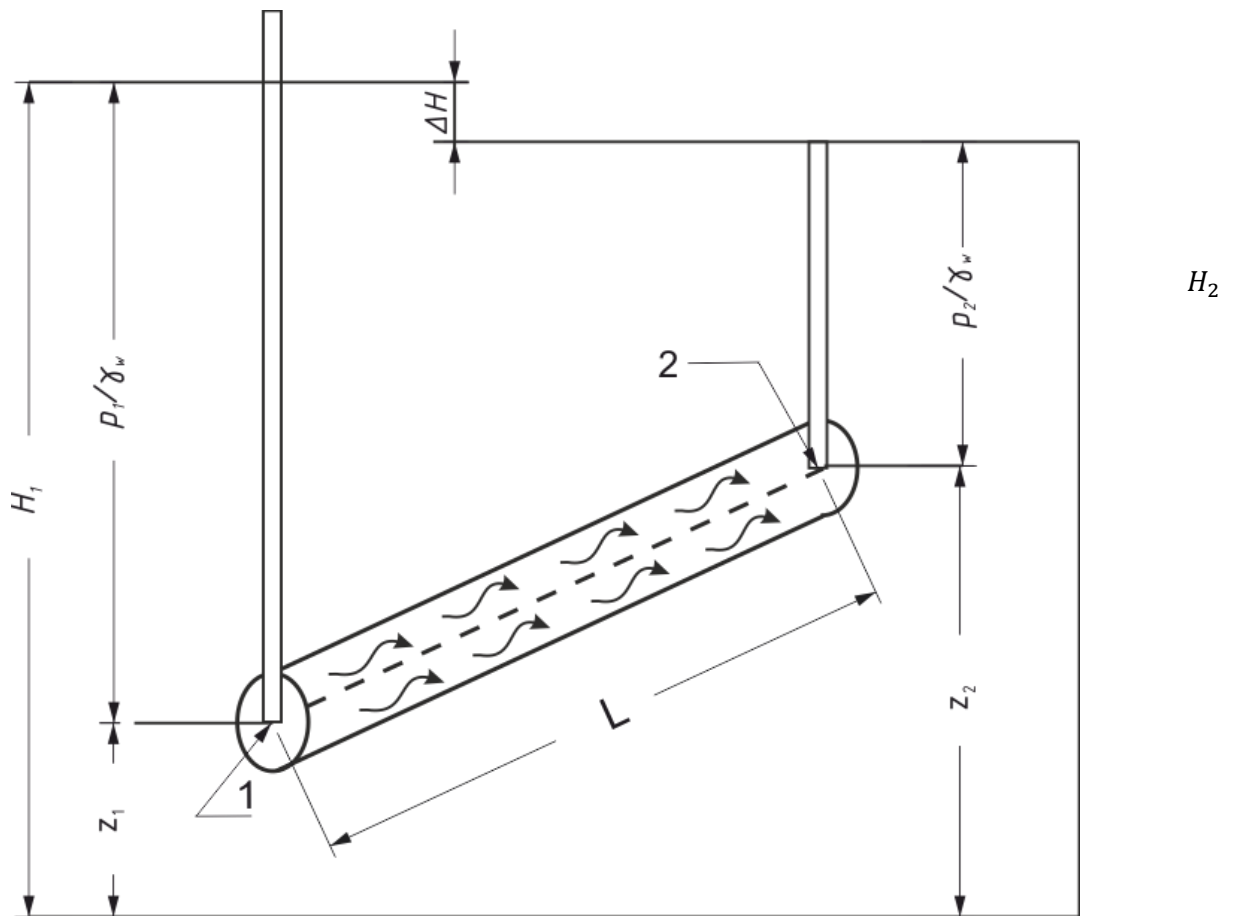


Рис. 1.26. Схема фильтрации воды в элементарной трубке

Схемы определения параметров водонепроницаемости в лабораторных условиях для песков приведены на рис. 1.27 и 1.28, а для глинистых грунтов на рис. 1.29 [1].

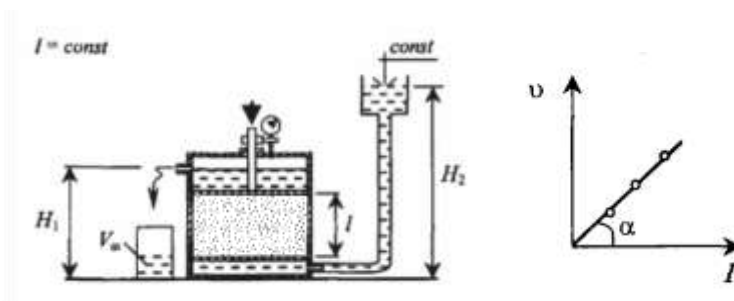


Рис. 1.27. Схема определения параметров водопроницаемости песков в компрессионно-фильтрационном приборе

$$v = \frac{V_{\omega}}{A * t}; \quad (1.60)$$

$$I = \frac{H_2 - H_1}{L}; \quad (1.61)$$

$$k_f = \operatorname{tg} \alpha = \frac{\Delta v}{\Delta I} \text{ или } k_f = \frac{V_{\omega}}{A_t I}; \quad (1.62)$$

$$v = k_f I; \quad (1.63)$$

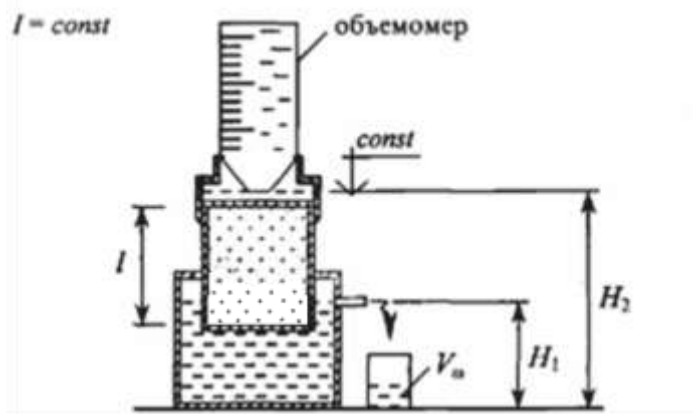


Рис. 1.28. Схема определения параметров водопроницаемости песков в фильтрационной трубке СПЕЦГЕО

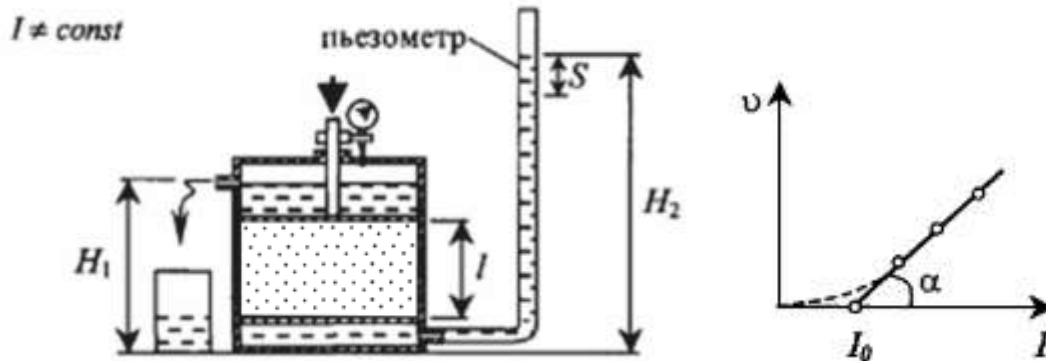


Рис. 1.29. Схема определения параметров водопроницаемости глинистых грунтов в компрессионно-фильтрационном приборе

$$k_f = \operatorname{tg} \alpha; \quad (1.64)$$

$$k_f = \varphi \frac{al}{A * t}; \quad (1.65)$$

где  $\varphi$  – коэффициент, зависящий от величины падения столба воды в трубке (S);

$\alpha$  – площадь поперечного сечения трубки (пьезометра).

Схемы определения параметров водопроницаемости грунтов в полевых условиях приведены на рис. 1.30 и рис. 1.31.

Методы налива воды в шурфы:

Метод А. К. Болдырева; схема реализации метода приведена на рис. 1.30.

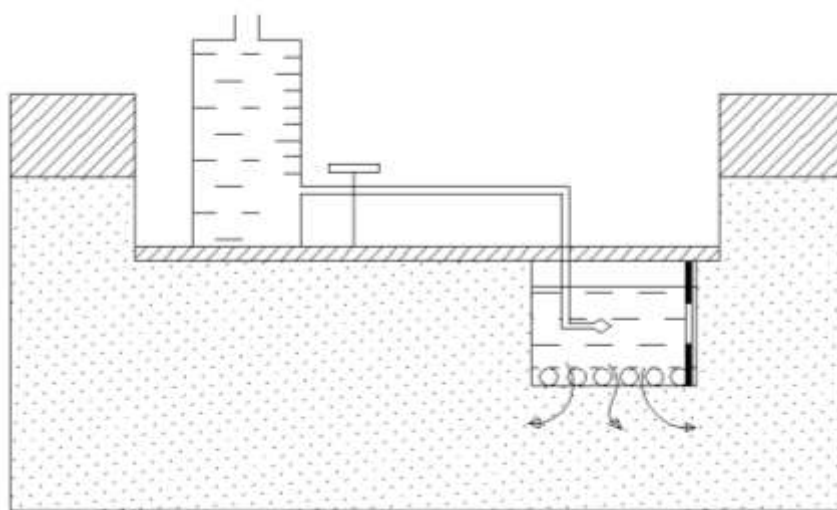


Рис. 1.30. Схема метода

В испытуемой породе до заданной глубины роют шурф сечением  $1 \times 1,5$  м, в дне которого устраивают зумпф круглого сечения диаметром 0,5 и глубиной 0,15 – 0,20 м. В песчаных породах стенки зумпфа закрепляют кольцом, которое вдавливают в дно зумпфа на 5 – 6 см. Воду подают в зумпф из мерного бака по гибкой трубке. Чтобы струя воды не размывала дно зумпфа, его покрывают слоем гравия толщиной 3 – 5 см. Интенсивность подачи воды должна быть такой, чтобы высота столба воды в зумпфе поддерживалась постоянной и равной 10 см. Высоту столба контролируют по рейке (допустимы отклонения не более 1 см). Расходы воды фиксируют по водомерной трубке мерного бака каждые

10 – 15 мин. В процессе опыта строят график зависимости расхода от времени. Опыт продолжают до стабилизации расхода.

Значение коэффициента фильтрации  $K$  определяется как установившаяся скорость фильтрации  $v$  при напорном градиенте, равном единице (в условиях опыта  $I \approx 1$ ):

$$k = v = \frac{Q}{F}; \quad (1.66)$$

где  $F$  – площадь поперечного сечения зумпфа, через которую осуществляется инфильтрация воды из шурфа с расходом  $Q$ .

При таком способе определения коэффициента фильтрации не учитываются действие капиллярных сил и боковое растекание потока. Поэтому наливывы в шурфы по способу Болдырева целесообразно применять при опробовании хорошо проницаемых пород – крупнозернистых песков, гравийно-галечниковых отложений, трещиноватых пород.

**Метод Н.С. Нестерова.** При наливах в шурф по способу Нестерова для уменьшения влияния капиллярных сил и бокового растекания на дне шурфа устанавливают концентрично два цилиндрических кольца диаметром 25 и 50 см и высотой 20 – 25 см. В процессе опыта воду при помощи сосудов Мариотта подают в оба кольца, поддерживая в них постоянный столб воды  $H_0 = 10$  см. При этом предполагается, что вода из кольцевого зазора между внутренним и внешним цилиндрами расходуется преимущественно на боковое растекание, в то время как через площадь  $F$  внутреннего кольца она расходуется на фильтрацию в вертикальном направлении. В журнале наливов фиксируют лишь расход воды через внутреннее кольцо до его стабилизации. Коэффициент фильтрации определяют по формуле

$$k = Q * \frac{l}{F} * (H_0 + h_k + l); \quad (1.67)$$

где  $h_k$  – капиллярное давление, принимаемое равным 50% высоты капиллярного поднятия в испытуемых породах;

$l$  – глубина фильтрационного просачивания воды под дном шурфа (определяется после окончания опыта путем бурения двух скважин в центре шурфа и в 3 – 4 м от него – по влажности вскрываемых в них пород).

Способ Нестерова применим для опробования любых пород, однако наиболее целесообразно его использовать для песчаных и глинистых пород (песков, супесей, суглинков, лёссов и др.).

### Наливы воды в скважину

Схема опытного налива в скважину по методу В.М. Насберга приведена на рис. 1.31.

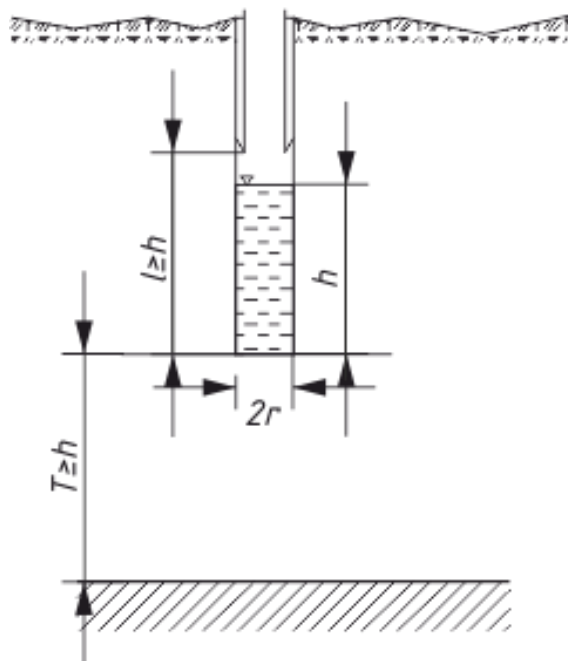


Рис. 1.31. Схема опытного налива воды в скважину в неоднородных породах по методу В. М. Насберга

Коэффициент фильтрации неоднородных равномерно трещиноватых пород по данным наливов в скважины определяют по формуле В.М. Насберга:

$$k = 0,423 \frac{Q}{h^2} * \lg \frac{2h}{r}; \quad (1.68)$$

где  $Q$  – установившийся расход воды, м<sup>3</sup>/сут, полученный при наливах в скважину радиусом  $r$  с поддержанием в ней постоянной высоты столба воды  $h$ , не превышающей длины интервала опробования  $l$ . Схема применима при условии, если  $T$  (расстояние от забоя скважины до водоупора) больше или равна  $h$ .

*Таблица 1.11*

**Классификация грунтов по степени водопроницаемости по ГОСТ 25100 – 2011 [10]**

Грунт	Коэффициент фильтрации, м/сут
Водонепроницаемый	$k_f \leq 0,005$
Слабоводопроницаемый	$0,005 < k_f \leq 0,30$
Водопроницаемый	$0,30 < k_f \leq 3$

*Контрольные вопросы к главе 1*

1. По каким группам признаков производится классификация грунтов согласно ГОСТ 25100 – 2011?
2. На какие классы подразделяют грунты?
3. Какие грунты могут быть отнесены к классу мерзлых?
4. К какой группе грунтов по происхождению относятся намывные грунты?
5. В качестве чего могут быть использованы грунты?
6. Как крупнообломочные грунты и пески подразделяют на разновидности?
7. Как определяется число пластичности?
8. Из каких компонентов состоит грунт?
9. Какие физические характеристики грунта являются основными?
10. Что представляют собой аллювиальные отложения?
11. Что представляет собой элювий?
12. Что представляет собой делювий?

13. Что такое плотность грунта?
14. Какую характеристику грунта определяют с помощью пикнометра?
15. Что называется удельным весом грунта?
16. Каким способом можно измерить объем глинистого грунта с целью определения его удельного веса (плотности)?
17. Что больше – плотность грунта или плотность частиц грунта?
18. Что выражают пористость и коэффициент пористости? Какие значения они могут принимать?
19. На какие разновидности делят пески по коэффициенту пористости?
20. Какой диапазон изменения коэффициента пористости приведен в ГОСТе 25100 – 2011 при подразделении песков на разновидности?
21. Как подразделяются песчаные грунты?
22. Что называется влажностью грунта и какой она бывает?
23. На какие разновидности подразделяют крупнообломочные грунты и пески по коэффициенту водонасыщения?
24. Что называется коэффициентом водонасыщенности грунта  $S_r$  и в каких пределах он изменяется?
25. Могут ли коэффициент пористости, влажность и коэффициент водонасыщения принимать значения больше 1?
26. Для чего служит балансирный конус?
27. Что такое число пластичности, что оно показывает? Имеется ли зависимости числа пластичности от естественной влажности грунта?
28. Какой параметр, согласно ГОСТ 25100 – 2011 необходим для отнесения глинистых грунтов к песчанистым или пылеватым?

29. Что такое показатель  $I_L$  текучести глинистого грунта и зависит ли он от естественной влажности  $W$ ? В каких пределах он изменяется?
30. На какие разновидности согласно ГОСТ 25100 – 2011, подразделяются глинистые грунты по показателю текучести?
31. На какие разновидности, по степени плотности согласно ГОСТ 25100 – 2011 подразделяются пески искусственного сложения?
32. Чему равна плотность взвешенного в воде грунта?
33. Где и как определяют показатели физических свойств грунтов?
34. Что называется зондированием грунта и для чего оно служит?
35. Как подразделяются крупнообломочные грунты?
36. Что такое сжимаемость грунтов и чем она обусловлена?
37. Почему в компрессионном и сдвиговом приборах днище и поршень выполнены перфорированными?
38. Нарисуйте принципиальную схему компрессионного прибора (одометра).
39. В каких координатах изображается компрессионная кривая? Что она выражает?
40. Как выглядит формула для расчета модуля деформации по результатам компрессионных испытаний грунта?
41. По какому критерию согласно ГОСТ 25100-2011 грунты подразделяются по деформируемости?
42. В каком случае грунты считаются сильнодеформируемыми?
43. Какой метод определения модуля деформации грунта считается самым надежным?
44. Почему  $E$  называют модулем деформации грунта, а не модулем упругости как в сопротивлении материалов?

45. В чем состоит принципиальная разница в определении характеристик сжимаемости грунта штамповыми методами и прессиометрами?
46. Какие основные схемы штамповых испытаний вы знаете?
47. Как разделяют механические характеристики грунтов?
48. Какие вы знаете основные характеристики прочности грунта?
49. В чем состоит разница графиков результатов испытаний связных и несвязных грунтов методом одноплоскостного среза?
50. Что называется коэффициентом Пуассона и каких пределах он изменяется?
51. Что называется коэффициентом бокового давления грунта?
52. Какой недостаток при испытании грунта устраняется при использовании стабилометра вместо компрессионного прибора?
53. Запишите закон Кулона для связных грунтов.
54. Как по результатам испытаний образцов грунта в стабилометре можно получить его прочностные характеристики?
55. Перечислите основные полевые методы определения прочностных характеристик грунтов?
56. Как происходит реализация метода вращательного среза?
57. Как определяют характеристики прочности грунта методом среза целиков?
58. Какова принципиальная разница проведения испытаний грунта в сдвиговом приборе и стабилометре?
59. Какие характеристики грунта можно определить по данным статического зондирования?
60. Что такое степень плотности песков?
61. Что представляет собой коэффициент консолидации и в каких условиях происходит его определение?

62. Какие основные предпосылки теории фильтрационной консолидации вы знаете?
63. Какие виды напряжений действуют в полностью водонасыщенных грунтах?
64. Назовите случаи одномерной задачи консолидации.
65. Что означает термин степень консолидации?
66. Для каких грунтов применима теория фильтрационной консолидации?
67. Каким образом действующие нормативные документы устанавливают связь физических и механических характеристик грунтов?
68. Что называют водопроницаемостью грунта?
69. Что такое градиент напора?
70. Что такое коэффициент фильтрации? От чего он зависит?
71. Запишите закон Дарси.
72. Что такое начальный градиент фильтрации?
73. Что называется гидродинамическим давлением?
74. Какие основные схемы определения параметров водопроницаемости грунтов в лабораторных условиях вы знаете?
75. Какие основные методы определения параметров водопроницаемости грунтов в полевых условиях вы знаете?
76. В зависимости от какого параметра грунты классифицируются по степени водопроницаемости?

## ГЛАВА 2

### Напряжения в грунтах

#### Расчетные модели грунтовых оснований

##### 2.1 Напряжения в грунтовом массиве от собственного веса грунта

При горизонтальной поверхности грунта и отсутствии его бокового расширения, напряжения от собственного веса грунта равны:

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_i * h_i; \quad (2.1)$$

где  $n$  – число слоев грунта, от веса которых определяется напряжение;

$\gamma_i$  – удельный вес грунта  $i$ -го слоя;

$h_i$  – толщина  $i$ -го слоя;

Для водопроницаемых грунтов, находящихся ниже уровня грунтовых вод удельный вес взвешенного в воде грунта  $\gamma_{sb}$  определяется по формуле:

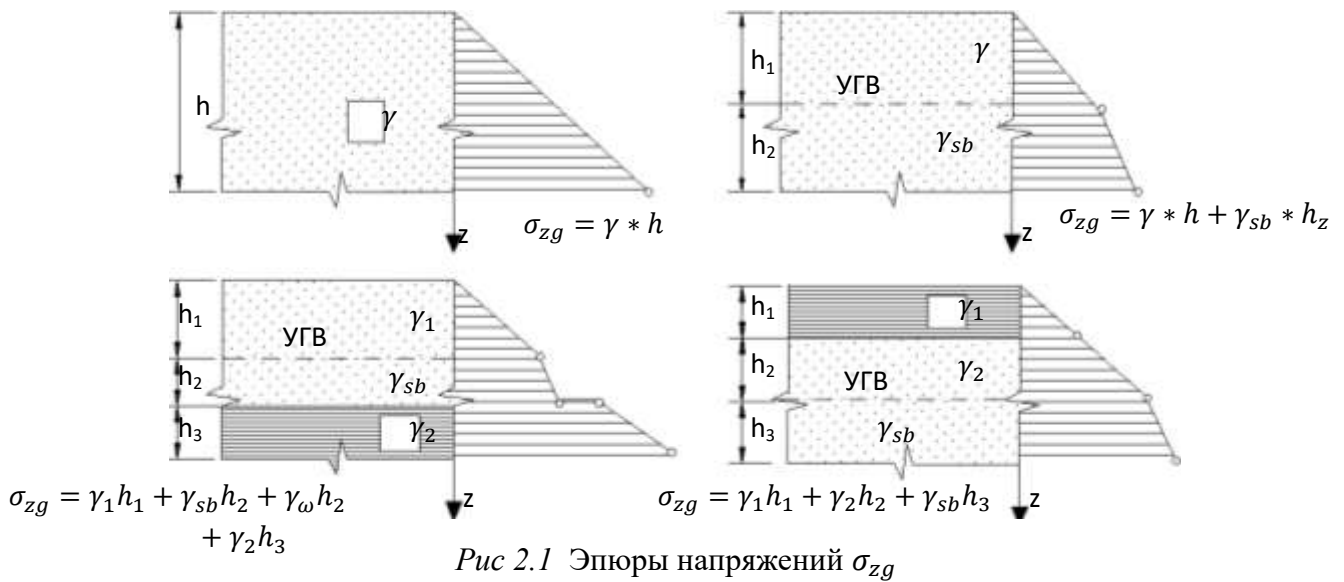
$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}; \quad (2.2)$$

где  $\gamma_s$  – удельный вес частиц грунта;

$\gamma_w$  – удельный вес воды;

$e$  – коэффициент пористости.

Эпюры напряжений в грунтовом массиве от собственного веса грунта  $\sigma_{zg}$  представлены на рис 2.1 [1].



## 2.2 Напряжения в грунтовом массиве от вертикальной сосредоточенной силы (задача Ж. Буссинеска)

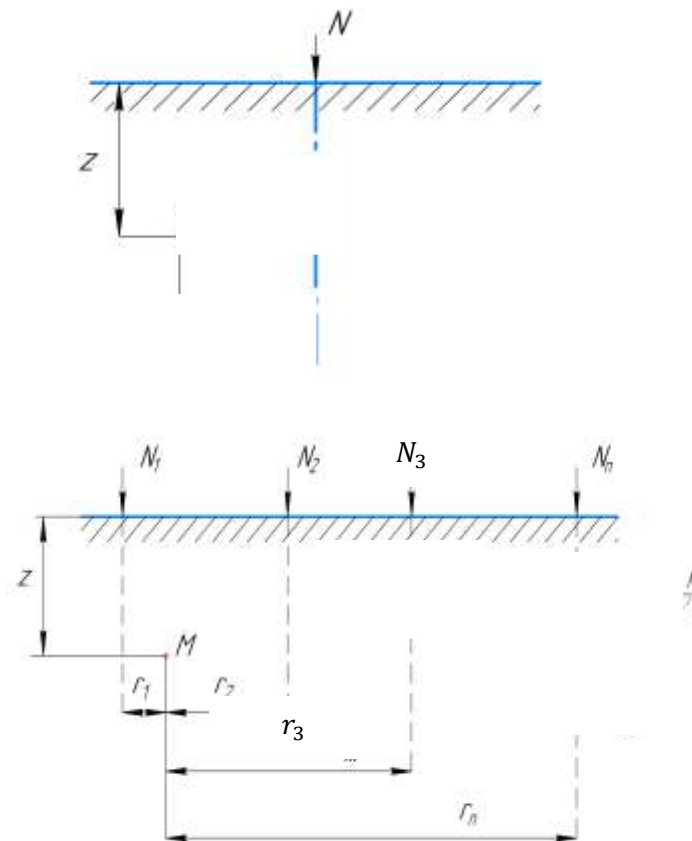


Рис 2.2 Схемы определения напряжений в грунтовом массиве в прямоугольных координатах от действия одной или нескольких вертикальных сосредоточенных сил

$$\sigma_z = K \frac{N}{z^2}; \quad (2.3)$$

$$K = f \frac{r}{z}; \quad (2.4)$$

$$\sigma_z = \frac{1}{z^2} (K_1 N_1 + K_2 N_2 + \dots + K_n N_n); \quad (2.5)$$

Коэффициент  $K$  можно определить по таблице 3.1 [7].

Характерные эпюры напряжений в грунтовом массиве от вертикальной сосредоточенной силы (рис 2.3) [1].

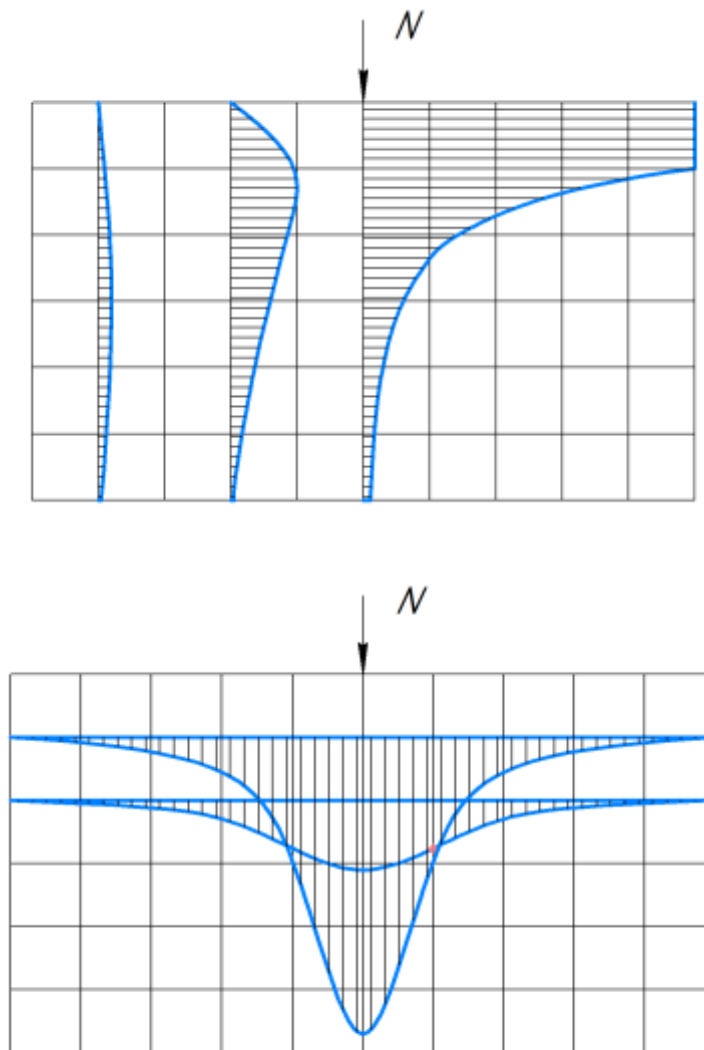


Рис 2.3. Эпюры напряжений  $\sigma_{zN}$  в вертикальных и горизонтальных сечениях грунтового массива

## 2.3 Напряжения в грунтовом массиве от действия равномерно распределенной по прямоугольной площади нагрузки

Напряжения под центром [1]

Напряжения под углом [1]

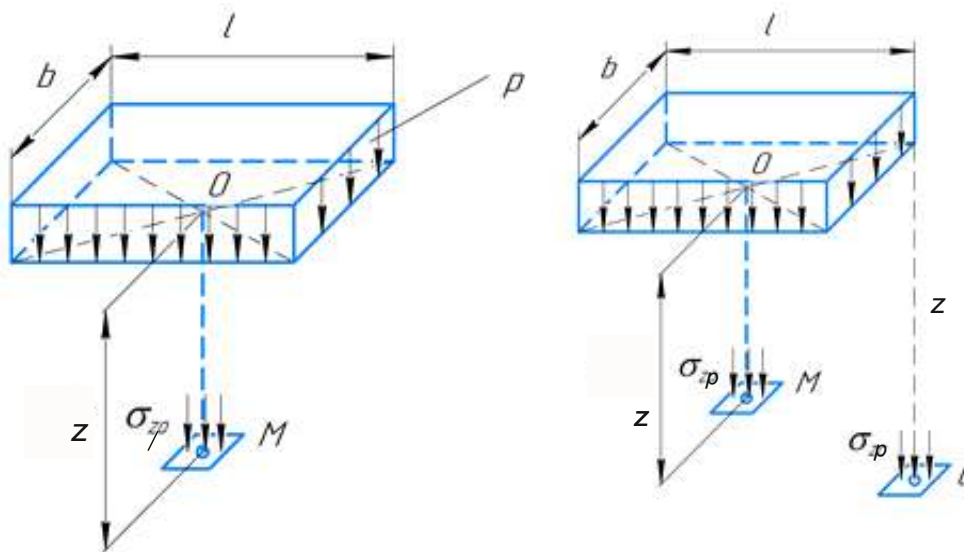


Рис 2.4. Схемы определения напряжений в грунтовом массиве под центром и под углом прямоугольной площадки, загруженной равномерно распределенной нагрузкой

$$\sigma_{z_0} = k_0 * p; \quad (2.6)$$

$$\sigma_{z_c} = k_c * p; \quad (2.7)$$

$$k_0 = f\left(\frac{2z}{b}; \frac{l}{b}\right); \quad (2.8)$$

$$k_c = 0,25f\left(\frac{z}{b}; \frac{l}{b}\right); \quad (2.9)$$

Коэффициенты  $k_0$  и  $k_c$  можно найти по таблице 3.2 [7].

Вертикальные сжимающие напряжения под углом прямоугольной площади загрузки равны 0,25 напряжений под ее центром на половинной глубине.

## 2.4 Определение напряжений в любой точке грунтового основания внутри загруженной области или вне ее методом угловых точек

Основным условием является разбивка грузой площади на такие прямоугольники, в которых рассматриваемая точка оказалась бы угловой. Напряжения в этой точке определяются как сумма напряжений от прямоугольных площадок, для которых эта точка является угловой.

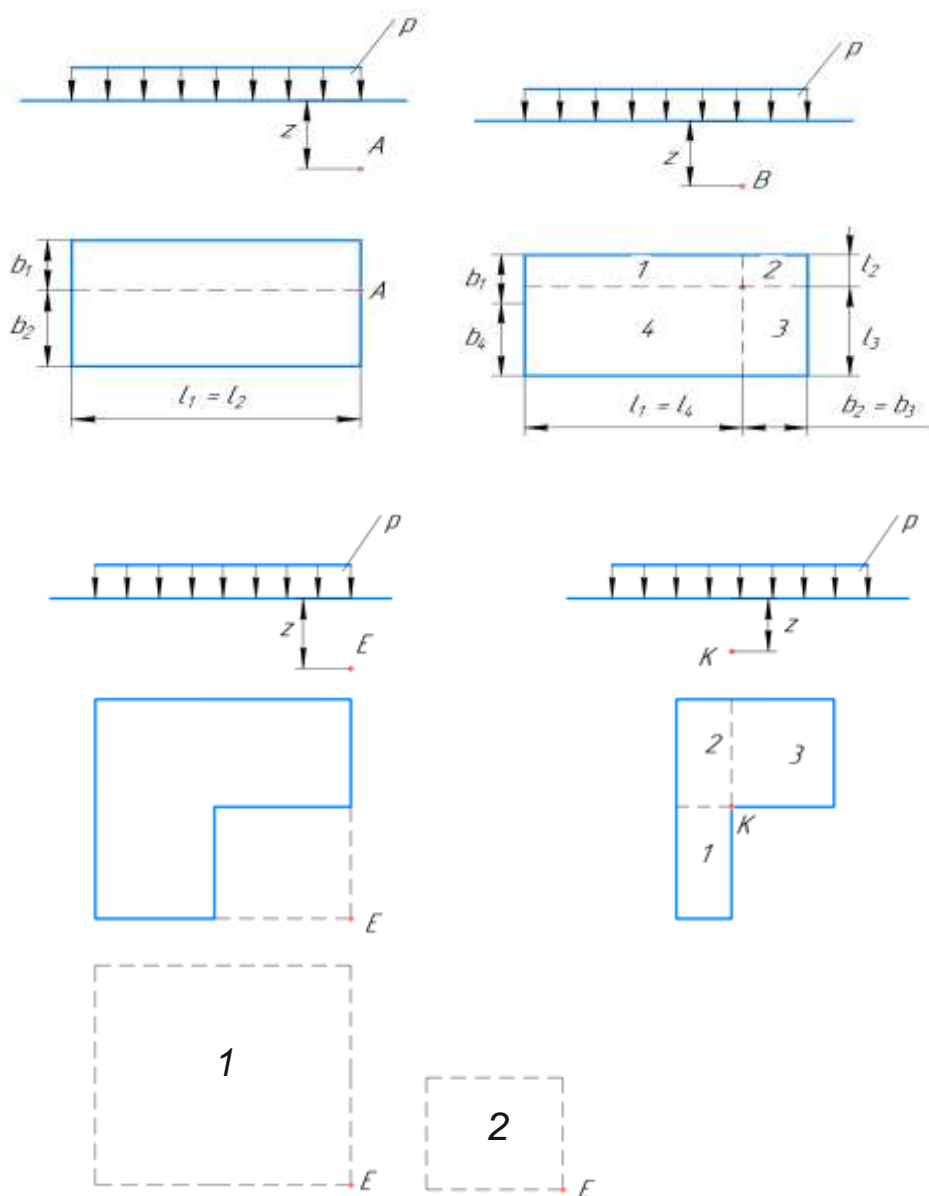


Рис. 2.5. Схемы разбивки прямоугольных загруженных площадок [1]

$$\sigma_z = (K_{1c} + K_{2c})p; \quad (2.10)$$

$$\sigma_z = (K_{1c} + K_{2c} + K_{3c} + K_{4c})p; \quad (2.11)$$

$$\sigma_z = (K_{1c} - K_{2c})p; \quad (2.12)$$

$$\sigma_z = (K_{1c} + K_{2c} + K_{3c})p; \quad (2.13)$$

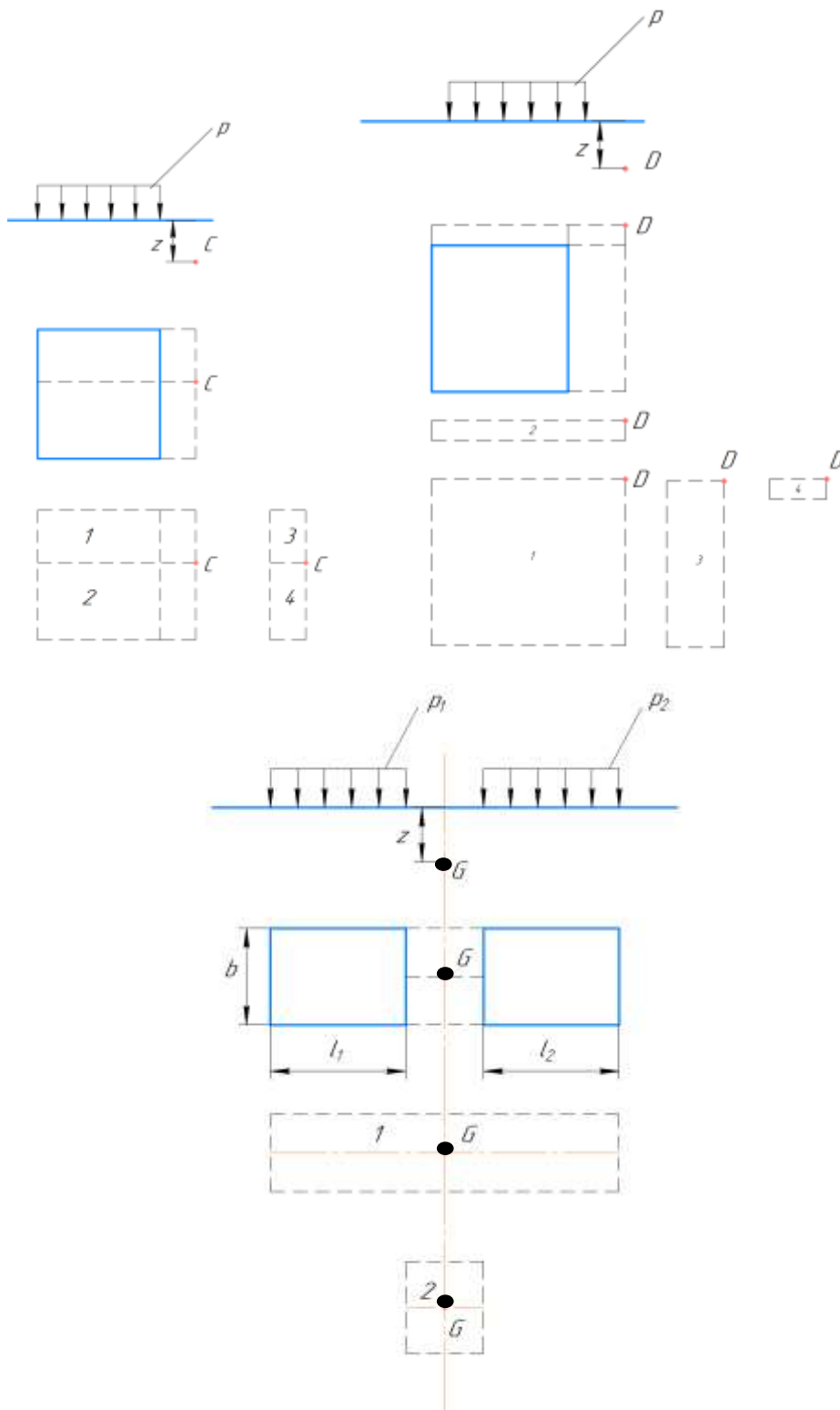


Рис. 2.6 Схемы разбивки прямоугольных нагруженных площадок [1]

$$\sigma_z = (K_{1c} + K_{2c} - K_{3c} - K_{4c})p; \quad (2.14)$$

$$\sigma_z = (K_{1c} + K_{2c} + K_{3c} + K_{4c})p; \quad (2.15)$$

$$\sigma_z = (K_1 - K_2)p; \quad (2.16)$$

## 2.5 Напряжения в грунтовом массиве от действия полосовой нагрузки (плоская задача)

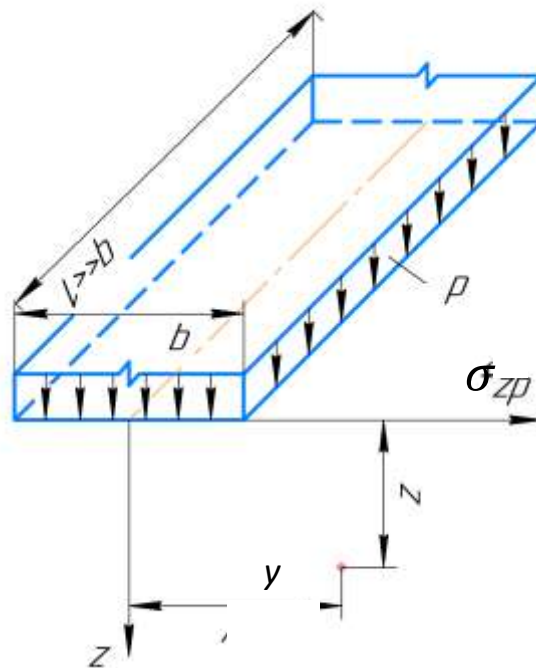


Рис 2.7 Схема к определению напряжений в грунтовом основании (при действии равномерно распределенной по полосе нагрузки (ленточный фундамент) [1]

$$\sigma_z = k_z * p; \quad (2.17)$$

$$k_z = f\left(\frac{z}{b}; \frac{y}{b}\right); \quad (2.17)$$

Коэффициент  $k_z$  можно определить по таблице 3.6 [7].

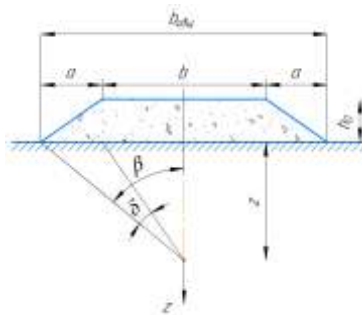


Рис. 2.8. Схема к определению напряжений в грунтовом основании от действия трапециевидной нагрузки [1] в случае плоской задачи

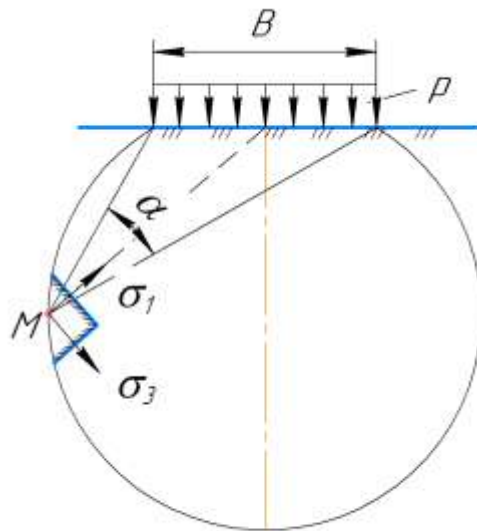


Рис. 2.9. Схема для расчета главных напряжений в грунтовых основаниях в случае плоской задачи [8]

$$\sigma_1 = \frac{P}{\pi} (\alpha + \sin \alpha); \quad (2.19)$$

$$\sigma_3 = \frac{P}{\pi} (\alpha - \sin \alpha); \quad (2.20)$$

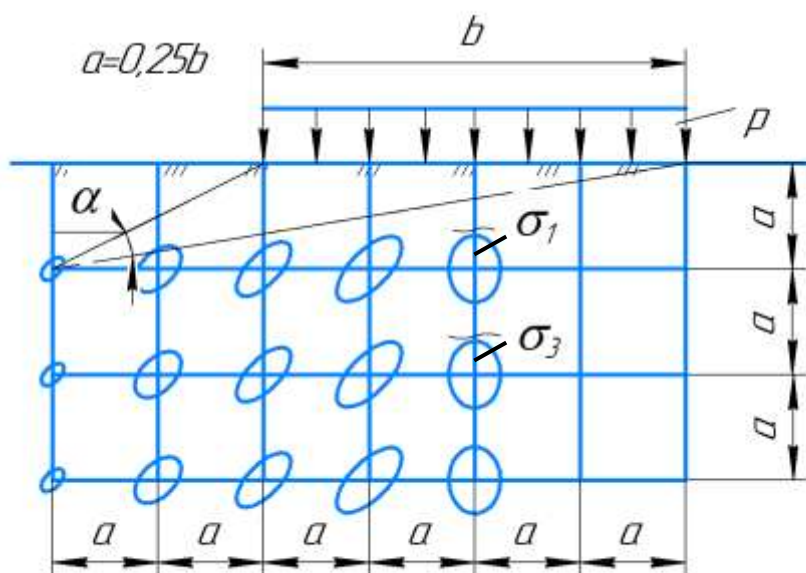


Рис 2.10. Схема расположения эллипсов напряжений в грунтовом основании в случае плоской задачи

Наибольшее напряжение  $\sigma_1$  действует по биссектрисе угла видимости  $\alpha$ ; наименьшее – по направлению перпендикулярном к направлению  $\sigma_1$ .

## 2.6. Напряжения по подошве нагруженной площади

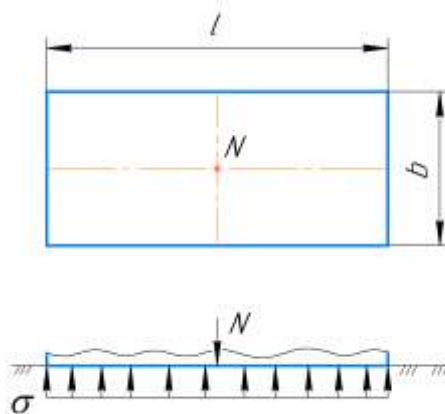


Рис. 2.11. Распределение напряжений по подошве фундамента при центральной нагрузке [8]

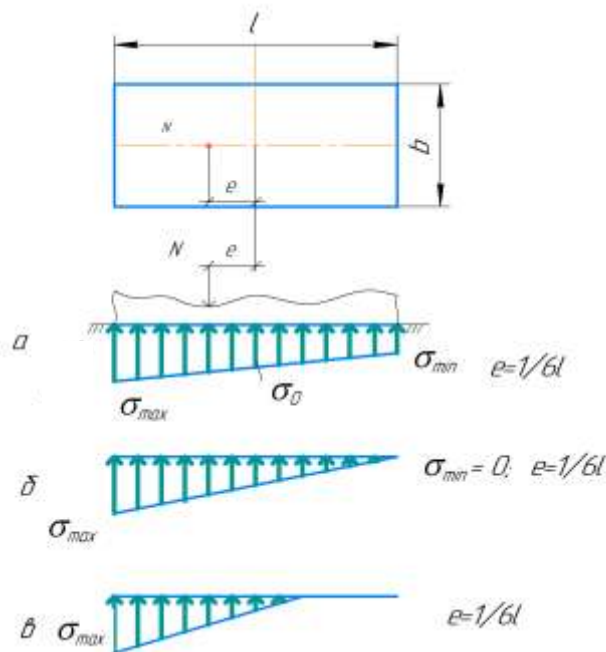


Рис. 2.12. Распределение напряжений по подошве фундамента при внецентренной нагрузке [8]

Реакцию грунта по подошве фундамента при центрально приложенной нагрузке (рис. 2.11) определяют по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{A}, \quad (2.21)$$

где  $N$  – равнодействующая всех сил в плоскости подошвы фундамента;  
 $A$  – площадь подошвы фундамента.

При внецентренном приложении нагрузки с эксцентриситетом  $e$  (рис. 2.12) наибольшее и наименьшее напряжения у краев фундамента определяются по формуле:

$$\sigma_{\frac{max}{min}} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} = \frac{N}{A} \left( 1 \pm \frac{6e}{l} \right), \quad (2.22)$$

где  $M = N * e$  – момент силы « $N$ » относительно центра тяжести подошвы фундамента, кН·м;

$W$  – момент сопротивления сечения фундамента:

$$W = \frac{b * l^2}{6}. \quad (2.23)$$

## 2.7. Расчетные модели грунтовых оснований.

Для учета изменения сопротивления грунтовых оснований по мере деформирования пользуются расчетными моделями, схематизирующими зависимость между нагрузкой на грунтовый массив и его осадкой. Описанные ниже модели грунтовой среды являются основными в механике грунтов и наиболее применяемыми при решении прикладных инженерных задач.

### *Модель теории упругости.*

Основные положения теории упругости, следующие:

1. Тело является сплошным и изотропным (деформационные свойства в различных направлениях одинаковы).

2. Тело является упругим и со снятием нагрузки все деформации исчезают.

3. Напряжения в теле отсутствуют, если нет внешней нагрузки.

4. Тело является «бесконечно» прочным, то есть в нем не возникает разрушений и трещин, изменяющих напряженное состояние.

5. Связь между напряжениями и деформациями является линейной и описывается законом Гука.

### ***Модель линейно-деформируемого полупространства.***

Грунт рассматривается как сплошное однородное линейно-деформируемое тело, бесконечно простирающееся в глубину и в стороны и ограниченное сверху плоскостью.

В этом случае в сопротивление внешней нагрузке вовлекается все полупространство, и поэтому осадка поверхности полупространства происходит также и сбоку от места приложения нагрузки, распространяясь на большие расстояния.

Для того, чтобы можно было воспользоваться решениями задач, имеющимися в теории упругости, приняты следующие положения:

1. Грунт обычно состоит из трех компонентов: минерального скелета, воды и воздуха, однако можно его рассматривать как квазисплошное тело. то есть тело, имеющее свойства сплошного однородного тела, в котором трещины и пустоты отсутствуют.

Грунт можно рассматривать как тело изотропное, обладающее одинаковыми деформационными свойствами в разных направлениях.

2. Для грунта характерно наличие остаточных деформаций. При полном снятии нагрузки все деформации не исчезают, а упругие (то есть восстанавливающиеся) бывают часто значительно менее неупругих (остаточных) деформаций. Поэтому в теории линейно- деформируемых

тел рассматривается только процесс нагрузки, а процесс разгрузки, если в том есть необходимость, рассматривается особо.

3. Считается, что нагрузки на грунт не вызывают его разрушения и далеки от предельных, поэтому в грунтовом массиве не возникает трещин, разрывов, срезов и т. д., то есть не нарушается «квазисплочность».

4. Связь между полными напряжениями и общими деформациями принимается линейной. Таким образом считается справедливым закон Гука, связывающий напряжения и деформации. Деформации считаются малыми.

### ***Модуль линейно-деформируемого слоя конечной толщины***

В расчет вводится не полупространство, а лишь его верхний слой, ниже которого грунт считается несжимаемым. Такая модель основания принимается в тех случаях, когда на некоторой глубине залегают скальные породы или слабосжимаемые грунты. Практически за такое основание принимать грунты с модулем деформации  $E \geq 100$  МПа.

### ***Модель Фусса-Винклера***

***(или гипотеза коэффициента постели)***

Грунт рассматривается как система опирающихся на жесткое горизонтальное основание и не связанных между собой пружин, сжатие которых возрастает прямо пропорционально приложенной нагрузке. Коэффициент пропорциональности между нагрузкой и деформацией называется коэффициентом постели.

Сопротивление грунта развивается только непосредственно под нагрузкой в этом сопротивлении не участвует грунт, расположенный сбоку, который не испытывает осадки.

Основным недостатком данной модели является то, что поверхность грунта, как показывают эксперименты, оседает не только непосредственно под штампом (фундаментом) но и вокруг него:

### ***Модель среды теории предельного равновесия***

Эта модель основана на предположении, что во всех точках грунтовой среды имеются площадки, по которым выполняется условие предельного равновесия. В этой модели принимается положение, что во всех точках грунтовой среды возникает начало состояния предельного равновесия, начало развития пластических деформаций.

### ***Модель упругопластической среды (смешанная модель теории линейно-деформируемой среды и среды теории предельного равновесия)***

Эта модель является синтезом двух выше рассматриваемых моделей. Данная модель предполагает наличия в грунтовой среде как области среды теории линейно-деформируемого тела, так и области состояния предельного равновесия.

### ***Модель теории фильтрационной консолидации.***

В наиболее простой постановке теория описывает деформирование во времени полностью водонасыщенного грунта (грунтовой массы). Принимается, что полное напряжение, возникающее в элементе грунта от приложенной нагрузки, разделяется на напряжения в скелете грунта (эффективное напряжение) и давление в поровой воде (поровое давление). В различных точках массива грунта под действием нагрузки возникают разные значения порового давления. В следствии этого образуется разность напоров в поровой воде и происходит ее отжатие в менее нагруженные области массива.

Одновременно под действием эффективных напряжений происходят перекомпоновка частиц и уплотнение грунта. Скорость деформации грунта будет находиться в прямой зависимости от скорости фильтрации в нем поровой воды. Поэтому основной характеристикой грунта, определяющей время протекания процесса фильтрационной консолидации, является коэффициент фильтрации –  $k_f$ .

В теории фильтрационной консолидации скелет грунта принимается линейно деформируемым.

При решении задач, связанных с механикой грунтов, главной проблемой является выбор расчетной модели и достоверном определении всех входящих в нее расчетных характеристик грунта. Это достижимо только при полном понимании современных возможностей расчетной модели полевых исследований и лабораторного эксперимента.

### *Контрольные вопросы к главе 2*

1. Как определяются напряжения при действии сосредоточенной силы и группы сил? Напишите формулы.
2. Каким образом учитывается неоднородность грунта при вычислении вертикальных напряжений в массиве от его собственного веса?
3. Какой должен быть принят удельный вес водопроницаемого грунта, находящийся ниже уровня грунтовых вод?
4. Объясните почему на эпюре напряжений от собственного веса грунта в случае наличия водоупора имеется скачок (горизонтальная ступень)?
5. Перечислите основные расчетные модели грунтовых оснований.
6. Чем теория линейно-деформируемых тел отличается от теории упругости?

7. В каких случаях можно определить напряжения  $\sigma_z$  в грунтовом основании от равномерно распределенной нагрузки по прямоугольной площади? Напишите формулы.

8. Следует ли учитывать деформации грунта от его собственного веса и в каких случаях?

9. Чему равны боковые напряжения от собственного веса грунта? Что называется коэффициентом бокового давления грунта в условиях естественного залегания? Может ли коэффициент бокового давления грунта в условиях естественного залегания быть больше единицы?

10. Какое основное условие должно быть реализовано в методе угловых точек?

11. Напишите формулу для определения напряжений методом угловых точек в грунтовом основании для точки, находящейся внутри загруженной площадки.

12. Какие параметры необходимо знать, чтобы построить эллипс напряжений в любой точке грунтового основания?

13. От чего зависят значения главных напряжений в грунтовом основании в случае плоской задачи?

14. Как распределяются напряжения по подошве фундамента в случае центрального приложения нагрузки?

15. Как распределяются напряжения по подошве фундамента в случае внецентренного приложения нагрузки?

## ГЛАВА 3

### Деформации оснований

На рис. 3.1 изображены наиболее распространенные виды вертикальных деформаций грунтовых оснований и их классификация [1].

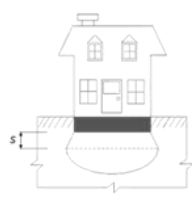
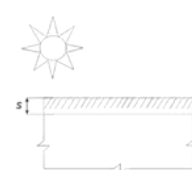
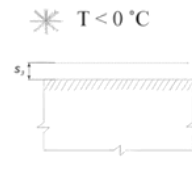
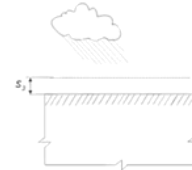
Вид деформации	Схема	Процесс	Типы грунтов
Осадка		Уплотнение под нагрузкой от сооружения	Все типы грунтов, кроме скальных
Просадка		Уплотнение за счет нарушения структуры при увлажнении или оттаивании	Лессы, мерзлые грунты
Усадка		Уменьшение в объеме при высыхании	Глинистые грунты
Подъем (морозное пучение)		Увеличение в объеме при промерзании	Глины, суглинки, мелкие и пылеватые пески
Подъем (набухание)		Увеличение в объеме при увлажнении	Глины

Рис. 3.1 Классификация вертикальных деформаций грунтовых оснований [1]

На рис. 3.2 показаны схемы сложных деформаций сооружений [8]

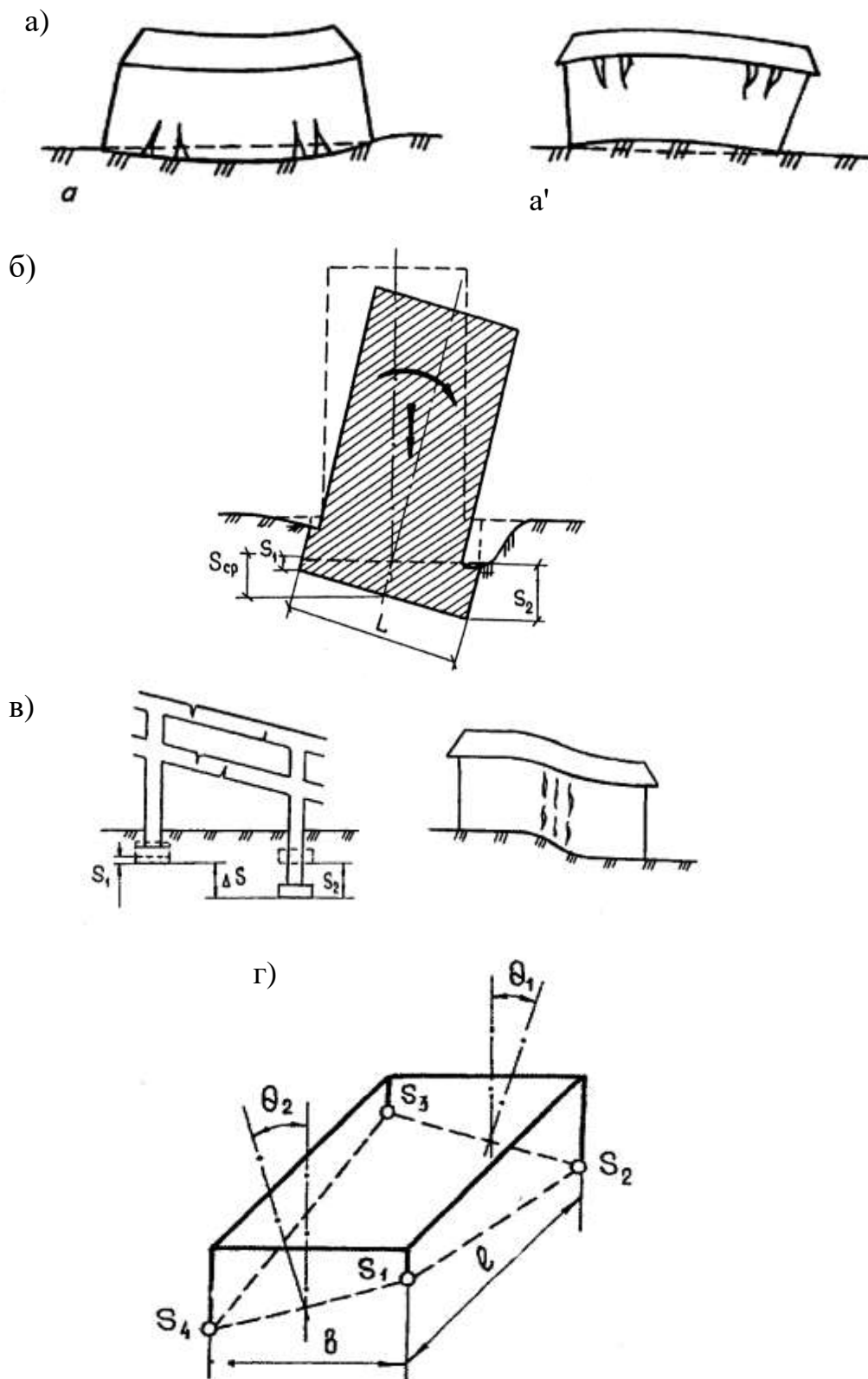


Рис. 3.2. Схемы сложных деформаций сооружений

- а) Прогиб (а), Выгиб (а'); б) Крен сооружения; в) Перекос сооружения;  
г) Кручение сооружения

На рис. 3.3, 3.4, 3.5, 3.6, 3.7, 3.8 и 3.9 показаны причины развития неравномерных осадок сооружений [12].

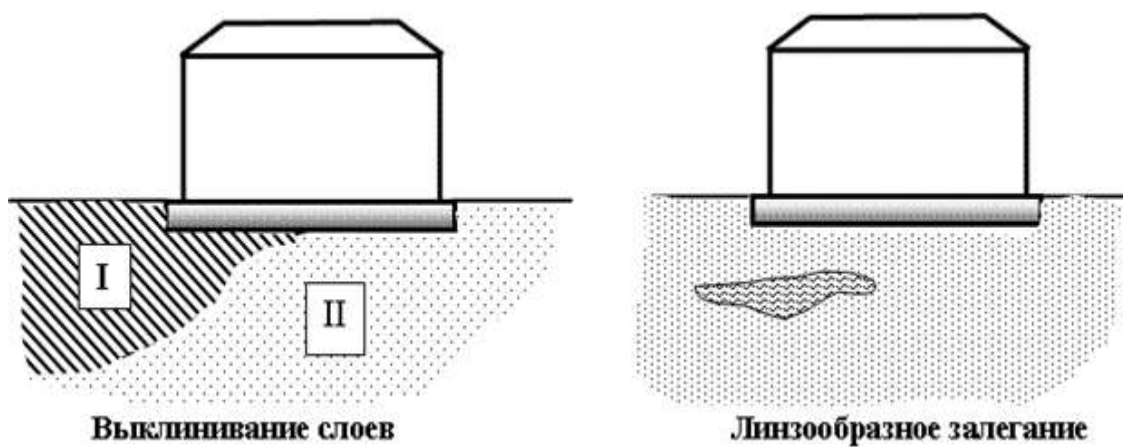


Рис. 3.3. Неравномерные осадки сооружения при неоднородном напластовании грунта [12]

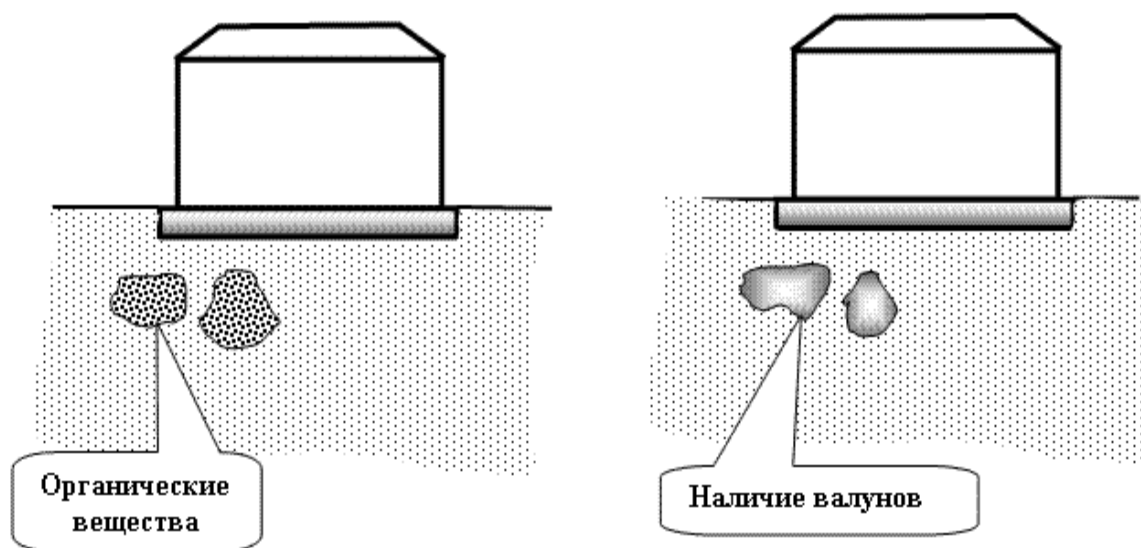


Рис. 3.4. Неравномерные осадки сооружений при наличии неоднородного грунта [12]

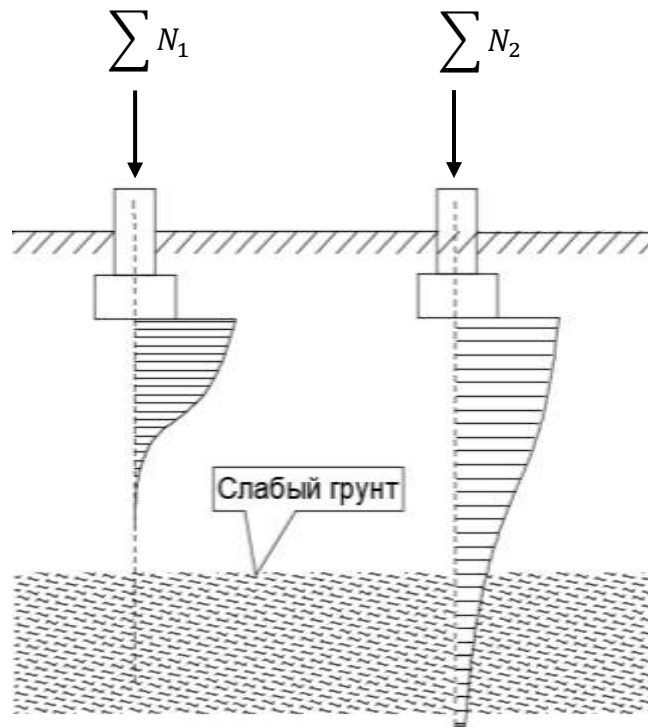


Рис. 3.5. Неравномерные осадки сооружения при неодинаковом нагружении фундаментов

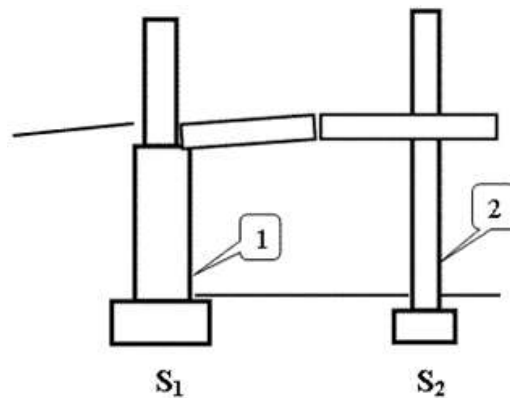


Рис 3.6. Неравномерные осадки сооружения при неодновременном нагружении фундаментов [12]

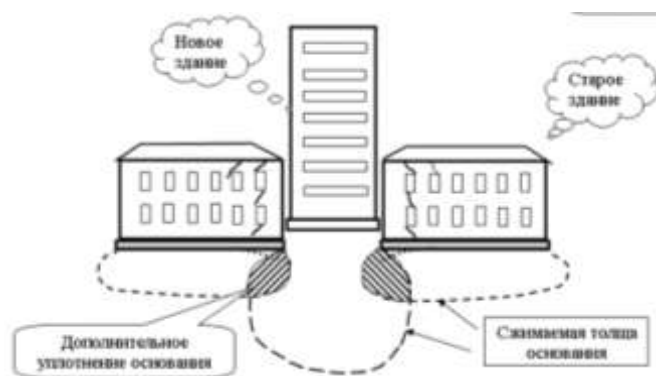


Рис 3.7. Неравномерные осадки сооружений при влиянии нагружения соседних фундаментов [12]

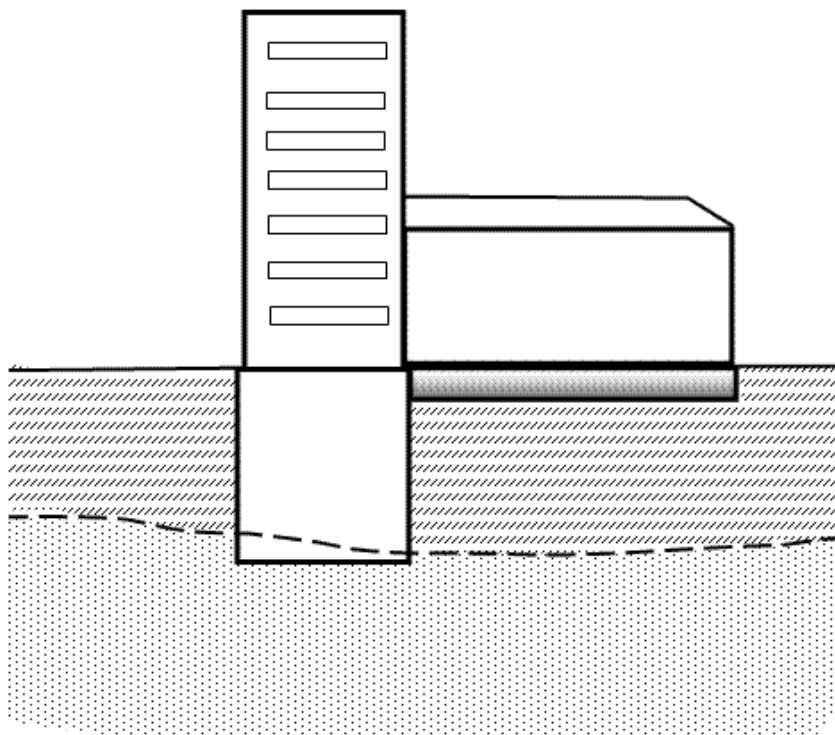


Рис. 3.8. Неравномерные осадки сооружений при опирании фундаментов сооружения на разные грунты [12]

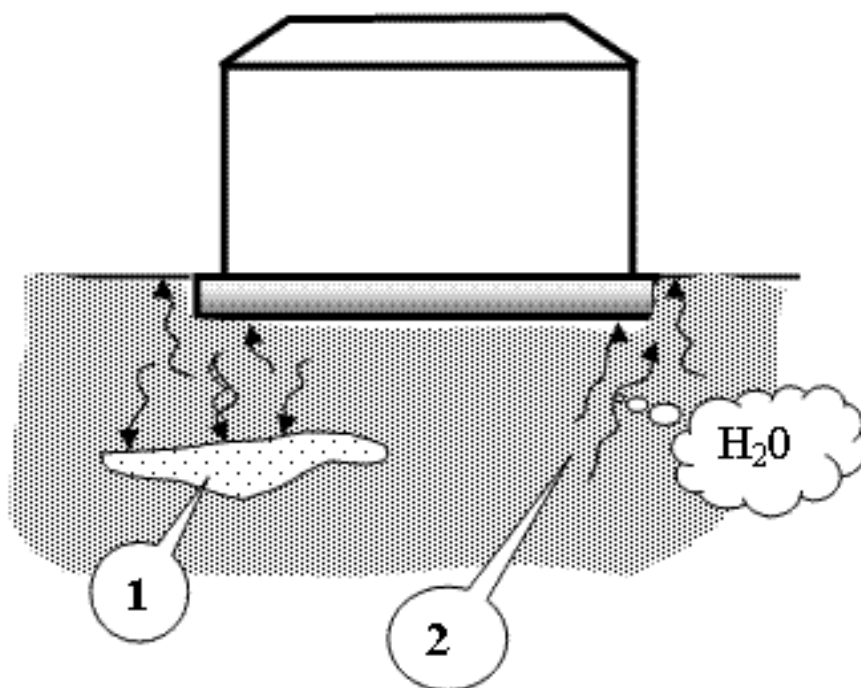


Рис. 3.9. Неравномерные осадки сооружения при неравномерной консолидации грунтов: 1 – песчаная прослойка; 2 – медленно деформирующееся основание [12]

### 3.1 Расчет конечной осадки оснований

#### 3.1.1 Метод послойного суммирования

На рис. 3.10 показана расчетная схема для определения осадки основания методом послойного суммирования.

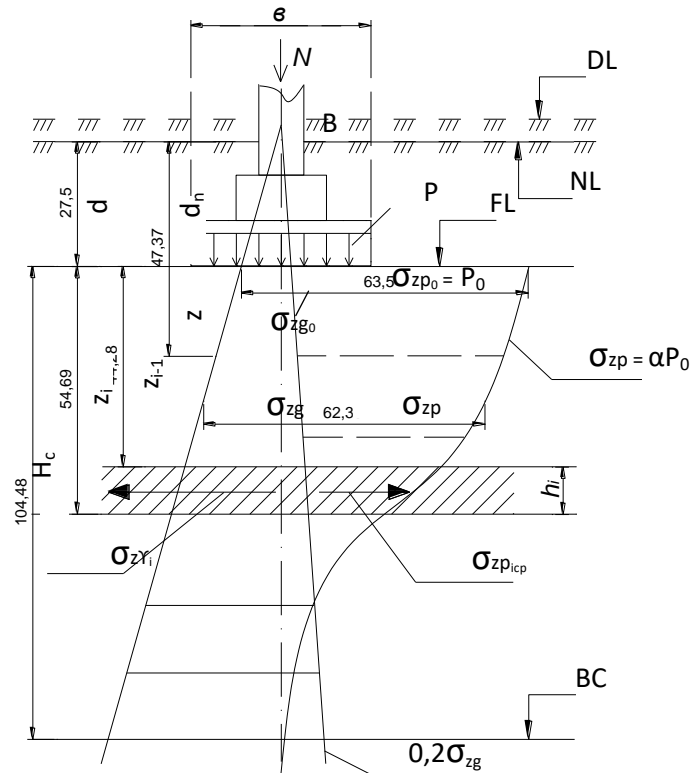


Рис. 3.10. Расчетная схема для определения осадки методом послойного суммирования:  $DL$  – отметка планировки;  $NL$  – отметка поверхности природного рельефа;  $FL$  – отметка подошвы фундамента;  $BC$  – нижняя граница сжимаемой толщи;  $H_c$  – сжимаемая толща

#### Последовательность расчета

1. Определяем толщину расчетных слоев грунта  $h_i$  ниже подошвы фундамента исходя из условия  $h_i \leq 0,4 b$ ;
2. Вычисляем ординаты эпюры вертикального напряжения от собственного веса грунта (слева от центральной оси фундамента)  $\sigma_{z\gamma}$ :  
на уровне подошвы фундамента:  $\sigma_{zg_0} = \gamma_0 * d$ ;

ниже подошвы фундамента:  $\sigma_{zg} = \gamma_0 * d + \sum_{i=1}^n \gamma_i * h_i$ ;

3. Вычисляем ординаты эпюры дополнительного напряжения  $\sigma_{zp}$  от нагрузки  $N$  и веса фундамента  $G$  с площадью подошвы  $F$ :

на уровне подошвы фундамента:  $P_0 = \sigma_{zp_0} = \frac{N+G}{F} - \sigma_{z\gamma_0}$ ;

ниже подошвы фундамента:  $\sigma_{zpi} = \alpha * \sigma_{zp_0}$ ,

где  $\alpha$  – коэффициент рассеивания напряжений;

4. Определяем нижнюю границу сжимаемой толщи  $BC$  [13]. Нижнюю границу сжимаемой толщи основания принимают на глубине  $z = H_c$ , где выполняется условие  $\sigma_{zp} = k\sigma_{zg}$ , где:

а)  $k = 0,2$  при  $b \leq 5$  м;

б)  $k = 0,5$  при  $b > 20$  м;

в) при  $5 < b \leq 20$  м  $k$  определяют интерполяцией.

При этом глубина сжимаемой толщи не должна быть меньше  $b/2$  при  $b \leq 10$  м и  $(4 + 0,1b)$  при  $b > 10$  м.

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

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

5. Рассчитываем осадку элементарного слоя [8]:

$$S_i = \frac{\beta}{E_i} \sigma_{zpi_{cp}} * h_i; \quad (3.1)$$

6. Полную осадку основания находим суммированием осадок всех элементарных слоев в пределах сжимаемой толщи:

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp_i \text{ ср}} * h_i}{E_i}, \quad (3.2)$$

где  $\beta$  – безразмерный коэффициент, зависящий от коэффициента относительных поперечных деформаций, принимаемый равным 0,8;

$h_i$  – высота  $i$ -го слоя грунта;

$E_i$  – модуль деформации  $i$ -го слоя грунта;

$\sigma_{zp_i \text{ ср}} = \frac{\sigma_{zp_{i-1}} + \sigma_{zp_i}}{2}$  – среднее напряжение  $i$ -го элементарного слоя;

При расчете осадок фундаментов, возводимых в котлованах глубиной более 5 метров, необходимо использовать следующую формулу [13]:

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp_i} - \sigma_{z\gamma_i}) * h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z\gamma_i} * h_i}{E_{ei}}, \quad (3.3)$$

где  $\beta$  – безразмерный коэффициент;

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

$h_i$  – толщина  $i$ -го слоя грунта, принимаемая не более 0,4 ширины фундамента;

$E_i$  – модуль деформации  $i$ -го слоя грунта по ветви первичного нагружения, кПа;

$\sigma_{z\gamma_i}$  – среднее значение вертикального напряжения в  $i$ -м слое грунта по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента, от собственного веса выбранного при отрывке котлована грунта, кПа;

$E_{ei}$  – модуль деформации  $i$ -го слоя грунта по ветви вторичного нагружения, кПа;

$n$  – число слоев, на которые разбита сжимаемая толща основания.

### 3.1.2 Метод линейно-деформируемого слоя конечной толщины [14]

На рис. 3.11 показана расчетная схема метода линейно-деформируемого слоя конечной толщины.

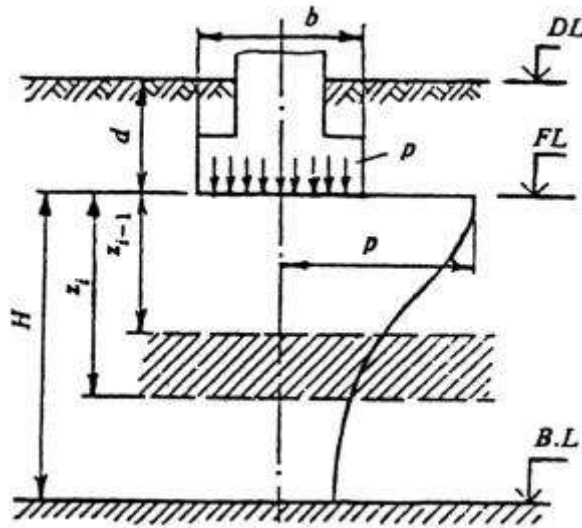


Рис. 3.11. Схема к расчету осадок с использованием расчетной схемы основания в виде линейно-деформируемого слоя [14]

Расчет осадки основания методом линейно-деформируемого слоя разработан К.Е. Егоровым и применяется в следующих случаях [8]:

1. В пределах сжимаемой толщи и основания, определенной с помощью метода послойного суммирования  $H_c$ , залегает слой грунта с модулем деформации  $E \geq 100$  МПа и толщиной  $h_i$ , удовлетворяющей условию

$$h_i \geq H_c \left( 1 - \sqrt[3]{\frac{E_2}{E_1}} \right), \quad (3.4)$$

где  $E_2$  – модуль деформации грунта, подстилающего слой грунта с модулем деформации  $E_1$ .

2. Ширина или диаметр фундамента  $b \geq 10$  м и модуль деформации грунтов основания  $E \geq 10$  МПа.

Осадку основания с использованием расчетной схемы линейно-деформируемого слоя определяют по формуле

$$S = \frac{P * b * k_c}{k_m} \sum_{i=1}^n \frac{k_i - k_{i-1}}{E_i}, \quad (3.5)$$

где  $P$  – среднее давление под подошвой фундамента (при  $b < 10$  м принимается  $P_0 = P - \sigma_{zq_0}$ );  $b$  – ширина прямоугольного или диаметр круглого фундамента;

$k_c$  и  $k_m$  – коэффициенты, принимаемые по таблице 1 и 3 [14]

$n$  – число слоев, различающихся по числу сжимаемости в пределах расчетной толщины;

$k_i$  и  $k_{i-1}$  – коэффициенты, определяемые по таблице 4 [14] в зависимости от формы фундамента, соотношения сторон прямоугольного фундамента и относительной глубины, на которой расположены подошва и кровля  $i$ -го слоя соответственно

$$\zeta_i = \frac{2z_i}{b}; \quad (3.6)$$

$$\zeta_{i-1} = \frac{2z_{i-1}}{b}; \quad (3.7)$$

$E_i$  – модуль деформации  $i$ -го слоя грунта.

На рис. 3.11 под параметром  $H$  показана толщина линейно-деформируемого слоя:  $H = (9 + 0,15b)k_p$  – для глинистых грунтов,  $H = (6 + 0,1b)k_p$  – для песчаных грунтов;  $k_p = 0,85 \dots 1,2$  соответственно при среднем давлении под подошвой фундамента  $p = 150 \dots 500$  кПа [1];

### 3.1.3 Метод эквивалентного слоя грунта

Под эквивалентным слоем  $h_э$  подразумевается некоторый ограниченный по толщине слой грунта, который при сплошной, равномерно распределенной нагрузке, приложенной к границе основания, дает зна-

чение осадки, равное осадке фундамента, имеющего ограниченные размеры в плане при той же нагрузке и аналогичных грунтовых условиях.

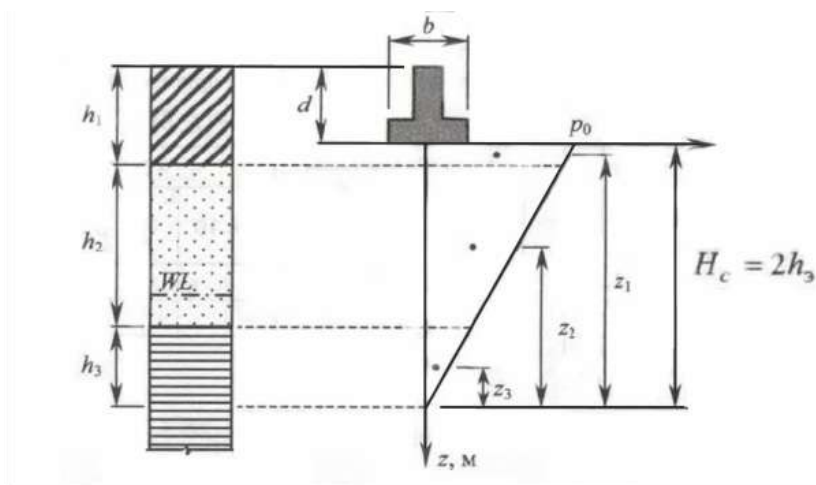


Рис. 3.12. Расчетная схема метода эквивалентного слоя грунта [12]

На рис. 3.12 показана расчетная схема метода эквивалентного слоя грунта. Осадка однородного основания с использованием расчетной схемы метода эквивалентного слоя грунта определяется по формуле

$$S = \frac{\beta}{E} h_3 * p_0; \quad (3.8)$$

Осадка неоднородного слоистого основания может быть определена по формуле

$$S = m_v h_3 * p_0, \quad (3.9)$$

где  $\beta$  – коэффициент, учитывающий боковое расширение грунта;

$E$  – модуль деформации слоя грунта:

$$h_3 = A_\omega b; \quad (3.10)$$

$A_\omega$  – коэффициент эквивалентного слоя, который находят по таблице 5.6 [7]

$b$  – ширина подошвы фундамента;

$m_v$  – средний коэффициент относительной сжимаемости, который находят из выражения

$$m_v = \frac{1}{2h_3^2} \sum_{i=1}^n m_{vi} * h_i * z_i; \quad (3.11)$$

$$m_{vi} = \frac{\beta_i}{E_i}, \quad (3.12)$$

где  $h_i$  – мощность  $i$ -го слоя грунта в пределах сжимаемой толщи;

$z_i$  – расстояние от вершины треугольной эпюры до середины рассматриваемого  $i$ -го слоя.

### 3.1.4 Прогноз осадки во времени

По фильтрационной теории консолидации осадка для заданного времени  $t$  в общем виде будет [15]:

$$S_t = U * S_k, \quad (3.13)$$

где  $S_k$  – конечная величина осадки;

$U$  – степень уплотнения (доля от полной осадки за время  $t$ );

Для прямоугольной эпюры давлений степень уплотнения определяется из выражения

$$U_1 \approx 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-N}; \quad (3.14)$$

для треугольной эпюры с вершиной у верха слоя

$$U_2 \approx 1 - \frac{32}{\pi^3} e^{-N}, \quad (3.15)$$

здесь  $N$  – коэффициент, зависящий от физических свойств грунта, толщина слоя, условий консолидации и времени:

$$N = \frac{\pi^2 c_v}{4h^2} t; \quad (3.16)$$

здесь  $c_v$  – коэффициент консолидации;

$$c_v = \frac{k}{a_0 g \gamma_\omega}; \quad (3.17)$$

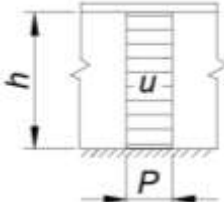
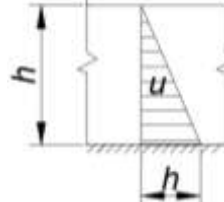
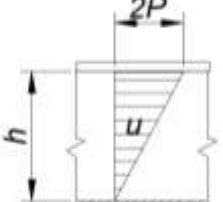
$k$  – коэффициент фильтрации грунта;

$a_0$  – относительный коэффициент сжимаемости;

$\gamma_{\omega}$  – объемная масса воды.

Таблица 3.1

**Значения коэффициента  $N$**

$U = \frac{S_t}{S_k}$	Коэффициент $N$		
	Схема 1 	Схема 2 	Схема 3 
0,05	0,005	0,006	0,002
0,1	0,02	0,12	0,005
0,15	0,04	0,18	0,01
0,2	0,08	0,25	0,02
0,25	0,12	0,31	0,04
0,3	0,17	0,39	0,06
0,35	0,24	0,47	0,09
0,4	0,31	0,55	0,13
0,45	0,39	0,63	0,18
0,5	0,49	0,73	0,24
0,55	0,59	0,84	0,32
0,6	0,71	0,95	0,42
0,65	0,84	1,1	0,54
0,7	1	1,24	0,69
0,75	1,18	1,42	0,88
0,8	1,4	1,64	1,08
0,85	1,69	1,93	1,36
0,9	2,09	2,35	1,77
0,95	2,8	3,17	2,54
0,98	3,63	3,87	3,49
1	$\infty$	$\infty$	$\infty$

Расчет затухания осадки во времени можно вести по двум вариантам: первый – задаваясь временем  $t$ , определяют величину осадки  $S_t$  для этого времени; второй – задаваясь долей осадки  $U$ , определяют время, через которое она произойдет, и, построив график затухания осадки во времени  $S = f(t)$ , можно определить осадку для любого отрезка времени. Для второго варианта составлены вспомогательные таблицы, поэтому он предпочтительнее [15].

Расчет затухания осадки удобно вести в табличной форме. Сначала определяют конечную осадку. Далее задают различными величинами  $U$ , и для них по табл. 3.1 определяют значение  $N$ . Затем для каждого значения  $N$  и соответствующего  $U$  определяют время  $t$ :

$$t = \frac{4h^2}{\pi^2 c_v} * N = T * N; \quad (3.18)$$

Для коэффициента фильтрации следует выбрать такую размерность, при которой величина  $T$  будет иметь наименьшее числовое значение; он может быть выражен в см/с, см/ч, см/сут, см/год ( $1 \text{ см/с} = 3,6 * 10^3 \text{ см/ч} = 8,6 * 10^4 \text{ см/сут} = 3,17 * 10^7 \text{ см/год}$ ).

Для вычисленного времени  $t$  определяют осадку  $S_t$  и строят график  $S_t = US_k$ .

### *Контрольные вопросы к главе 3*

1. Перечислите виды вертикальных деформаций грунтовых оснований.
2. В результате реализации какого процесса происходит просадка грунтовых оснований?
3. В каких грунтах может быть реализовано морозное пучение, вызывающее подъем поверхности грунтового массива?
4. Что является основной причиной увеличения в объеме набухающих грунтов?
5. Какой процесс вызывает осадку сооружения?
6. Перечислите основные виды сложных деформаций сооружений.
7. Назовите причины неравномерных осадок сооружений.
8. Что называется дополнительным давлением и какое обоснование дается тому, что осадка рассчитывается не на полную величину давления?

9. Какие основные допущения заложены в расчете осадки способом послойного суммирования? От какого горизонта отсчитывается эпюра природного давления?
10. Какими принимаются боковые давления при расчете осадки способом послойного суммирования? Можно ли считать, что боковое расширение грунта в этом способе полностью не учитывается?
11. В формуле расчета осадки способом послойного суммирования имеется коэффициент  $\beta$ . От чего он зависит?
12. В каких пределах ведется суммирование осадки при расчете методом послойного суммирования в основном случае?
13. От каких факторов зависит положение нижней границы сжимаемой толщи в методе послойного суммирования?
14. Как вычислить значения модуля деформации грунта  $E_0$ , необходимые для расчета осадки, по результатам штамповых испытаний в поле?
15. Когда рекомендуется применять способ расчета осадки с использованием расчетной схемы в виде линейно-деформируемого слоя конечной толщины?
16. В чем состоит идея метода эквивалентного слоя (по Н. А. Цытовичу)?
17. Запишите формулы для расчета осадки по методу эквивалентного слоя грунта для однородного и неоднородного оснований.
18. Чему равняется мощность сжимаемой толщи в методе эквивалентного слоя?
19. Какой вид имеет эпюра давлений  $\sigma_z$  по глубине в методе эквивалентного слоя?
20. Из какого предположения выводится среднее значение коэффициента относительной сжимаемости в способе эквивалентного слоя?

21. Напишите формулу для расчета осадки основания для заданного времени  $t$  в общем виде.
22. Какие виды эпюр давления рассматриваются при расчете осадки основания во времени?
23. Как можно определить осадку для любого отрезка времени?

## ГЛАВА 4

### Фазы напряженно-деформированного состояния грунта

Перед изучением фаз напряженно-деформированного состояния грунта необходимо выяснить принципиальную разницу между осадками грунта в одометре и под штампом (рис.4.1).

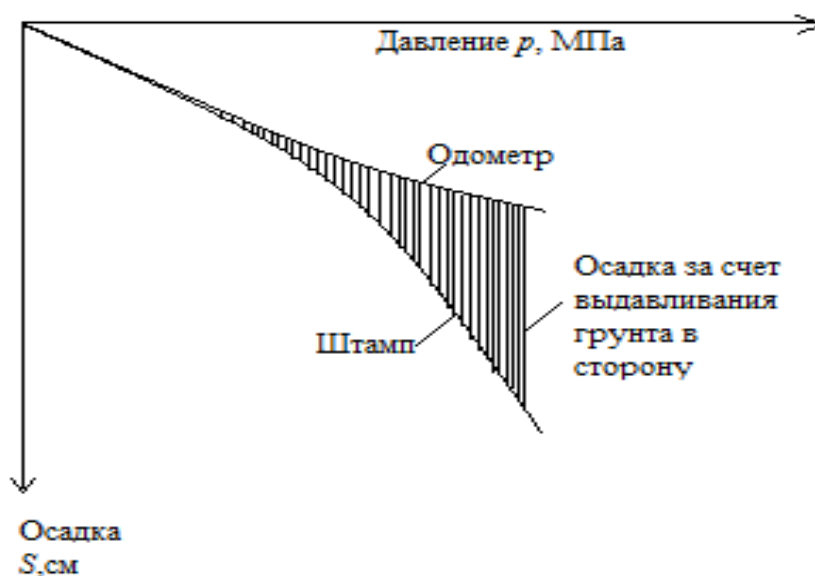


Рис. 4.1. Схема, иллюстрирующая связь между осадкой грунта в одометре и под штампом

Фазы напряженно-деформированного состояния грунта изучаются с целью установления расчетных моделей деформирования грунтового основания, приемлемых для инженерных расчетов его прочности, устойчивости, сжимаемости, горизонтальных и угловых перемещений. В связи с этой проблемой традиционно рассматривается график (рис.4.2) испытания грунтового основания штампом, изображающий зависимость осадки штампа от средних напряжений, действующих по его подошве.

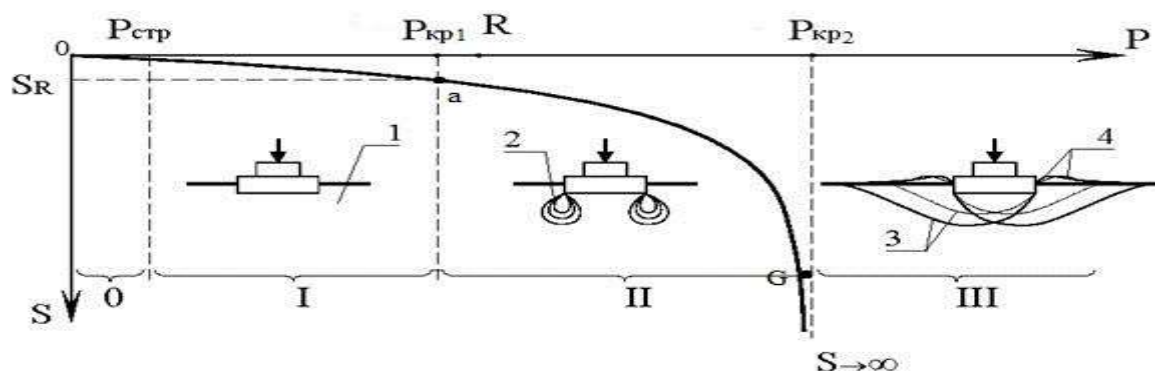


Рис. 4.2. Фазы напряженно-деформированного состояния грунта:

$P_{стр}$  – структурная прочность;  $P_{кр1}$  – начальное критическое давление;

$P_{кр2}$  – предельное критическое давление;  $R$  – расчетное сопротивление грунта;

0 – фаза упругой работы; I – фаза уплотнения; II – фаза сдвигов; III – фаза выпоров;

1 – основание в допредельном состоянии; 2 – зоны сдвигов; 3 – линии скольжения;

4 – зоны выпоров [12]

На графике (см.рис.4.2) участок  $oa$  соответствует фазе уплотнения (I), при которой осадка пропорциональна приложенной нагрузке. Эта фаза обусловлена вертикальным перемещением частиц грунта вниз:

$$P \leq P_{кр1} (P_{кр1} \approx P_{проп}); \quad (4.1)$$

Из-за концентрации напряжений под краями фундамента в начале фазы сдвигов (II) происходит разрушение грунта в локальных областях, т.е. происходят местные потери устойчивости. По мере роста внешней нагрузки нарушается линейная зависимость между осадкой и давлением. График  $S = f(P)$  на участке  $ab$  характеризуется значительной кривизной. При дальнейшем возрастании давления под подошвой фундамента формируется уплотненное ядро и при малейшем увеличении внешней нагрузки приведет к исчерпанию несущей способности. На рис. 4.2 такое давление соответствует точке  $b$ , являющейся переходной от второй к третьей фазе НДС.

Давление, соответствующее началу появления областей пластических деформаций (сдвигов и разрушение грунта) под краями фундамента, называется *начальным*, или первым критическим давлением [8].

Начальное критическое давление определяется по формуле Н.П. Пузыревского [8]:

$$P_{кр1} = \frac{\pi(\gamma d + c * ctq\varphi)}{ctq\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma * d, \quad (4.2)$$

где  $\gamma$  – удельный вес грунта основания;

$\varphi$  – угол внутреннего трения;

$d$  – глубина заложения подошвы фундамента;

$c$  – удельное сцепление.

Во второй фазе под краями фундамента формируются области пластических деформаций (разрушение грунта), которые развиваются в сторону и в глубину.

Согласно СНиП 2.02.01-83\* наибольшая глубина развития области пластических деформаций под краями фундамента не должна превышать  $z_{max} = 0,25b$ . Среднее давление под подошвой фундамента, при котором под его краями в основании формируются области пластических деформаций на глубину  $z_{max} = 0,25b$ , приравнивается к расчетному сопротивлению  $P = R$  [8].

При дальнейшем увеличении давления по подошве фундамента  $P > R$  области (зоны) локального разрушения грунта развиваются в ширину и в глубину основания, при этом под подошвой фундамента формируется уплотненное ядро в виде клина. В определенный момент времени краевые области разрушения грунта основания смыкаются на глубине и в результате расклинивающего действия уплотненного ядра устанавливается такое состояние, при котором малейшее увеличение нагрузки приводит к потере несущей способности.

Таким образом, давление, соответствующее исчерпанию несущей способности грунта основания, называется *предельным*, или вторым критическим давлением ( $P_{кр2}$ ) [8].

Второе критическое давление определяется по формуле:

$$P_{кр2} = (q + c * ctq\varphi) \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} e^{\pi tq\varphi} - c * ctq\varphi, \quad (4.3)$$

где  $q$  – интенсивность боковой пригрузки [8].

Развитие деформаций и зон предельного напряженно-деформированного состояния в грунтах при различной глубине заложения фундаментов показаны на рис. 4.3 и рис. 4.4.

Обоснование	Напряжения, возникающие в основании, не превышают прочности грунта $\tau < \tau^{пр}, \theta_{max} < \varphi$	Под подошвой возникают области предельного напряженного состояния, где $\tau \geq \tau^{пр}, \theta_{max} \geq \varphi$	Наблюдается выпор грунта и потеря устойчивости фундамента
Схема основания			

Рис. 4.3. Развитие деформаций в грунтах основания при  $d \leq 0,5b$  [1]

1 – зона уплотнения, 2 – зона пластических деформаций, 3 – поверхность скольжения, 4 – выпор грунта

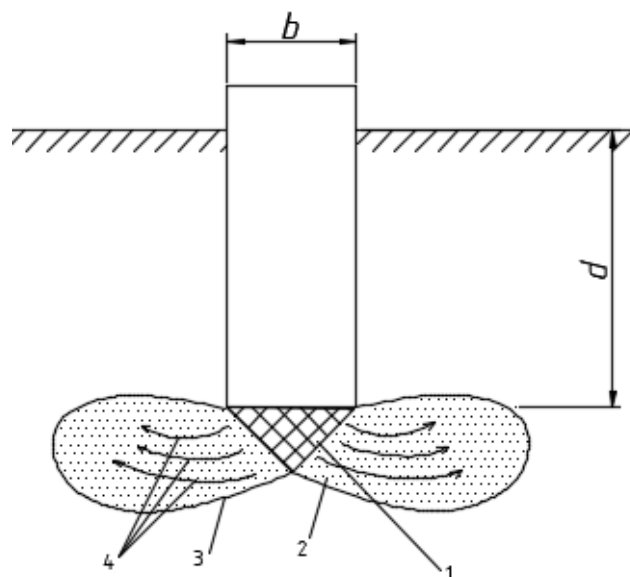


Рис. 4.4. Развитие зон предельного напряженно-деформируемого состояния в грунтах основания при  $d > 2b$  [1]

1 – уплотненное ядро, 2 – зона сдвига, 3 – поверхность скольжения, 4 – линии скольжения

#### Контрольные вопросы к главе 4

1. В чем заключается принципиальная разница в графиках осадки грунта в одомере и под штампом?
2. В каких случаях наблюдается внутреннее выпирание грунта?
3. Назовите фазы напряженно-деформированного состояния грунта основания и где находятся границы этих фаз на графике «осадка – нагрузка»?
4. Принимаются ли для расчета первой критической нагрузки полные значения напряжений, в которых учитывается собственный вес грунта, или только дополнительные напряжения от внешней нагрузки?
5. Какое ставится экстремальное условие, чтобы получить недостающее уравнение для определения величины первой критической нагрузки?

6. Каким образом происходит процесс развития областей пластических деформаций под фундаментом с ростом нагрузки?
7. Что называется «упругим ядром» и где оно находится?
8. Какое давление под подошвой фундамента ограничивает СНиП 2.02.01-83\*?
9. Какие характеристики грунта надо знать для расчета начального  $P_{кр1}$  и предельного критического  $P_{кр2}$  давлений?
10. Расставьте в порядке возрастания  $P_{кр2}$ ,  $P_{кр1}$ ,  $R$ .

## ГЛАВА 5

### Устойчивость склонов и откосов

#### 5.1 Общие положения устойчивости грунтов в склонах и откосах

Склон – это наклонная поверхность, образованная в результате природных процессов и ограничивающая массив грунта естественного сложения.

Откос – это искусственно созданная плоская наклонная поверхность, ограничивающая природный грунтовый массив, выемку или насыпь.

На рис. 5.1, 5.2 показаны основные элементы склона и откоса [1].

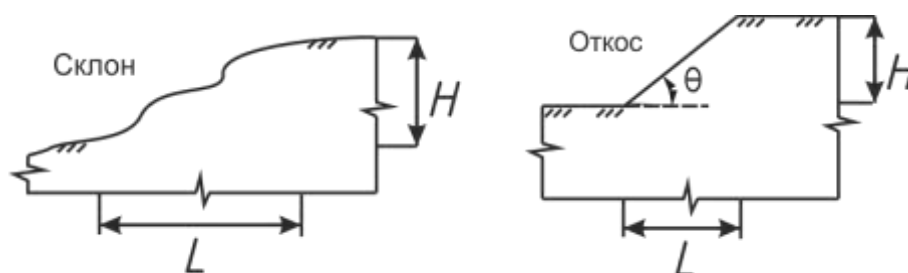


Рис. 5.1. Элементы склона и откоса:

$L$  – заложение,  $H$  – высота,  $\theta$  – крутизна (откос) [1]

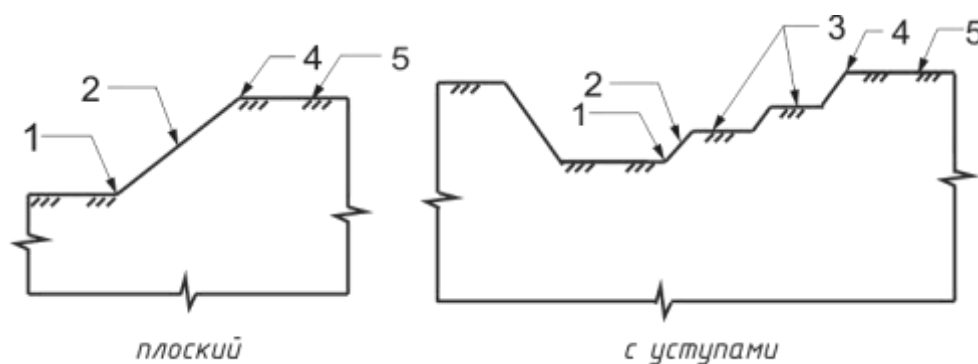


Рис. 5.2. Элементы склона:

1 – основание, 2 – поверхность откоса, 3 – берма (уступ), 4 – бровка, 5 – гребень [1]

На рис. 5.3 показаны наиболее характерные геологические строения склонов и откосов [1].

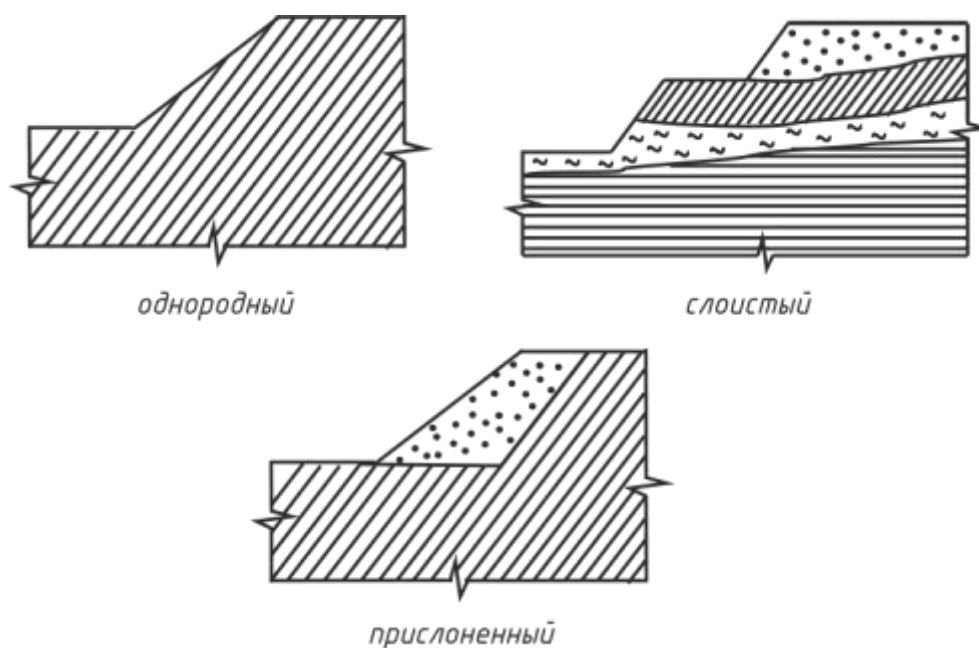


Рис. 5.3. Геологические строения склонов и откосов



При неблагоприятном сочетании разнообразных факторов массив грунтов, ограниченный откосом или склоном, может перейти в неравновесное состояние и потерять устойчивость. Если такие явления происходят в сфере обитания или деятельности человека, это приводит к значительному ущербу, а иногда имеет катастрофические последствия.

В таблице 5.1 приведены основные схемы типизации оползней по механизму оползневого процесса.


Схема типизации оползней по механизму оползневого процесса [16]

Тип оползней	Характер развития оползневых деформаций	Вид оползней	Специфические признаки и условия образования оползней	Схема строения оползня	Упомянутые в литературе другие названия оползней данного типа или вида
1	2	3	4	5	6
Оползни сдвига	Сдвиг с блоковым смещением тела оползни по вогнутой криволинейной или плоской поверхности	Срезающие	Форма в плане - циркообразная или фронтальная. Подошва оползня: не приурочена к поверхностям ослабления, линия скольжения близка к дуге окружности	1 	Оползни скольжения, блоковые, «собственно оползни» Оползни среза с вращением, оползни срезания
		Консеквентные	преимущественно совпадает с поверхностью (поверхностями) ослабления	2 	Оползни соскальзывающие (соскальзывания), структурные, оскользни

Окончание таблица 5.1

		Срезающе-консеквентные	частично совпадает с поверхностью (поверхностями) ослабления	3 	Оползни срезающе-соскальзывающие
Оползни выдавливания	В головной части оползня происходит выдавливание приподшвенного слоя из-под вышележащего «жесткого» смещающегося блока, в средней и языковой частях - блоковое смещение по определенной поверхности		Форма в плане - фронтальная. Наличие у бровки склона высокого крутого уступа, прилегающего к полосе оползневых накоплений. Присутствие в коренном массиве слабого слоя на отметках ниже подошвы этого уступа. Как правило горизонтальное залегание коренных пород	4 	Оползни структурно-пластические, раздавливания, блоковые



Окончание таблица 5.1

Оползни вязкопластические	Смещение происходит в виде вязкого или вязкопластического течения, величины смещения на дневной поверхности больше, чем у подошвы оползня		Наличие вблизи поверхности склона сравнительно рыхлых пород, способных к ползучести		Оползни течения, консистентные
		Оползни-потоки	Форма в плане вытянутая по оси оползня. В головной части оползня обычно происходит обводнение подземными или поверхностными водами. Подвижки могут повторяться в течение ряда лет и даже десятилетий		Земляные потоки

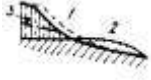
Окончание таблица 5.1

		Сплывы	<p>Форма в плане - обычно округлая. Приурочены к относительно крутым уступам на участках повышенной увлажненности пород у поверхности склона</p>		Оползни-сплывы
Оползни гидродинамического выноса	<p>Смещение происходит в виде вытекания песчаных водоносных грунтов с вовлечением в движение пород, залегающих над ними</p>	Оплывины	<p>Форма в плане - округлая, глубина - в пределах зоны сезонного промерзания Возникают при весеннем оттаивании, часто при отсутствии подземных вод</p>		Оплывы
					Оползни выплывания

Окончание таблица 5.1

		<p>Суффузионные оползни</p>	<p>Форма в плане вытянутая или циркообразная. Смещение развивается регрессивно (постепенное распространение головы оползня вверх по склону)</p>	<p>8</p> 	<p>Суффузионно-структурные оползни</p>
		<p>Оползни гидродинамического выпора</p>	<p>Смещение происходит единым массивом с последующим растеканием тела оползня</p>	<p>9</p> 	

Окончание таблица 5.1

<p>Оползни внезапного разжижения</p>	<p>Смещение происходит при быстром разрушении структурных связей водонасыщенных глинистых пород с последующим стеканием их вниз по склону (вышезалегающие породы вовлекаются в смещение)</p>		<p>Тело оползня быстро продвигается вниз по рельефу на большие расстояния</p>	<p>10</p> 	<p>Оползни-потоки в лессовых породах Средней Азии, оползни «норвежского типа»</p>
--------------------------------------	--	--	---	---	---

Условные обозначения: 1, 2 - рельеф соответственно перед началом и после завершения подвижки оползня; 3 - уровень грунтовых вод; 4 - раздавленные и выдавленные породы (в головной части оползня выдавливания); 5 - оползневые накопления, имевшиеся на склоне до образования оползня выдавливания.

На рис. 5.4 показаны основные элементы оползня.

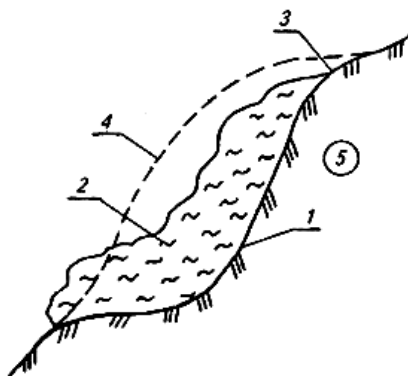


Рис. 5.4. Основные элементы оползня:

1 – поверхность скольжения; 2 – тело оползня; 3 – стенка срыва; 4 – положение склона до оползневого смещения; 5 – коренные породы склона

Основными причинами потери устойчивости откосов являются:

- устройство недопустимо крутого откоса
- устранение естественной опоры массива грунта из-за разработки траншей, котлованов, подмыва откосов и т.д.;
- увеличение внешней нагрузки на откос, например, возведение сооружений или складирование материалов на откосе или вблизи него;
- снижение сцепления и трения грунта при его увлажнении, что возможно при повышении уровня подземных вод;
- неправильное назначение расчетных характеристик прочности грунта;
- влияние взвешивающего действия воды на грунты в основании;

- динамические воздействия (движение транспорта, забивка свай и т.п.), проявление гидродинамического давления и сейсмических сил.

Нарушение устойчивости откосов часто является результатом нескольких причин, поэтому при изысканиях и проектировании необходимо оценивать вероятные изменения условий существования грунтов в откосах в течение всего периода их эксплуатации.

Локальная количественная оценка устойчивости каждого конкретного оползневого склона осуществляется путем последовательного выполнения:

- качественной оценки возможности образования оползней разного типа;
- расчетов устойчивости крутых уступов и откосов, имеющих на склоне ступенчатого профиля;
- расчета устойчивости коренного массива всего склона, в том числе для склонов однородного (прямолинейного, вогнутого или выпуклого) профиля;
- расчета устойчивости склоновых накоплений (оползневых и делювиально-оползневых).

Расчеты устойчивости склоновых накоплений должны выполняться для всего склона в целом, включая и те случаи, когда территория проектируемого объекта занимает только часть рассматриваемого склона.

*Устойчивость откоса, обладающего только трением ( $c = 0, \varphi \neq 0$ )*

На рис. 5.5 показана расчетная схема откоса, обладающего только трением [1].

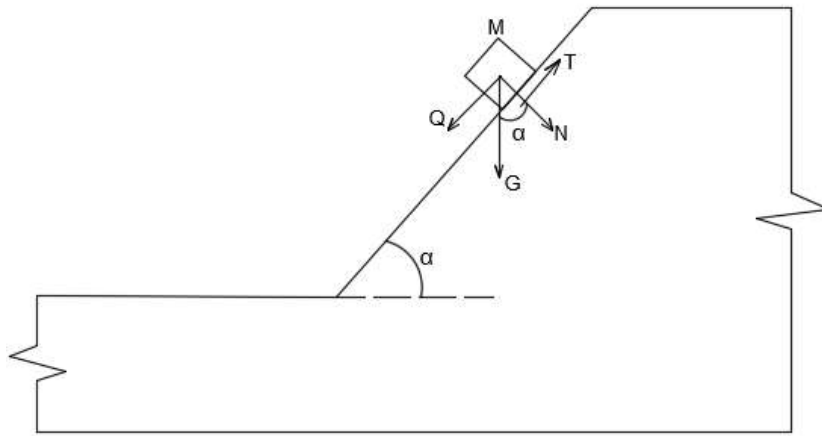


Рис. 5.5. Расчетная схема откоса, обладающего только трением

Составим уравнение равновесия твердой частицы М, лежащей на поверхности откоса. Для этого разложим вес этой частицы на две составляющие –  $N$  и  $Q$ . При этом сила  $Q$  стремится сдвинуть частицу М к подножию откоса, но ей будет препятствовать противодействующая сила  $T$ , которая пропорциональна нормальному давлению.

$$Q = G \sin \alpha; N = G \cos \alpha; T = N \operatorname{tg} \varphi, \quad (5.1)$$

где  $\operatorname{tg} \varphi$  – коэффициент трения частицы грунта по грунту, равный тангенсу угла внутреннего трения.

Уравнение проекции всех сил на наклонную грань откоса и условиях предельного равновесия:

$$G \sin \alpha - G \cos \alpha * \operatorname{tg} \varphi = 0.$$

В этих условиях  $\operatorname{tg} \alpha = \operatorname{tg} \varphi$ , окончательно  $\alpha = \varphi$ . Таким образом, предельный угол откоса сыпучего грунта равен углу внутреннего трения. Этот угол носит название угол естественного откоса,

$$\alpha = \varphi - \text{предельно напряженное состояние,}$$

$$\alpha \leq \varphi - \text{устойчивость откоса обеспечена.}$$

*Устойчивость откоса идеально связного грунта ( $\varphi = 0; c \neq 0$ )*

На рис. 5.6 показана расчетная схема откоса идеально связного грунта.

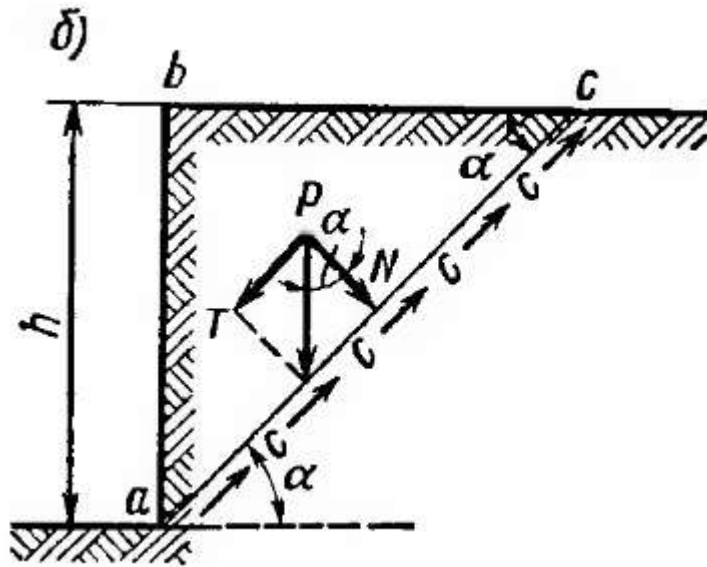


Рис. 5.6. Расчетная схема откоса идеально связного грунта [7]

1. Нарушение равновесия при некоторой предельной высоте  $h$  произойдет по плоской поверхности скольжения  $ac$ , наклоненной под углом  $\alpha$  к горизонту.

Составим уравнение равновесия всех сил, действующих на оползающую призму  $abc$ . Действующей силой здесь будет вес  $P$  призмы  $abc$ .

Принимая во внимание, что согласно рис. 5.6 сторона призмы  $bc = h \operatorname{ctg} \alpha$ , получим

$$P = \left( \frac{\gamma h^2}{2} \right) \operatorname{ctg} \alpha; \quad (5.3)$$

2. Силу  $P$  разложим на нормальную и касательную к поверхности скольжения  $ac$ . Силами, сопротивляющимися скольжению, будут лишь силы сцепления  $c$ , распределенные по плоскости скольжения  $ac = h/\sin \alpha$ .

Так как в верхней точке  $c$  призмы  $abc$  давление будет равно нулю, а в нижней  $a$  – максимальным, то в среднем следует учитывать лишь половину сил сцепления.

3. Составим уравнение равновесия, взяв сумму проекций всех сил на направление  $ac$  и приравняв ее нулю:

$$\frac{\gamma h^2}{2} \operatorname{ctg} \alpha \sin \alpha - \frac{c}{2} \frac{h}{\sin \alpha} = 0, \quad (5.4)$$

откуда

$$c = \frac{\gamma h}{2} \sin 2\alpha; \quad (5.5)$$

4. Определим значение высоты  $h=h_{90}$ , соответствующей максимальному использованию сил сцепления. Очевидно, при этом  $\sin 2\alpha = 1$  и  $\alpha = 45^\circ$ . Тогда, полагая  $\sin 2\alpha = 1$  в предыдущем выражении и решая его относительно  $h_{90}$ , получим

$$h_{90} = \frac{2c}{\gamma}.$$

Таким образом, массив связного грунта может иметь вертикальный откос  $h_{90}$  определенной высоты. При высоте, большей  $h_{90}$ , произойдет сползание призмы  $abc$  [7].

В природных условиях грунты обладают не только сцеплением, но и трением, и задача устойчивости откосов становится значительно более сложной, особенно при строгой ее постановке.

## 5.2 Основы расчета устойчивости откосных сооружений

Оценка устойчивости производится с целью предотвращения оползней и обрушений склонов, откосов, сооружений, отвалов, дамб, намывных сооружений, которые влекут за собой возникновение аварийных ситуаций.

Расчеты включают в себя определение сдвигающих  $T$  и удерживающих  $N$  сил (напряжений) и установление на основе сравнения этих сил коэффициента запаса устойчивости  $\eta$  откоса заданного профиля.

$$\eta = \frac{\sum N_i}{\sum T_i}; \quad (5.7)$$

где  $\eta > 1,0$  – откос устойчив;

$\eta = 1,0$  – откос находится в состоянии равновесия;

$\eta < 1,0$  – откос неустойчив.

К удерживающим силам относятся силы трения  $F_{\text{тр}} = N_i \operatorname{tg}\varphi_i$  и силы сцепления  $F_{\text{сц}} = c_i l_i$ ; где  $\varphi$  и  $c$  – соответственно угол внутреннего трения и сцепление породы,  $l$  – длина наклонного основания блока. Отсюда коэффициент запаса равен:

$$\eta = \frac{\sum \operatorname{tg}\varphi(N_i - D_i l_i) + \sum c l_i}{\sum T_i}, \quad (5.8)$$

где  $D$  – гидростатическое давление.

Наиболее часто применяются следующие методы расчета устойчивости по круглоцилиндрическим или монотонно криволинейным поверхностям скольжения:

- алгебраическое суммирование сил;
- метод касательных напряжений;
- метод многоугольника сил (при любой поверхности скольжения).

#### Построение кривой скольжения.

В отдельно-зернистых и связных грунтах кривая скольжения обычно имеет вид части окружности, центр которой лежит вне пределов откосного сооружения, а начало и конец отрезка кривой определяются в зависимости от вида сооружения. Для расчетов принято, что вхождение наислабейшей кривой на верхней площадке откоса происходит на расстоянии кратном  $a = 5$  м от верхней бровки (рис. 5.7). Если откос выше 50 м  $a$  возрастает до значений  $a = 10$  м, т. е. кривая скольжения может начинаться на расстоянии 5; 10; 15 м или 10; 20; 30 м, либо рассчитывается по формуле:

$$a = \frac{2H \left[ 1 - \operatorname{ctg}\alpha * \operatorname{tg}\left(\frac{\alpha + \varphi}{2}\right) \right] - 2H_{90}}{\operatorname{ctg}\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) + \operatorname{tg}\left(\frac{\alpha + \varphi}{2}\right)}; \quad (5.9)$$

Рассмотрим примеры построения кривой скольжения в породных

откосах.

При обрушении склона или откоса на верхней его площадке образуется вертикальная трещина отрыва, величина которой (рис. 5.7, а)

$$H_{90} = \frac{2c}{\gamma} \operatorname{ctg} \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right); \quad (5.10)$$

Отрезок прямой  $BB'$  будет являться трещиной отрыва и началом кривой скольжения. Затем через точку  $B'$  проводится линия  $CB'$  под углом к верхней площадке уступа равным  $45^\circ + \frac{\varphi}{2}$ . Под таким же углом проводится вторая линия  $A'C$ , точка пересечения двух прямых ( $C$ ) является началом криволинейного участка линии скольжения.

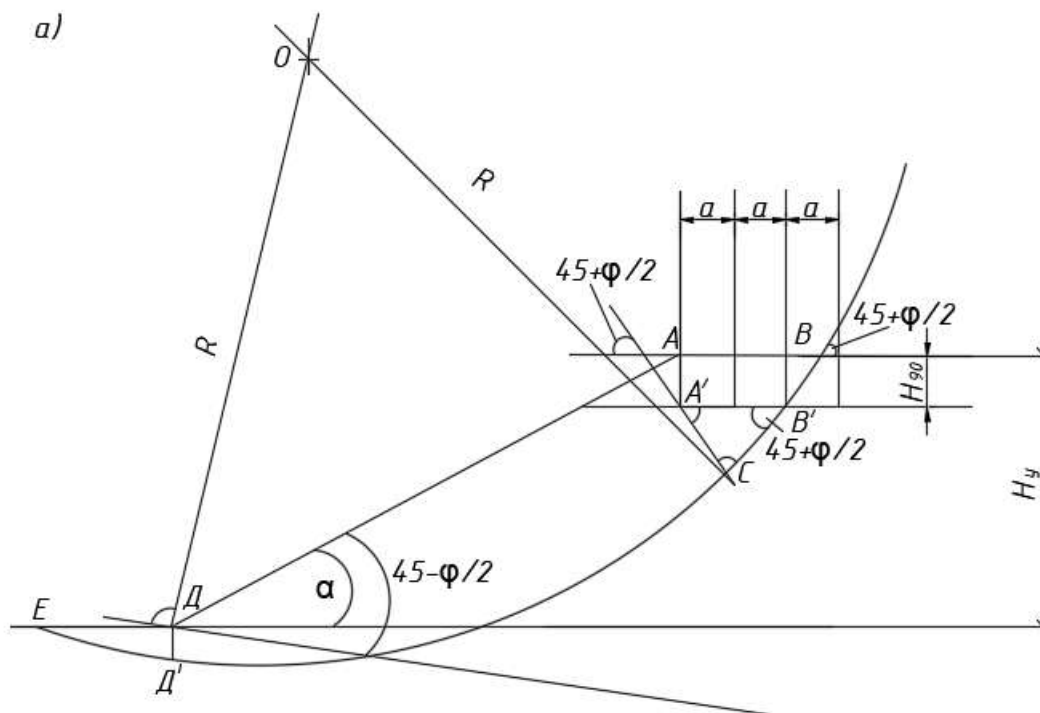


Рис. 5.7 Построение линии скольжения в карьерном уступе



### 5.3 Расчет устойчивости склонов и откосов по методу круглоцилиндрической поверхности скольжения (метод Н. Янбу) при однородной толще грунтового массива

Последовательность расчета:

1. Производим вычисление параметра  $\lambda_{\text{ср}}$  по формуле

$$\lambda_{\text{ср}} = \frac{\rho * H * \text{tg}\varphi}{c}, \quad (5.11)$$

где  $\rho$  – плотность грунта склона или откоса;

$H$  – высота склона или откоса;

$\varphi$  – угол внутреннего трения грунта склона или откоса;

$c$  – сцепление грунта склона или откоса.

2. По найденному значению  $\lambda_{\text{ср}}$  и углу склона или откоса  $\beta$  (в градусах) по графику Янбу находим значения  $x_0$  и  $y_0$ ;

3. Находим координаты центра вращения  $O$ :

$$x = x_0 * H; \quad (5.12)$$

$$y = y_0 * H; \quad (5.13)$$

4. Откладывая от подошвы склона или откоса вверх значения  $y$  и вправо значения  $x$  в метрах получаем положение точки  $O$  – центра вращения (рис. 5.9);

5. Из найденного центра вращения  $O$  через подошву откоса проводим дугу окружности скольжения (см рис. 5.9) радиусом  $R$ .

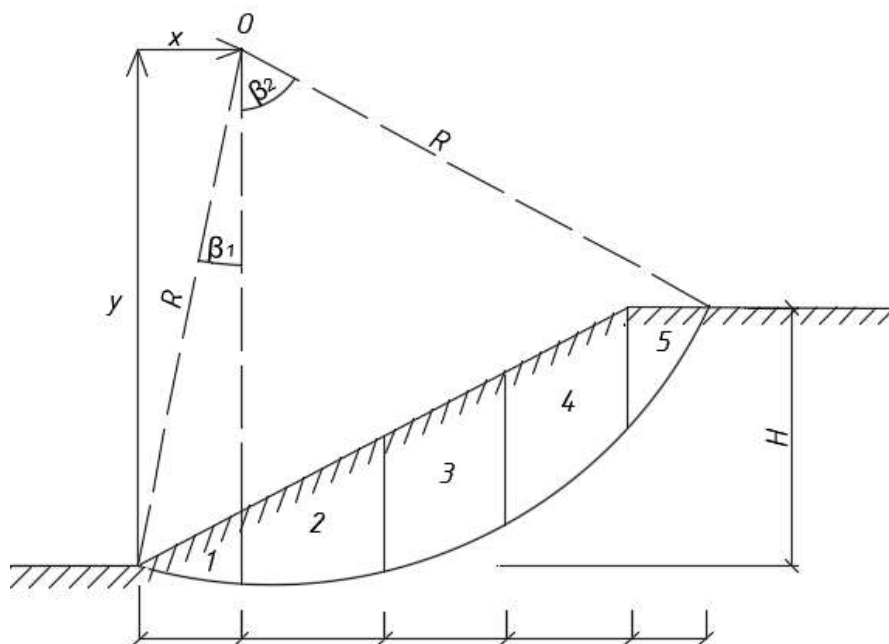


Рис. 5.9. Расчетная схема склона или откоса

6. Графически, по масштабу определяем радиус кривой скольжения  $R$  и разбиваем оползневое тело на блоки (см. рис. 5.9);

7. Графически, по масштабу определяем ширину и высоту сторон блоков;

8. Производим расчет необходимых параметров в следующей последовательности:

- средняя высота блока, м;
- ширина блока, м;
- объем блока,  $m^3$ ;
- масса блока  $P_i$  (умножая объем блока на плотность грунта), т;
- плечо блока  $x_i$ , м (для треугольных блоков центр их тяжести находим на одной трети высоты);
- момент сил (умножая массу блока на соответствующее плечо),  $T * M$ ;

9. Определяем значения углов  $\beta_1$  и  $\beta_2$  (см. рис. 5.9)

10. Определяем длину дуги скольжения  $L$  по формуле  $L = (\beta_1 + \beta_2) * R$ ; (сумма углов  $\beta_1$  и  $\beta_2$  принимается в радианах).

11. Производим расчет коэффициента запаса по формуле:

$$K_{\text{зап}} = \frac{\sum_{i=1}^n P_i t g \varphi + cL}{\sum P_i x_i} * R; \quad (5.14)$$

Любая другая кривая скольжения будет иметь коэффициент запаса больше, чем полученный.

#### 5.4 Оценка степени устойчивости откосов и склонов по методу круглоцилиндрической поверхности скольжения с учетом угла между направлениями силы тяжести (массы блока) и нормальной составляющей

Последовательность расчета:

1. Согласно рис. 5.10 находим значение угла  $\alpha_i$  между направлением силы тяжести  $P_i$  (массы блоков) и нормальной составляющей  $N_i$  для каждого блока (значение  $P_i$  и расчетная схема приняты из предыдущего алгоритма расчета).

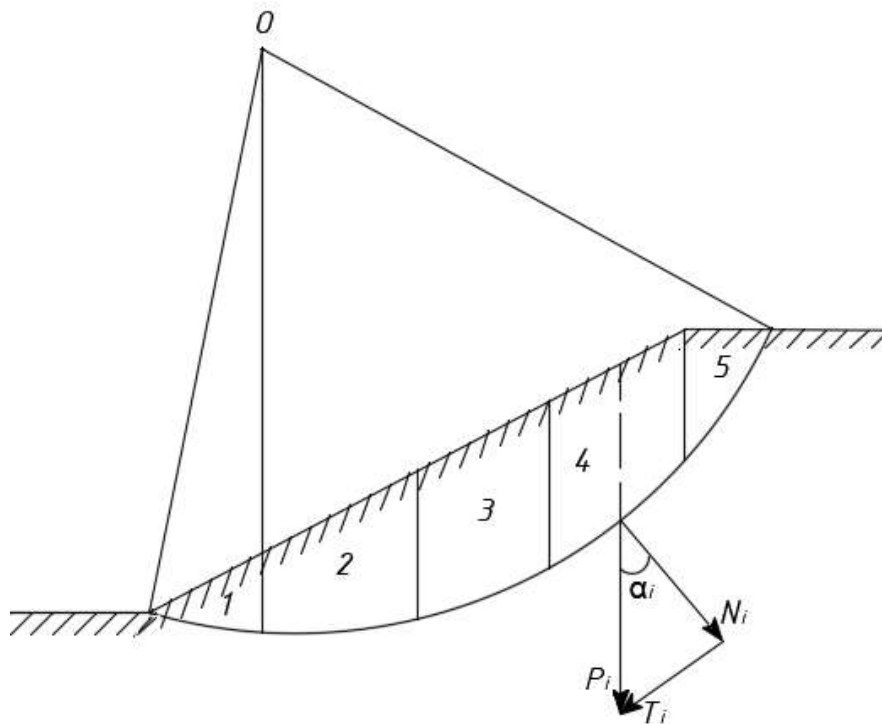


Рис. 5.10. Расчетная схема склона или откоса

2. Вычисляем значения  $\sin\alpha_i$  и  $\cos\alpha_i$ ;
3. Находим значение  $P_i * \sin\alpha_i$ ;  $P_i * \cos\alpha_i$  и вычисляем их суммы;
4. Производим вычисление коэффициента запаса по формуле:

$$K_{\text{зап}} = \frac{\sum_{i=1}^n (P_i * \cos\alpha_i * \operatorname{tg}\varphi + c_i * l_i)}{\sum P_i * \sin\alpha_i}; \quad (5.15)$$

### 5.5 Расчет устойчивости откоса по методу равнопрочного откоса

Рассмотрим пример расчета откоса, приведенный в работе [17]

Пологая возвышенность высотой 30 м прорезается выемкой. Возвышенность. Возвышенность сложена следующими грунтами:

Слой 1. С поверхности на глубину 10 м идут суглинки, имеющие плотность  $\rho = 2,0 \text{ т/м}^3$ , угол внутреннего трения  $\varphi = 20^\circ$  общее сцепление  $c_w = 2,0 \text{ т/м}^2$ .

Слой 2. Под суглинками залегает толща в 5 м суглинков с прослоями песка и супеси; плотность  $\rho = 2,1 \text{ т/м}^3$ ,  $\varphi = 25^\circ$ ,  $c_w = 6 \text{ т/м}^2$ .

Слой 3. Суглинки горизонта 2 подстилают глины мощностью 15 м; плотность глин  $\rho = 2,0 \text{ т/м}^3$ ,  $\varphi = 15^\circ$ ,  $c_w = 1,5 \text{ т/м}^2$ .

По методу  $F_p$  спроектировать:

а) очертания устойчивого откоса при коэффициенте запаса  $K_{\text{зап}} = 1$ ;

б) очертания откоса при коэффициенте запаса  $K_{\text{зап}} = 1,25$ ;

Решение. Откос проектируем графоаналитическим методом.

Разобьем откос по вертикали на условные слои мощностью по 5 м каждый и для основания выделенного таким образом слоя определим природную нагрузку и угол сдвига  $\psi$  (рис. 5.11).

Произведем пример расчета указанных величин для первой точки откоса, расположенной на  $z_1 = 5$  м от поверхности земли

1. Рассчитывается природная нагрузка  $p_{\text{пр}}$ :

$$p_{\text{пр}} = z_1 * \rho = 5 * 1,9 = 9,5 \text{ т/м}^2. \quad (5.16)$$

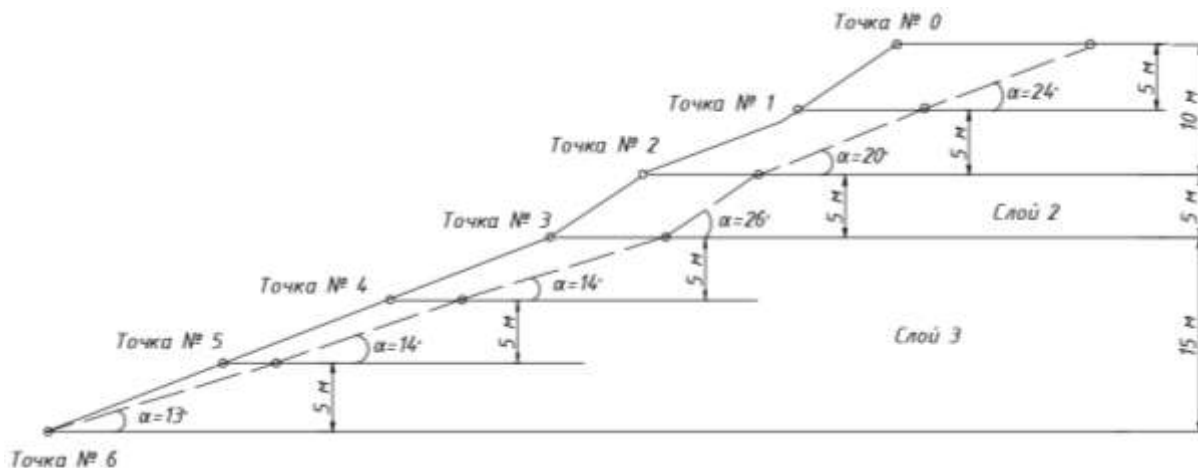


Рис. 5.11. Очертание откоса, построенного по методу равнопрочного откоса

$F_p$  (Сплошная линия при  $k_{зап} = 1$ , пунктирная – при  $k_{зап} = 1,25$ )

2. Определяется тангенс угла сдвига  $\psi_1$ , и значение самого угла сдвига  $\psi_1$ .

$$F_p = tg\psi_1 = tg\varphi + \frac{c_w}{p_{пр}} = tg 20^\circ + \frac{2,0}{9,5} = 0,57; \quad (5.17)$$

$$\psi_1 = 30^\circ \text{ (с округлением до градусов).}$$

3. При  $K_{зап} = 1$  угол заложения откоса  $\alpha_1$  будет равен  $\psi_1 = \alpha_1 = 30^\circ$ ;

При  $K_{зап} = 1,25$

$$\alpha_1 = \frac{\psi_1}{1,25} = \frac{30}{1,25} = 24^\circ; \quad (5.18)$$

И так рассчитывается каждая последующая точка.

Данные расчета сведены в таблице 5.

Таблица 5.2

### Расчетные параметры

№ то-чек	z, м	$p_{пр}, \Gamma / M^2$	$\varphi$	$tg\varphi$	$c_w, \Gamma / M^2$	$\frac{c_w}{p_{пр}}$	$tg\psi$	$\psi$	$\alpha$ при $K_{зап} = 1$	$\alpha$ при $K_{зап} = 1,25$
1	5	9,5	20	0,36	2,0	0,21	0,57	30	30	24
2	10	19,0	20	0,36	2,0	0,11	0,47	25	25	20
3	15	29,5	25	0,46	6,0	0,20	0,66	33	33	26

4	20	39,5	15	0,27	1,5	0,04	0,31	17	17	14
5	25	49,5	15	0,27	1,5	0,03	0,30	17	17	14
6	30	59,5	15	0,27	1,5	0,02	0,29	16	16	13

Построение очертания откоса начинается с нижней точки 6. Откладываем у точки 6 по транспорту или по назначению тангенса угол  $\alpha_6 = 16^\circ$  (или  $13^\circ$ ) и продолжаем его до пересечения с горизонтом  $z = 25$  м. Затем откладываем следующий угол  $\alpha_5$  и т.д.

Построенные таким образом откосы показаны на рис. 5.11.

### Контрольные вопросы к главе 5

1. Что называется откосом?
2. Когда возникает необходимость в устройстве откосов?
3. Что такое заложение откосов? Где находится бровка откоса?

Для чего устраиваются бермы?

4. От каких факторов зависит устойчивость откосов?
5. Назовите основные причины потери устойчивости склонов и откосов?
6. Какие две элементарные задачи рассматриваются при решении вопроса об устойчивости склона или откоса?
7. Какой характер может носить разрушение откоса?
8. Какой откос называется предельно устойчивым?
9. С какой целью производится оценка устойчивости откосных сооружений?
10. Каким образом в общем случае производится расчет устойчивости откосов по методу круглоцилиндрических поверхностей?
11. Как рассчитать разнородный откос по методу круглоцилиндрических поверхностей?

12. Каким образом отыскиваются положение центра и радиус дуги окружности, по которой наиболее вероятно скольжение в откосе по методу Янбу?
13. В каких случаях можно обойтись без расчетов устойчивости откосов?
14. Что такое «прислоненный откос» и каковы предпосылки его расчета?
15. На каком положении основан метод равнопрочного откоса?
16. Чем определяется устойчивость откосов и природных склонов по фиксированной поверхности скольжения?
17. Какую роль играет фильтрационное давление в вопросе устойчивости склонов и откосов?
18. Что отражают основные расчетные схемы по оценке устойчивости откосов и склонов?

## ГЛАВА 6

### Давление грунтов на ограждающие конструкции

Ограждающие конструкции предназначены для того, чтобы удерживать от обрушения находящийся за ними грунтовый массив. Характерным примером ограждающей конструкции является подпорная стенка. Подпорными стенками называют сооружения, возводимые для крепления крутых и вертикальных откосов в целях удержания их от обрушения. К ограждающим конструкциям следует отнести также стены подвалов и заглубленных частей зданий, стены подземных сооружений. По характеру работы ограждающие конструкции подразделяются на жесткие и гибкие. К жестким относятся конструкции, которые под действием давления грунта изгибаются очень незначительно или практически не изгибаются, поэтому ее собственные деформации не изменяют характер давления на нее грунта. Гибкие подпорные стенки под воздействием нагрузки, вызванной давлением грунта, изгибаются и характер эпюры давления грунта на стенку зависит от ее деформации.

Основным в расчете подпорных стенок являются определенные величины и направления приложенного к ним давления грунта. Под его влиянием стенка стремится опрокинуться или получить значительный сдвиг, что может произойти если ее устойчивость окажется недостаточной. Устойчивость массивных (гравитационных) стенок на сдвиг и опрокидывание обеспечиваются, прежде всего, их собственным весом.

Устойчивость тонкостенной подпорной стенки обеспечивается ее собственным весом и грунта, вовлеченного в совместную работу, либо защемлением нижней части стенки в основание.

Давление грунта на подпорную стенку называется активным, если оно действует со стороны засыпки (справа от стенки) и стремится сдвинуть или опрокинуть стенку. Если же стенка под действием приложен-

ных к ней сдвигающих сил стремится сама переместиться в сторону грунта, то она встречает со стороны грунта сопротивление, называемое пассивным давлением грунта или отпором.

Расчеты величин активного и пассивного давлений грунта является неотъемлемой частью проектирования ограждающих конструкций. Для определения этих величин принимается модель теории предельного равновесия. При этом используется допущение, введенное еще Ш. Кулоном, о прямолинейном очертании линий скольжения. Для расчета подпорной стенки необходимо знать полное давление на любой ее участок, считая от поверхности грунта. При рассмотрении бесконечно длинной стенки с одинаковыми условиями по ее длине можно считать, что такие условия соответствуют плоской задаче. Тогда необходимо рассматривать подпорную стенку протяженностью 1 метр. В этом случае давление грунта, приходящееся на единицу высоты стенки шириной 1 метр, называется интенсивностью давления.

### **6.1 Активное давление сыпучего грунта для простейшего случая ограждающей поверхности**

Считается, что стенка неподвижная, вертикальная, поверхность грунта обратной засыпки горизонтальная. Стенка имеет гладкую поверхность, а потому трением о нее грунта пренебрегаем. В этом случае вертикальные и горизонтальные площадки в грунте засыпки являются главными (рис. 6.1). Считаем, что любая горизонтальная площадка в грунте засыпки испытывает только сжимающие напряжения (главные), численно равные

$$\sigma_1 = \rho * z; \quad (6.1)$$

где  $\rho$  – плотность грунта.

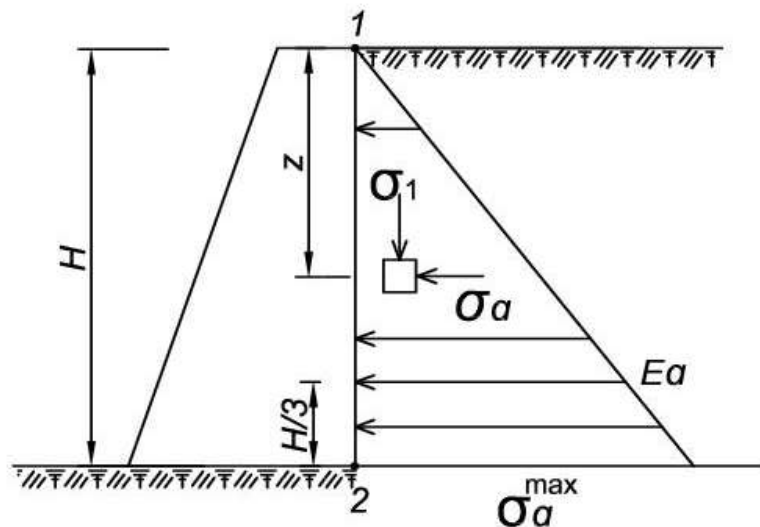


Рис. 6.1. Схема для определения активного давления сыпучего грунта на гладкую стенку

Допустим, что стенка получила некоторое отклонение от своего первоначального положения. При отклонении стенки грунт за стенкой будет находиться в состоянии предельного равновесия. Следовательно, можно воспользоваться условием предельного равновесия для рассматриваемых грунтов

$$\frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right); \quad (6.2)$$

Тогда активное давление грунта на стенку в точке, расположенной на глубине  $z$  от поверхности засыпки будет равно

$$\sigma_3 = \sigma_a = \sigma_1 * \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \rho * z * \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \rho * z * \lambda_a; \quad (6.3)$$

Из формулы (6.3) видно, что напряжение  $\sigma_a$  возрастает с глубиной по линейному закону, имея наибольшее значение у подошвы сооружения на глубине  $z = H$ .

Вид уравнения (6.2) показывает, что в рассматриваемом случае эпюра активного давления имеет вид треугольника, а площадь эпюры равна равнодействующей активного давления  $E_a$

$$E_a = \frac{\rho * H^2}{2} * \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right); \quad (6.4)$$

Точка приложения  $E_a$  к задней грани стенки находится на расстоянии  $H/3$  от подошвы стенки. Определить ширину призмы обрушения на поверхности засыпки можно, используя зависимость

$$l = H * \operatorname{tg} \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right); \quad (6.5)$$

## **6.2 Пассивное давление сыпучего грунта в случае заглубления подпорной стенки**

Пассивное давление грунта возникает при перемещении стенки в сторону грунта засыпки. При таком давлении вертикальной гладкой стенки действующие в грунте главные напряжения меняются. Минимальные главные напряжения  $\sigma_3$  равны

$$\sigma_3 = \rho * z, \quad (6.6)$$

а максимальные главные напряжения

$$\sigma_1 = \sigma_{\text{пас}}; \quad (6.7)$$

Это связано с тем, что стенка надвигается на грунт засыпки (рис. 6.2).

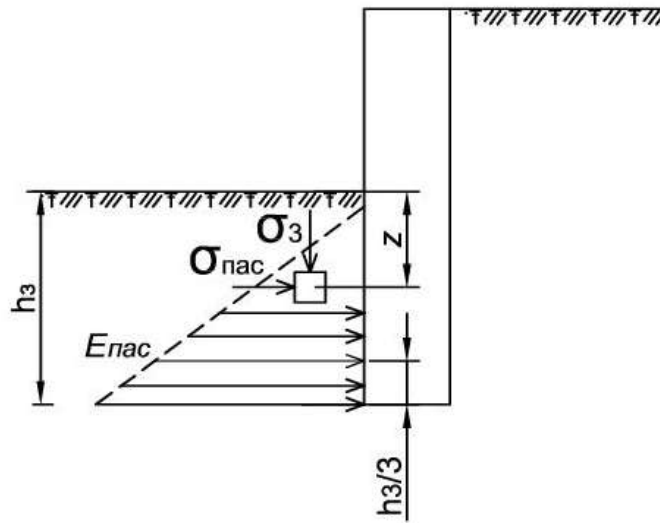


Рис. 6.2. Схема для определения пассивного давления грунта на гладкую стенку

Используя выражение (6.2) можно записать

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{пас}} = \sigma_1 &= \frac{\sigma_3}{\operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)} = \sigma_3 * \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) = \rho * z * \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) \\ &= \rho * z * \lambda_{\text{пас}}; \end{aligned} \quad (6.8)$$

Аналогично пункту 6.1 эпюра пассивного давления имеет вид треугольника, а площадь эпюры равна равнодействующей пассивного давления  $E_{\text{пас}}$ , приложенной на расстоянии  $h_3/3$  от подошвы стенки

$$E_{\text{пас}} = \frac{\rho * h_3^2}{2} * \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right); \quad (6.9)$$

### 6.3 Действие на поверхности грунта засыпки сплошной равномерно распределенной пригрузки $q$

Для решения этой задачи определяем приведенную высоту слоя грунта

$$h = \frac{q}{\rho}; \quad (6.10)$$

Такая процедура заменяет действие пригрузки действием слоя грунта мощностью  $h$ . Продолжая заднюю грань стенки до пересечения с новой линией засыпки можно построить общую трапецидальную эпюру давлений (рис. 6.3)

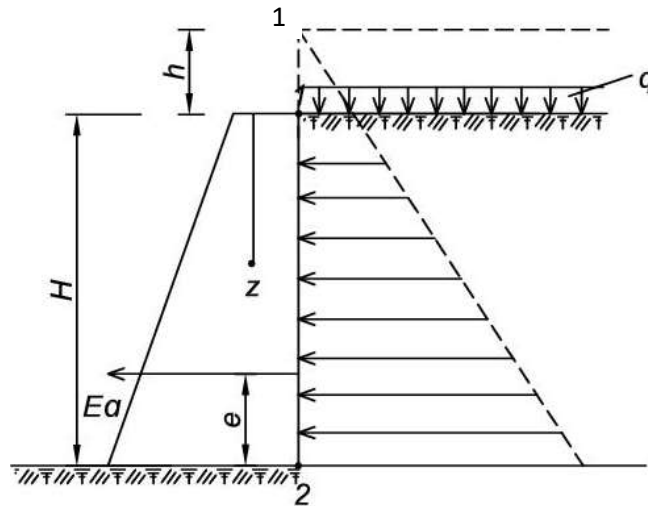


Рис. 6.3. Схема для определения активного давления грунта в случае наличия равномерной распределенной пригрузки

Из рис. 6.3 видно, что на подпорную стенку будет действовать только трапецидальная часть эпюры давлений. В точке 1 активное давление будет равно

$$\sigma_a = \rho * h * \lambda_a; \quad (6.11)$$

В точке 2 активное давление можно будет найти по формуле

$$\sigma_a = \rho * (H + h) * \lambda_a; \quad (6.12)$$

Тогда равнодействующая активного давления грунта  $E_a$  на подпорную стенку будет равна площади трапецидальной эпюры

$$E_a = \frac{\rho * h * \lambda_a + \rho * (H + h) * \lambda_a}{2} * H; \quad (6.13)$$

Расстояние до точки приложения силы  $E_a$  от подошвы стенки может быть найдено по следующей формуле:

$$e = \frac{H}{3} * \frac{H + 3h}{H + 2h}; \quad (6.14)$$

#### 6.4 Активное давление связного грунта на ограждающую поверхность

Активное давление связных грунтов ( $\varphi \neq 0; c > 0$ ) на ограждающую поверхность имеет иную физическую природу. Это связано с наличием в них сил сцепления. Для получения расчетных формул необходимо приложить вдоль задней грани стенки и вдоль поверхности грунта засыпки (Рис. 6.5) равномерное давление связности  $P_s$ , суть которого понятна из рис.6.4

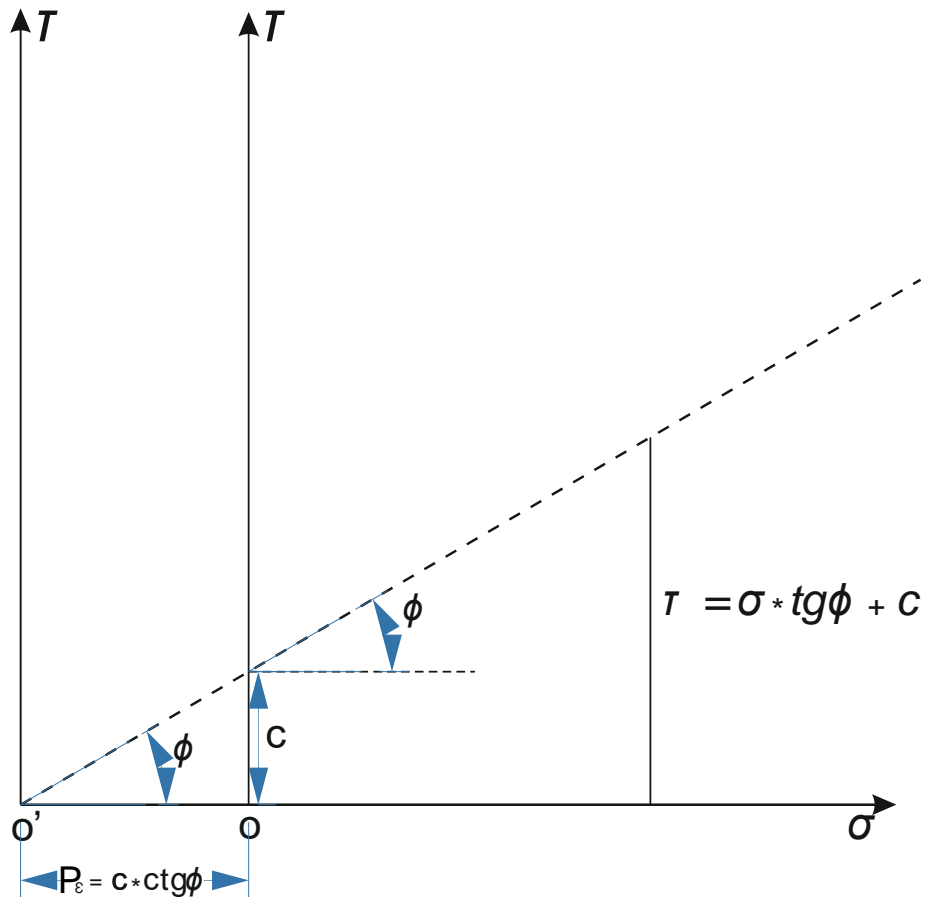


Рис. 6.4.График среза связного грунта

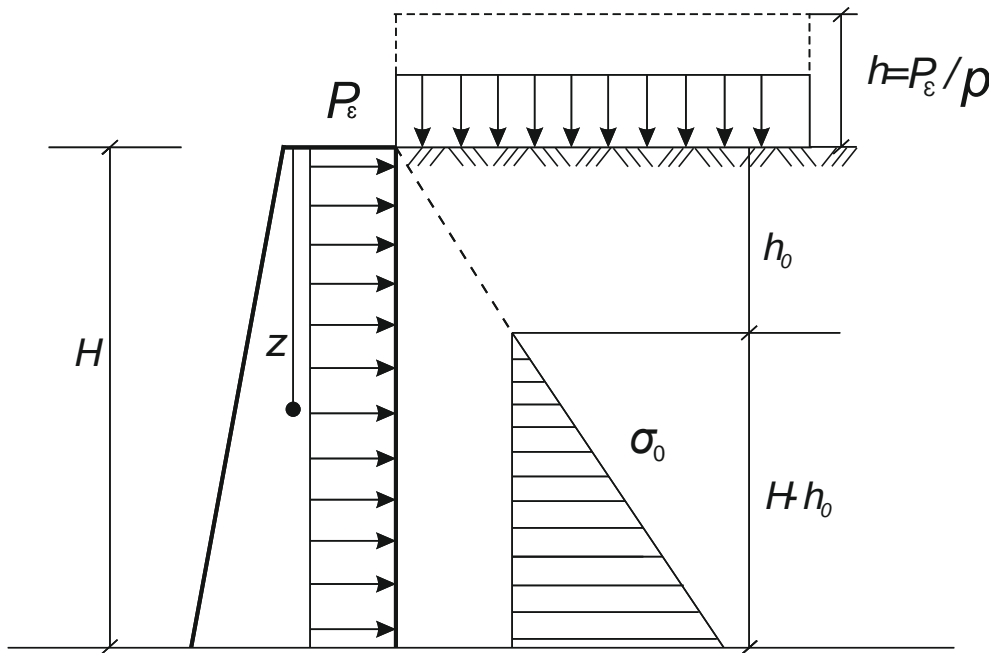


Рис. 6.5. Схема действия на подпорную стенку давления связности

Производим замену действия пригрузки действием слоя грунта мощностью  $h$

$$h = \frac{P_\varepsilon}{\rho} = \frac{c * ctg\varphi}{\rho}; \quad (6.15)$$

Рассматривая грунт как условно несвязный можно записать

$$(\sigma + P_\varepsilon) = \sigma'; \quad (6.16)$$

Тогда, в общем виде выражение для определения активного давления грунта будет выглядеть следующим образом.

$$\sigma_a = \rho(z + h) * \lambda_a - P_\varepsilon; \quad (6.17)$$

После преобразования выражения (6.17) можно получить следующую зависимость:

$$\begin{aligned} \sigma_a &= \rho z \lambda_a + \rho \frac{c * ctg\varphi}{\rho} * \lambda_a - c * ctg\varphi \\ &= \rho z \lambda_a + c * ctg\varphi (\lambda_a - 1) \\ &= \rho z \lambda_a - 2c \sqrt{\lambda_a}; \end{aligned} \quad (6.18)$$

Из зависимости (6.18) видно, что сцепление играет положительную роль, т.к. уменьшает боковые давление грунта (см. Рис. 6.5) на постоянную по всей высоте стенки величину.

Известно, что связный грунт обладает способностью держать вертикальный откос высотой  $h_0$ . Этот параметр может быть найден следующим образом. На глубине  $h_0$  активное давление грунта равно нулю (см. Рис 6.5);

$$\sigma_a = \rho h_0 \lambda_a - 2c\sqrt{\lambda_a} = 0; \quad (6.19)$$

тогда

$$h_0 = \frac{2c * \sqrt{\lambda_a}}{\rho * \lambda_a} = \frac{2c}{\rho\sqrt{\lambda_a}}; \quad (6.20)$$

Из выражения (6.20) можно сделать практический вывод о том, что при разработке котлованов в глинистых грунтах исключается необходимость в креплении стенок котлованов до этой глубины.

### 6.5 Проверка устойчивости подпорной стенки на опрокидывание и сдвиг

Рассмотрим простейший случай устойчивости незаглубленной подпорной стенки на опрокидывание (Рис. 6.6)

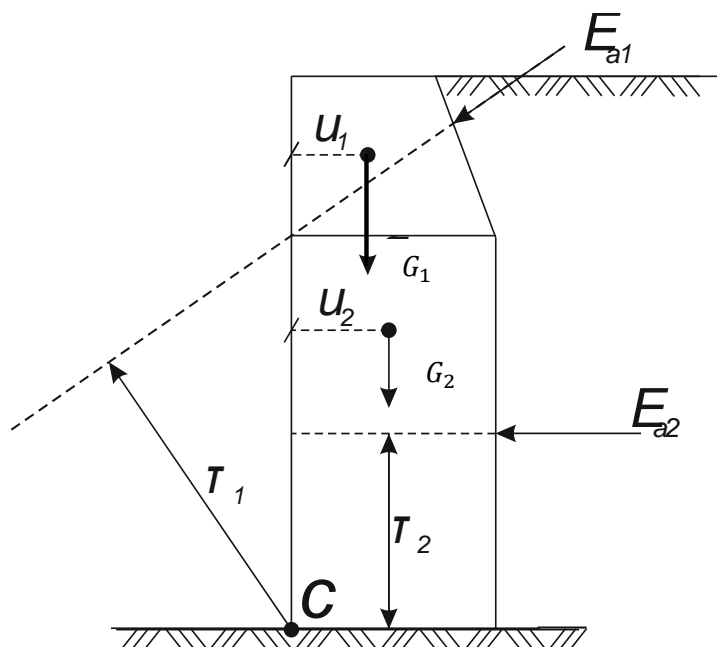


Рис. 6.6. Схема расчета устойчивости незаглубленной подпорной стенки на опрокидывание

Считая, что стенка под влиянием сил активного давления  $E_{a1}$  и  $E_{a2}$  получает вращение (перемещение) относительно точки  $c$ , можно выразить опрокидывающий момент следующим образом:

$$M_{\text{опр}} = E_{a1} * \tau_1 + E_{a2} * \tau_2 = \sum_{i=1}^n E_i * \tau_i; \quad (6.21)$$

Тогда выражение для удерживающего момента можно записать в виде:

$$M_{\text{уд}} = G_1 * u_1 + G_2 * u_2 = \sum_{i=1}^n G_i * u_i; \quad (6.22)$$

Для обеспечения устойчивости стенки на опрокидывание необходимо, чтобы суммарный удерживающий момент был в  $k$  раз больше суммарного опрокидывающего момента:

$$\frac{\sum M_{\text{уд}}}{\sum M_{\text{опр}}} > k; \quad (6.23)$$

где  $k$  – коэффициент запаса устойчивости сооружения на опрокидывание.

При действии горизонтальных нагрузок на подпорную стенку потеря ее устойчивости может возникнуть в результате сдвига. Основой обеспечения устойчивости сооружения является общее условие [8].

$$\gamma_{\text{ес}} \leq \frac{\gamma_{\text{с}}}{\gamma_{\text{н}}} * R; \quad (6.24)$$

где  $\gamma_{\text{ес}}$  – коэффициент сочетания нагрузок;

$F$  и  $R$  – расчетные значения соответственно сдвиговых сил и сил предельного сопротивления;

$\gamma_{\text{с}}$  – коэффициент условий работы;

$\gamma_{\text{н}}$  – коэффициент надежности по назначению сооружения.

Для случая плоского сдвига, наиболее характерно для подпорных стенок, условие их устойчивости может быть записано в виде:

$$\sum_{i=1}^n F_{s,a} \leq \frac{\gamma_c \sum_{i=1}^n F_{s,r}}{\gamma_n}; \quad (6.25)$$

где  $\sum_{i=1}^n F_{s,a}$  и  $\sum_{i=1}^n F_{s,r}$  – сумма проекций на плоскость скольжения сдвигающих и удерживающих сил, соответственно;

$\gamma_c$  - коэффициент условий работы;

$\gamma_n$  - коэффициент надежности.

### *Контрольные вопросы к главе 6 [2]*

1. Для чего применяются подпорные стенки?
2. Как по характеру работы подразделяются ограждающие конструкции?
3. В чем заключается особенность работы гибких подпорных стен?
4. Что является основным в расчете подпорных стенок?
5. Что называется активным давлением грунта на подпорную стенку?
6. Что называется пассивным давлением грунта на подпорную стенку?
7. Какая модель используется для определения активного и пассивного давления грунта?
8. В чем заключается допущение, введенное Кулоном?
9. Какие условия для подпорной стенки соответствуют плоской задаче?
10. Каким образом влияет на величину равнодействующей активного давления грунта на подпорную стенку увеличение шероховатости задней грани?
11. Каким образом влияет на величину активного и пассивного давления на стену сцепление в грунте?

12. Выполнение какого условия необходимо для обеспечения устойчивости стенки на опрокидывание?

13. Каким конструктивным приемом можно увечить устойчивость подпорной стенки на опрокидывание?

14. Почему необходимо устройство дренажа за подпорной стенкой?

15. Какие виды сдвига могут возникнуть в грунтовых основаниях?

## ГЛАВА 7

### Ответы на контрольные вопросы по главам

#### *Ответы на контрольные вопросы к главе 1*

**1.** Группы признаков:

- класс (подкласс) – по природе структурных связей;
- тип (подтип) – по генезису;
- вид (подвид) – по вещественному, петрографическому или литологическому составу;
- разновидность – по количественным показателям состава, строения, состояния и свойств грунтов.

**2.** Скальные, дисперсные и мерзлые.

**3.** К классу мерзлых грунтов относят грунты, обладающими наряду со структурными связями немёрзлых грунтов криогенными связями (за счет льда).

**4.** Техногенно перемещенный (переотложенный) грунт. Природный грунт, перемещенный искусственным способом с места его естественного залегания и подвергнутый при этом частичному преобразованию.

**5.** В качестве материала самого сооружения, оснований зданий и сооружений, среды для размещения в них сооружений.

**6.** По гранулометрическому составу.

7. Как разница между влажностью на границе текучести и влажностью на границе раскатывания.

8. Из твердых частиц, газа и воды.

9. Основными физическими характеристиками грунта являются:

- удельный вес грунта  $\gamma$  (плотность грунта  $\rho$  );

- удельный вес частиц грунта  $\gamma_s$  (плотность частиц грунта  $\rho_s$  );

- природная влажность  $\omega$ ;

- гранулометрический состав.

Остальные физические характеристики могут быть вычислены с их использованием.

10. Представляют собой наносы, образующиеся в пределах речной долины в результате геологической деятельности текучих вод, разрушения первичных пород, переноса и отложения грунтовых частиц и формирования вторичного осадка.

11. Образование элювиальных отложений связано с действием всех форм выветривания: физического, химического и биологического. В результате этого материнская порода исчезает и на ее месте появляется новая (вторичная).

12. Делювиальные отложения образуются в результате смыва, переноса и осаждения частиц первичных пород дождевыми водами и периодически действующими водными потоками под действием силы тяжести.

13. Плотностью грунта называется отношение массы грунта, включая массу воды в его порах, к занимаемому этим грунтом объему.

14. Плотность (удельный вес) частиц грунта.

15. Удельным весом сухого грунта называется отношение веса высушенного грунта к полному объему, который он занимает, включая объем пор.

**16.** По объему вытесненной воды при погружении в нее грунта, который предварительно парафинируется; с помощью режущего кольца, объем внутренней полости которого известен.

**17.** Плотность частиц грунта больше, чем его плотность, т.е.  $\rho_s > \rho$ .

**18.** Пористостью  $n$  грунта называется отношение объема пор к полному объему образца грунта. Коэффициентом пористости  $e$  называется отношение объема пор в образце к объему, занимаемому его твердыми частицами. Теоретически пористость  $n$  изменяется в пределах от нуля (поры отсутствуют) до единицы (скелет отсутствует). Соответственно, коэффициент пористости  $e$  изменяется от нуля (поры отсутствуют) до бесконечности (скелет отсутствует). Коэффициент пористости равен единице, если объем пор равен объему, занятому твердыми частицами.

**19.** Плотные, средней плотности и рыхлые.

**20.**  $0,55 \leq e < 0,80$ .

**21.** Песчаные грунты подразделяются в зависимости от преобладающей крупности частиц по весу на:

- гравелистые;
- крупные;
- средней крупности;
- мелкие;
- пылеватые.

По состоянию песок может быть плотным, средней плотности и рыхлым. По водонасыщению он может быть маловлажным, влажным и насыщенным водой. Состояние песка определяется по его коэффициенту пористости  $e$ .

**22.** Влажность грунта бывает весовой и объемной. Весовой влажностью называется отношение веса воды в образце грунта к весу твер-

дых частиц грунта (скелета). Объемной влажностью называется отношение объема воды в образце грунта к объему, занимаемому твердыми частицами (скелетом грунта). Для одного и того же грунта весовая влажность меньше, чем его объемная влажность. Влажность грунта может быть больше единицы или 100% (например, у ила, торфа).

**23.** Согласно ГОСТ 25100-2011 крупнообломочные грунты и пески подразделяют на следующие разновидности: маловлажные, влажные и водонасыщенные.

**24.** Коэффициентом водонасыщенности, или степенью влажности грунта, называется отношение природной влажности грунта  $\omega$  к влажности, соответствующей полному заполнению пор водой,  $\omega_{sat}$ . Коэффициент водонасыщенности  $S_r$  изменяется от нуля (для абсолютно сухого грунта) до единицы (для полностью водонасыщенного грунта).

Грунты называются маловлажными при  $S_r < 0,5$ , влажными при  $0,5 < S_r < 0,8$  и насыщенными водой при  $S_r > 0,8$ .

**25.** Ответ в пунктах 18, 22 и 24.

**26.** Балансирный конус служит для определения границ текучести глинистых грунтов.

**27.** Числом пластичности глинистого грунта называется разность между влажностями на границе текучести  $\omega_L$  и на границе раскатывания или пластичности  $\omega_p$ . Число пластичности связано с процентным содержанием в грунте глинистых частиц и может служить классификационным показателем для отнесения глинистого грунта к супеси, суглинку или глине.

При  $1 < I_p \leq 7$  глинистый грунт называется супесью, при  $7 < I_p \leq 17$  называется суглинком и при  $I_p > 17$  – глиной.

От естественной влажности число пластичности  $I_p$  не зависит, поскольку влажность на границе текучести  $\omega_L$  и раскатывания  $\omega_p$  опре-

деляется на искусственно приготовленном из сухого размельченного высушенного порошка грунтовым тесте.

**28.** Содержание песчаных частиц в % по массе.

**29.** Показатель текучести  $I_L$  глинистого грунта характеризует состояние глинистого грунта, линейно зависит от естественной влажности, может быть как отрицательным (твердые грунты), так и положительным, в том числе и более единицы (грунты текучей консистенции).

**30.** Согласно ГОСТ 25100-2011, глинистые грунты по показателю текучести подразделяются на:

- супеси твердые;
- супеси пластичные;
- супеси текучие.

Суглинки и глины подразделяются на шесть разновидностей:

- твердые;
- полутвердые;
- тугопластичные;
- мягкопластичные;
- текучепластичные;
- текучие.

**31.** Индексом плотности сыпучих грунтов  $I_D$  называется отношение:

$$I_D = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}},$$

которое изменяется в пределах от нуля до единицы, где  $e_{max}$  – коэффициент пористости предельно рыхлого грунта,  $e_{min}$  – коэффициент пористости предельно плотного грунта,  $e$  – коэффициент пористости природного песка. К глинистым грунтам индекс плотности не применяется.

Если степень плотности  $I_D$  изменяется в пределах от нуля до 1/3, то грунт рыхлый; если он изменяется в пределах от 1/3 до 2/3, то песок

имеет среднюю плотность, а если более  $2/3$ , то он плотный. Предельно плотный грунт имеет  $I_D = 1$ .

**32.** Плотность взвешенного в воде грунта  $\rho'$  равна плотности грунта в атмосфере  $\rho$  за вычетом плотности воды  $\rho_\omega$ , то есть:

$$\rho' = \rho - \rho_\omega.$$

Эта формула пригодна для грунта с любой водонасыщенностью, то есть при полном и неполном заполнении пор водой (в этом случае считается, что воздух, имеющийся в грунте, не замещается водой). Плотность взвешенного в воде грунта может быть определена по формуле:

$$\gamma_{sb} = \frac{\rho_s - \rho_\omega}{1 + e}.$$

**33.** Показатели физических свойств определяются на образцах грунтов, отобранных из грунтового массива, в стационарных лабораториях или полевых лабораториях, находящихся близ стройплощадок, по стандартизированным методикам.

Показатели некоторых физических свойств грунтов могут определяться непосредственно в полевых условиях без отбора образцов с применением косвенных способов исследования, например зондирования.

**34.** Зондированием грунта называется погружение в грунт конуса стандартного размера. Зондирование служит для оценки плотности песчаных грунтов и консистенции глинистых грунтов, выявление слабых прослоек грунта. При статическом зондировании измеряется усилие погружения (задавливания домкратом) конуса, при динамическом зондировании – количество ударов, необходимое для погружения конуса также на заданное расстояние по глубине.

На основании результатов зондирования производится количественная оценка характеристик физико-механических свойств грунтов.

**35.** Согласно ГОСТ 25100-2011 крупнообломочные грунты подразделяются в зависимости от преобладающей крупности частиц из

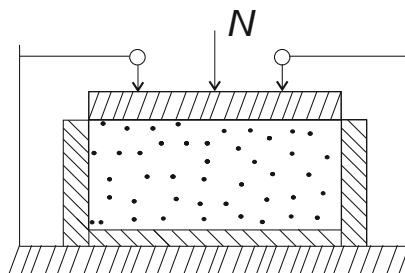
анализа их гранулометрического состава по степени ее убывания. Они подразделяются на валунные, галечниковые и гравийные грунты. При наличии значительного количества песчаного или глинистого заполнителя пор крупнообломочного грунта (до 30-40%) должны приводиться также сведения об этом заполнителе.

По наличию в них влаги, характеризуемой величиной  $S_r$ , крупнообломочные грунты могут быть маловлажными, влажными и насыщенными водой.

**36.** Способность грунта уменьшаться в объеме под действием внешней нагрузки обусловлена изменением объема пор.

**37.** Для пропуска воды, отжатой во время нагружения образца грунта.

**38.**



**39.** Компрессионная кривая изображается в координатах: коэффициент пористости  $e$  — давление  $P$ , МПа. На ней отражена закономерность изменения коэффициента пористости грунта от приложенного к нему давления.

**40.** 
$$E = \beta \frac{1+e_0}{m_0}$$

**41.** По модулю деформации.

**42.** При значениях модуля деформации грунта от 5 до 10 МПа.

**43.** Штамповые испытания грунтов.

**44.** Характеристику сжимаемости грунта  $E$  называют модулем деформации (модулем общей деформации), так как в отличие от модуля

упругости, этот параметр учитывает не только упругие, но и остаточные деформации грунта.

**45.** Разница состоит в том, что определение характеристики сжимаемости в штамповых опытах производится в вертикальном направлении, а в прессиометрических – в горизонтальном. Вследствие имеющейся в грунтах анизотропии механических свойств, значения характеристик сжимаемости в указанных направлениях будут отличаться друг от друга.

**46.** В шурфах и скважинах.

**47.** Механические характеристики грунтов подразделяются на прочностные и деформационные.

**48.** Основными прочностными характеристиками грунта являются:  $\varphi$  – угол внутреннего трения (градусы);  $c$  – удельное сцепление (кгс/см<sup>2</sup>; МПа).

**49.** Разница состоит в том, что график для связных грунтов выходит не из начала координат, как для несвязных грунтов, а отсекает на оси  $\tau$  отрезок, равный величине сцепления связного грунта.

**50.** Согласно [11] коэффициентом Пуассона называется отношение относительных деформаций поперечной  $\varepsilon_x$  к продольной  $\varepsilon_z$ , взятое с обратным знаком в случае, если действуют только вертикальные напряжения  $\sigma_z$  (напряжения  $\sigma_x$  и  $\sigma_y$  в этом случае отсутствуют). Коэффициент Пуассона изменяется теоретически от -1 до +0,5, а практически от 0 до +0,5. Коэффициент Пуассона не может быть более 0,5, так как в этом случае при всестороннем сжатии ( $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z$ ) должен был бы увеличиваться объем грунта, что физически невозможно. Таким образом, при  $\sigma_x = \sigma_y = 0$ :

$$\mu_0 = -\frac{\Delta\varepsilon_x}{\Delta\varepsilon_z}.$$

**51.** Согласно [11] коэффициентом бокового давления грунта  $\xi$  называется отношение приращения бокового давления  $\Delta\sigma_x$  (или  $\Delta\sigma_y$ ) к приращению вертикального давления  $\Delta\sigma_z$  при обязательном отсутствии боковых деформаций ( $\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$ ), то есть:

$$\xi = \frac{\Delta\sigma_x}{\Delta\sigma_z}; \varepsilon_x = \varepsilon_y = 0.$$

Боковое давление в этом случае является реактивным. Примером может служить грунт, обжимаемый в одометре. Коэффициент бокового давления зависит от вида грунта, его плотности и влажности. С коэффициентом Пуассона он связан следующей зависимостью:

$$\xi = \frac{\mu_0}{1 - \mu_0}.$$

Он изменяется в пределах от 0 до +1.

**52.** Устраняется главный недостаток компрессионного прибора – отсутствие возможности бокового расширения образца грунта. Грунт в основании сооружений, откосах или массивах иного вида находится в состоянии трехосного сжатия. Поэтому большое значение имеет воспроизведение в лабораторных условиях процесса трехосного сжатия грунта.

Конструкции стабилометров позволяют передавать на образец грунта независимо друг от друга вертикальное и боковое давления с измерением последнего, а также вертикальных и объемных деформаций. Поперечное расширение грунта может быть вычислено по количеству вытесненной жидкости из гидравлической камеры прибора.

**53.**  $\tau = \sigma * tg\varphi + c.$

**54.** Согласно [3] можно использовать диаграмму Кулона-Мора, либо условие предельного равновесия  $\sigma_3/\sigma_1 = tg^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$ .

**55.** Метод среза целиков, метод вращательного среза, зондирование грунтов.

**56.** Метод реализуется путем приложения горизонтальной касательной нагрузки и смещения грунта по цилиндрической поверхности, образуемой вращением крыльчатки ниже забоя скважины или в массиве [4].

**57.** Характеристики прочности грунта определяют по результатам среза целиков в выработке (расчистке, котловане, шурфа) по фиксированной плоскости касательной нагрузкой при одновременном нагружении целика грунта нагрузкой, нормальной к плоскости среза [4].

**58.** Разница состоит в том, что в сдвиговом приборе срез образца происходит по строго фиксированной горизонтальной плоскости, а в стабилометре положение поверхности сдвига образца определяется в зависимости от характера, создаваемого в приборе напряженно-деформированного состояния.

**59.** Вид грунта, его состояние, угол внутреннего трения, сцепление и модуль деформации.

**60.** Степень плотности песков определяют по формуле:

$$J_D = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}},$$

где  $e$  – коэффициент пористости при искусственном сложении, д. е.;

$e_{min}$  – коэффициент пористости в предельно плотном сложении, д. е.;

$e_{max}$  – коэффициент пористости в предельно рыхлом состоянии, д. е.

Согласно [10] по степени плотности пески искусственного сложения подразделяются на следующие разновидности: слабоуплотненные, среднеуплотненные и сильноуплотненные.

**61.** Коэффициент консолидации – это параметр, характеризующий скорость процесса консолидации, то есть постепенного (медленного) уплотнения полностью насыщенных водой связных грунтов, обуслов-

ленного выдавливанием воды из пор. Определение этого параметра производится в условиях компрессионного сжатия грунтов.

**62.** Основными предпосылками теории фильтрационной консолидации являются:

- грунт насыщен водой;
- скелет грунта – линейно-деформируемое тело;
- движение воды в порах грунта подчиняется закону Дарси;
- твердые частицы и вода абсолютно несжимаемым;
- сжатие скелета и перемещение воды происходят в вертикальном направлении.

**63.** В полностью водонасыщенных грунтах одновременно действуют два вида напряжений: эффективное – в скелете грунта (приводит к его уплотнению), нейтральное – в поровой воде (не уплотняет грунт, а приводит к отжатию воды). По мере удаления воды из пор внешнее давление передается на твердые частицы.

**64.** Первый случай, когда эпюра уплотняющих давлений по глубине слоя грунта изображается прямоугольником, то есть, когда полное давление от действия внешней нагрузки на любой глубине не меняется (например, при действии сплошной нагрузки); второй случай, когда уплотняющее давление возрастает с глубиной по закону треугольника; третий случай, когда уплотняющее давление убывает с глубиной по закону треугольника; четвертый случай, когда эпюры уплотняющих давлений имеют вид трапеций.

**65.** Если принять степень консолидации, соответствующую полной стабилизированной осадке за единицу, то ее значение можно найти как отношение площади эпюры давлений в скелете грунта для времени  $t$  к площади полной (стабилизированной) эпюры давлений ( $t = \infty$ ).

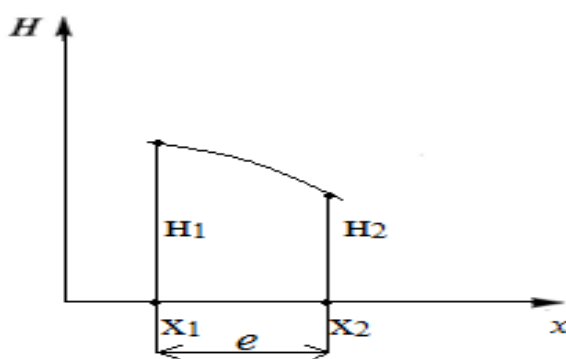
**66.** Для неуплотненных полностью водонасыщенных (слабых) глинистых грунтов.

**67.** Действующие нормативные документы допускают в определенных случаях определять нормативные и расчетные значения прочностных и деформационных характеристик грунтов по их физическим характеристикам. Например, расчетные сопротивления грунтов  $R_0$  для песков могут быть определены в зависимости от фракционного состава, влажности и плотности сложения. Для глинистых грунтов  $R_0$  зависит от коэффициента пористости и показателя текучести.

**68.** Водопроницаемостью грунта называют его способность пропускать через себя свободно-гравитационную воду под действием разности напоров.

**69.** Градиент напора  $i$  равен падению напора на единицу длины:

$$i = \frac{H_1 - H_2}{x_2 - x_1}.$$



**70.** Коэффициент фильтрации – это скорость фильтрации при гидравлическом градиенте равном единице. Он зависит от вида грунта, гранулометрического состава, плотности, линейного размера пор и температуры жидкости.

**71.** Закон Дарси записывается так:

$$v_{\phi} = k_{\phi} * i,$$

то есть скорость фильтрации пропорциональна градиенту напора  $i$  и коэффициенту фильтрации  $k_{\phi}$ .

**72.** Начальный градиент фильтрации – величина градиента фильтрации в глинистых грунтах, при котором практически начинается фильтрация. Закон Дарси с учетом начального градиента фильтрации может быть записан в виде:

$$v_{\phi} = k_{\phi}(i - i_0).$$

**73.** Гидродинамическим давлением называется сила, передаваемая перемещающимся потоком воды к единице объема грунта. Эта сила совпадает с направлением движения воды и равна:

$$P_{\text{дин}} = \rho_w * i.$$

**74.** В компрессионно-фильтрационном приборе и фильтрационной трубке СПЕЦГЕО.

**75.** Методы налива воды в шурфы – А.К.Болдырева и Н.С.Нестерова; налив воды в скважину по методу В.М.Насберга.

**76.** В зависимости от коэффициента фильтрации.

*Ответы на контрольные вопросы к главе 2*

**1.** От действия сосредоточенной силы:

$$G_{zN} = k \frac{N}{z^2};$$

от действия группы сил:

$$G_{z\Sigma N} = \frac{1}{z^2} (k_1 N_1 + k_2 N_2 + \dots k_n N_n);$$

$$k = f(r/z).$$

**2.** Путем суммирования произведений удельного веса каждого рассматриваемого слоя на его мощность.

**3.** Должен быть принят с учетом выталкивающей силы за счет взвешивания грунта в воде:

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}.$$

4. На эпюре  $\sigma_{z\sigma}$  на границе водоупора имеет место скачок (горизонтальная ступень), величина которого равна произведению высоты столба воды над водоупором на удельный вес воды и отражает его давление на водоупор.

5. Модель теории упругости, модель линейно-деформируемого полупространства, модель линейно-деформируемого слоя конечной толщины, модель Фусса-Винклера, модель среды теории предельного равновесия, модель упругопластической среды, модель теории фильтрационной консолидации.

6. В теории упругости рассматриваются только упругие тела с восстанавливающимися деформациями, а в теории линейно-деформируемых тел рассматриваются общие деформации, включающие также остаточную деформацию.

7. В случае наличия вертикали, проходящей через центр загруженной прямоугольной площадки  $G_{z0} = k_0 * p$  и вертикали, проходящей через один из ее четырех углов  $G_{zc} = K_c * P$ .

8. Деформации грунта от его собственного веса обычно не учитываются, так как они давно завершились. Однако в том случае, если в силу обстоятельств изменяется структура грунта, то сила собственного веса грунта вызывает в нем дополнительные деформации (например, при увлажнении лессового грунта, из-за которого растворяются жесткие цементационные связи, или оттаивания вечномерзлого грунта).

9. Боковые напряжения  $\sigma_x$  составляют обычно долю от вертикальных, то есть  $\sigma_x = \xi_0 \sigma_z$ . Коэффициент бокового давления грунта в условиях его естественного залегания  $\xi_0$  равен отношению бокового давления  $\sigma_x$  к вертикальному  $\sigma_z$  (а не отношению приращений этих давлений), то есть не следует путать  $\xi_0$  и  $\xi$  (коэффициент бокового давления в условиях компрессии). Коэффициент  $\xi_0$  может быть как больше, так и меньше единицы.

**10.** Основное условие метода угловых точек является разбивка загруженной площади на такие прямоугольники, в которых рассматриваемая точка оказалась бы угловой.

$$11. G_z = 0,25(\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4) * p.$$

**12.** Необходимы значения максимального  $G_1$  и минимального  $G_3$  главных напряжений в рассматриваемой точке грунтового основания.

**13.** От величины равномерно распределенной нагрузки  $P$  и значений угла видимости  $\alpha$ .

**14.** Распределение напряжений по подошве фундамента характеризуется прямоугольной эпюрой.

**15.** Распределение напряжений по подошве фундамента характеризуется трапециевидной и треугольной эпюрами.

### *Ответы на контрольные вопросы к главе 3:*

**1.** Осадка, просадка, усадка, подъем (морозное пучение), подъем (набухание).

**2.** В результате уплотнения грунта за счет нарушения его структуры при увлажнении или оттаивании.

**3.** Глины, суглинки, мелкие и пылеватые пески.

**4.** Увлажнение.

**5.** Уплотнение под нагрузкой от сооружения.

**6.** Прогиб, выгиб, крен, перекося, кручение.

**7.** Выклинивание слоев, линзообразное залегание грунтов, неодинаковая мощность слоев, наличие неоднородного грунта, неодинаковое и неодновременное загрузеие фундаментов сооружения, влияние загрузеия соседних фундаментов, опирание фундаментов сооружения на разные грунты, неравномерная консолидация грунтов.

8. Дополнительным давлением  $\rho_0$  именуется разность давлений полного передаваемого основанию через подошву фундамента и «бытового» - природного давления, которое испытывает грунт на отметке заложения подошвы фундамента. Таким образом, осадка рассчитывается не на полную величину прикладываемого давления, а на уменьшенную. Обоснованием для этого служит то, что осадки в грунтовом массиве от веса вышележащей толщи уже завершились, а упругие деформации подъема незначительны, также, как и повторные осадки (упругие и остаточные) при нагрузке в пределах давления от вышележащей толщи грунта [2].

9. Основные допущения следующие:

1. осадка происходит только при давлениях, превышающих природное давление на отметке заложения подошвы фундамента.

2. Связь между давлением и относительной деформацией линейная и может быть описана зависимостью закона Гука.

3. Напряжения в грунтовом массиве распределяются в соответствии с решениями теории упругости.

4. Рассчитывается эпюра давлений  $\sigma_z$  по глубине только по оси симметрии нагрузки ( $x=0$ ), и эти напряжения считаются одинаковыми вдоль горизонтальной оси  $x$ . Таким образом, имеет место некоторое завышение напряжений, действующих вдоль оси  $x$ , против средних значений в пределах ширины подошвы фундамента.

5. Считается, что грунт не претерпевает бокового расширения и сжимается только в вертикальном направлении (за счет этого осадка несколько преуменьшается).

Эпюра природного давления отсчитывается от отметки поверхности грунта – от природного рельефа [2].

**10.** При расчете осадки способом послойного суммирования боковые деления принимаются такими, какими они получаются при сжатии грунта в одомере, то есть:

$$\sigma_x = \frac{\mu_0}{1 - \mu_0} \sigma_z;$$

Хотя при расчете осадок боковое расширение грунта в этом способе и не учитывается (принимается, что боковые деформации равны нулю), но косвенно они учитываются тем, что распределение напряжений получено из решения теории упругости для полупространства (или полуплоскости), в котором считалось, что среда имела возможность боковых перемещений. Таким образом, оно непосредственно не учитывалось, а косвенно и частично учтено [2].

**11.** Коэффициент  $\beta$  определяется из выражения:

$$\beta = 1 - \frac{2\mu_0^2}{1 - \mu_0};$$

и, следовательно, зависит только от коэффициента Пуассона грунта (коэффициента относительной поперечной деформации). В СНиПе условно принято постоянное значение для  $\beta$  (считается, что  $\beta=0,8$ ) [2].

**12.** В методе послойного суммирования в основном случае осадки суммируются до той отметки, когда осевые дополнительные по отношению к природным напряжения не снизятся до 20 % от природных (бытовых) на этой же отметке. Эта отметка считается нижней границей сжимаемой толщи, а осадками за счет сжатия нижерасположенной толщи пренебрегают [2].

**13.** Зависит от:

- удельного веса грунтов основания;
- наличия горизонта грунтовых вод;
- заглубления фундамента;
- нагрузки на фундамент;
- ширины фундамента;

- соотношения сторон подошвы фундамента в плане;
- наличия слоя слабого грунта в основании [2].

**14.** На кривой «осадка-нагрузка» штампа выбираются две точки, в пределах которых ведется спрямление. Рекомендуется, чтобы первая точка соответствовала бы давлению в грунте в точке отбора образца от собственного веса вышележащих слоев  $\rho_1$ , а вторая соответствовала бы полному давлению  $\rho_2$  от веса грунта и ожидаемой нагрузки от сооружения. Имеется в виду, что кривая в диапазоне выбранных двух давлений хорошо бы аппроксимировалась прямой. Для вычисления модуля деформации  $E_0$ , МПа, используется формула:

$$E_0 = \frac{(\rho_2 - \rho_1)(1 - \mu_0^2)\omega d}{s_2 - s_1},$$

здесь  $s_2$  и  $s_1$ , см – величины осадки, соответствующие давлениям  $\rho_1$  и  $\rho$ , МПа;

$d$  – диаметр штампа, см;

$\omega$  – коэффициент формы штампа, равный 0,85;

$\mu_0$  – коэффициент Пуассона грунта, принимаемый обычно 0,3 для песков и супесей и 0,4 для глин.

По результатам компрессионных испытаний в одомере величина  $E_0$ , МПа, вычисляется по формуле:

$$E_0 = \frac{(\rho_2 - \rho_1)(1 + \mu_0)(1 - 2\mu_0)}{(e_1 - e_2)(1 - \mu_0)} (1 + e_0^-),$$

где  $e_1$  и  $e_2$  – значения коэффициентов пористости, соответствующие давлениям  $\rho_1$  и  $\rho_2$ ;

$e_0^-$  – величина начального коэффициента пористости [2].

**15.** Этим способом предлагается пользоваться, если модуль деформации грунта основания более 100 МПа или если модуль деформации  $E_0 > 10$  МПа, но ширина подошвы фундамента более 10 метров [2].

**16.** Идея заключается в том, что приравняются осадки, с одной стороны штампа (гибкого или жесткого), находящегося на упругом однородном линейно-деформируемом полупространстве, а, с другой стороны, поверхности безграничного линейно-деформируемого слоя при тех же величинах внешней нагрузки, действующей одинаково по всей границе этого слоя, и модуля деформации. В результате этого находится толщина такого слоя  $h_{\text{ЭКВ}}$ , названного эквивалентным.

**17.** Для однородного основания:

$$S = \frac{\beta}{E} * h_{\text{Э}} * \rho_0;$$

Для неоднородного основания:

$$S' = m_v^- * h_{\text{Э}} * \rho_0;$$

**18.** Мощность сжимаемой толщи в методе эквивалентного слоя равна удвоенной мощности эквивалентного слоя, т.е.  $H_c = 2h_{\text{Э}}$ .

**19.** В методе эквивалентного слоя она имеет форму прямоугольника, распространяющегося на всю толщину эквивалентного слоя. Однако затем этот прямоугольник заменяется равновеликим треугольником с высотой, равной двум толщинам эквивалентного слоя [2].

**20.** Среднее значение коэффициента относительной сжимаемости в способе эквивалентного слоя выводится из предположения, что осадка однородного основания при среднем значении коэффициента относительной сжимаемости равна суммарной осадке отдельных слоев, то есть приравняются осадки и, исходя из этого, получается среднее значение коэффициента относительной сжимаемости. При вычислении напряжений в пределах каждого слоя используется треугольная эпюра напряжений  $\sigma_z$  по глубине, распространяющаяся на двойную толщину эквивалентного слоя [2].

**21.**  $S_t = U * S_R$ .

**22.** Прямоугольная, треугольная с вершиной у верха слоя, треугольная с вершиной внизу от поверхности слоя.

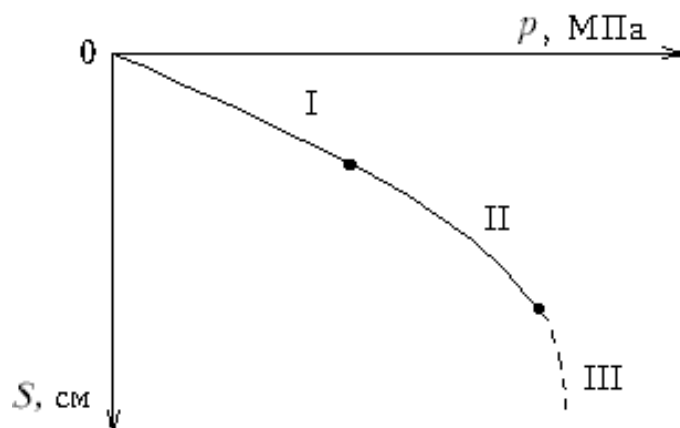
23. Построив график затухания осадки во времени  $S = f(t)$ .

*Ответы на контрольные вопросы к главе 4:*

1. Кривая зависимости осадки штампа имеет выпуклость кверху. Более быстрое нарастание осадки с увеличением нагрузки объясняется процессом выдавливания грунта в стороны от штампа вследствие того, что в этих областях развиваются деформации сдвига. Если наложить на этот график кривую, получаемую в одомере (при соответствующем выборе высоты образца, иначе наклоны будут различными), то она будет характеризоваться нарастающей вогнутостью вверх с увеличением давления, поскольку при этом грунт только уплотняется (сдвигов нет) в вертикальном направлении, а с ростом плотности сжимаемость уменьшается [2].

2. При соотношении глубины заложения фундамента к его ширине более двух.

3.



На кривой «нагрузка-осадка», полученной для штампа, находящегося на поверхности основания, можно различить три фазы: I – фазу уплотнения, II – фазу образования зон сдвигов, размер которых растет с ростом нагрузки и III – фазу полного выпирания (потеря несущей способности основанием).

4. При выводе формулы для первой критической нагрузки принимаются полные значения напряжений, представляющие собой суммарные напряжения от внешней нагрузки  $\rho$ , пригрузки  $q$  и веса грунта в рассматриваемой точке на глубине  $z$ , равные  $\gamma z$ . Напряжения считаются передающимися по гидростатическому закону как от веса  $\gamma z$ , так и от пригрузки  $q$ , т.е. как от тяжелой жидкости. Поэтому считается, что  $\xi_0 = 1$  [2].

5. Экстремальное условие заключается в том, что надо найти такое значение угла видимости  $\alpha$ , чтобы при нем глубина расположения точки с предельным состоянием  $z$  была бы максимальной, то есть производная  $\frac{dz}{d\alpha}$  приравнивалась бы нулю [2].

6. Считается, что области пластических деформаций зарождаются у краев фундамента; далее с ростом нагрузки они распространяются вглубь и начинают заходить под фундамент. Наконец, при нагрузке, достигающей несущей способности основания, обе области пластических деформаций смыкаются на оси фундамента, и происходит резкое проседание его вниз.

7. К грунтовому основанию прикладываем нагрузку с помощью жесткого шероховатого штампа, поэтому непосредственно под ним формируется зона, которая как бы сливается со штампом, составляя с ним одно целое. Эта зона называется «упругим» или «жестким» ядром.

8. Согласно СНиП 2.02.01-83\* среднее давление под подошвой фундамента ограничивается величиной расчетного сопротивления грунта  $R$ .

9. Удельный вес грунта основания, его угол внутреннего трения и сцепление.

10.  $P_{кр1}, R, P_{кр2}$ .

## *Ответы на контрольные вопросы к главе 5*

**1.** Откосом называется искусственно созданная наклонная поверхность, ограничивающая естественный грунтовый массив или насыпь.

**2.** При разработке грунта, устройстве насыпей (дамбы, земляные платины, дорожное полотно) и выемок (котлованы, траншеи, каналы, и т.п.) и в ряде других случаев возникает необходимость в устройстве откосов.

**3.** Заложение откоса – это горизонтальная его проекция. Бровка откоса – линия, которая находится там, где начинается горизонтальная часть – его гребень. Бермы – горизонтальные площадки, которые устраиваются для общего уположения откоса, а также по технологическим обстоятельствам.

**4.** Устойчивость откосов зависит от:

- прочности грунтов под откосом в его основании, причем характеристики могут изменяться со временем;
- удельного веса грунтов под откосом и в его основании;
- крутизны откоса;
- высоты откоса;
- нагрузок на поверхности откоса;
- фильтрации воды через откос;
- положения уровня воды, насыщающей грунт в теле откоса.

**5.** Основными причинами потери устойчивости склонов и откосов являются:

- устойчивость недопустимо крутого откоса;
- устранение естественной опоры массива грунта из-за разработки траншей, котлованов, подмыва откосов, подрезка откоса в нижней части;

- увеличение внешней нагрузки на откос, например, возведение сооружений или складирование материалов на откосе или вблизи него;
- снижение сцепления и трения грунта при его увлажнении, что возможно при повышении уровня подземных вод;
- неправильное назначение расчетных характеристик прочности грунта;
- влияние взвешивающего действия воды на грунты в основании;
- динамические воздействия.

Нарушение устойчивости склонов и откосов часто являются результатом нескольких перечисленных причин.

**6.** Устойчивость откоса идеально сыпучего грунта; устойчивость откоса идеально связного массива грунта.

**7.** Разрушение откоса может происходить внезапно и носить характер обвала или оплыва, а также проявляться в виде длительного оползания, что особенно характерно для глинистых грунтов. В ряде случаев грунты оснований под откосом являются менее прочными, чем грунты в теле откоса. Тогда становится возможным их выдавливание из-под откоса, с обрушением всего откоса или его части.

**8.** Предельно устойчивым называется откос, где в каждой точке грунт находится в предельно напряженном состоянии. Теоретически предельно устойчивый откос из сыпучего грунта – песка имеет прямолинейный контур с углом наклона к горизонту, равным углу внутреннего трения. Предельно устойчивый откос из связного глинистого грунта криволинейный книзу, он постепенно уполаживается и стремится к наклону, приближающемуся к углу внутреннего трения. Наиболее рациональное очертание откоса – близкое к предельно устойчивому.

**9.** Оценка устойчивости откосных сооружений производится с целью предотвращения оползаний и обрушений выемок, бортов карье-

ров, откосов отвалов, дамб намывных сооружений и т.п., которые влекут за собой возникновение аварийных ситуаций.

**10.** По методу круглоцилиндрических поверхностей в общем случае проводится серия возможных дуг окружностей и для каждой из них составляется отношение моментов удерживающих и сдвигающих сил. Далее отыскивается методом пробных поисков минимум этого отношения.

**11.** В том случае если откос разнородный, то зона, ограничиваемая поверхностью откоса и дугой проведенной окружности, делится на вертикальные равные по ширине отсеки, а для каждого из них составляются величины моментов удерживающих и сдвигающих сил. Далее моменты удерживающих и сдвигающих сил отдельно суммируются, и отыскивается их отношение, которое называется коэффициентом надежности. Следующий заключительный этап – поиск минимального значения коэффициента надежности.

**12.** Положение центра и радиуса дуги скольжения по методу Ямбу находят путем предварительного вычисления параметра

$$x_{\text{ср}} = \frac{p \cdot H \cdot \operatorname{tg} \alpha}{c},$$

с помощью которого и угла откоса графический находят значения  $x_0$  и  $y_0$ . Далее умножая эти значения на высоту  $H$  получаем координаты центра поверхности скольжения; соединяя полученный центр прямой линией с нижней точкой откоса находим радиус дуги скольжения.

**13.** Расчет устойчивости откосов обязательно выполняется при их высоте более 5 м. Однако при неблагоприятных условиях следует проводить проверку устойчивости откосов и при меньших их высотах, например при наличии фильтрующейся воды слоистого напластования грунтов с падающими слоями и др. Крутизна невысоких до 5 м откосов при благоприятных условиях обычно нормируется по виду и состоянию грунтов, а также высоте откосов из условий техники безопасности.

**14.** Прислоненный откос покоится обычно на более крепком и плотном грунте. Поэтому поверхностью скольжения служит контур поверхности более прочного грунта. Составляется условие равновесия массы грунта, которая может сползти, и вычисляется отношение суммарных сил, удерживающих откос и вызывающих его сползание. Это отношение и является коэффициентом надежности.

**15.** Метод равнопрочного откоса основан на положении, что степень устойчивости откоса определяется выражением

$$k_{\text{зап}} = \frac{tg\varphi_p}{tg\alpha},$$

где  $\alpha$ - угол наклона к горизонту откоса в рассматриваемой точке;  $\varphi_p$  – угол сдвига в той же точке грунтового массива.

**16.** Устойчивость откосов и природных склонов против сдвига по фиксированной поверхности скольжения определяется, прежде всего, геологическим строением грунтовых массивов, склонных к оползанию.

**17.** Фильтрационное давление является одним из факторов – побудителей к развитию оползневых явлений.

**18.** Основные расчетные схемы по оценке устойчивости откосов и склонов отражают прежде всего механизм нарушения устойчивости, зависящий от особенностей строения грунтовой толщи, слагающей откос.

### *Ответы на контрольные вопросы к главе 6 [11]*

**1.** Подпорные стенки применяются для удержания грунтовых масс от сползания, когда искусственный откос или естественный склон необходимо удержать от обрушения.

**2.** На жесткие и гибкие.

**3.** Особенность работы гибких подпорных стен заключается, в том, что они заделываются в основание и их устойчивость на сдвиг

обеспечивается развитием пассивного отпора в нижней части, а также возможным наличием анкерной заделки в верхней части стены.

**4.** Определение величины и направления приложенного к ним давления грунта с соответствующими проверками устойчивости стенки на сдвиг и опрокидывание.

**5.** Активным называется минимальное из всех возможных давлений, когда стенка имеет возможность переместиться в сторону от засыпки под действием давления грунта.

**6.** Пассивное давление называют отпором и проявляется в том случае, если стена имеет возможность перемещаться в сторону засыпки под действием внешних сил.

**7.** Модель теории предельного равновесия.

**8.** Допущение о прямолинейном очертании линии скольжения.

**9.** Необходимость рассмотрения подпорной стенки протяженностью один метр.

**10.** С ростом шероховатости поверхности стены, как правило, активное давление уменьшается, а пассивное увеличивается.

**11.** При постоянном значении угла внутреннего трения с увеличением сцепления в грунте активное давление уменьшается, а пассивное увеличивается.

**12.** Выполнение условия, когда суммарный удерживающий момент будет в  $k$  раз больше суммарного опрокидывающего момента.

**13.** Со стороны лицевой грани стенки сделать выступ-консоль.

**14.** Дренаж за подпорной стеной нужен потому, что он снимает давление воды на стену. При наличии дренажа увеличивается устойчивость стены.

**15.** Плоский, смешанный, глубинный.

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Данное учебное пособие направлено на формирование у студентов знаний и представлений о современных тенденциях развития дисциплины «Механика грунтов» как инженерно-строительной науки, о методах и путях совершенствования инженерно-строительных изысканий, исследований свойств грунтов, описания взаимодействия грунтовых оснований и массивов с инженерными сооружениями, проектирования сооружений в грунте с целью оптимального использования несущей способности грунта и обеспечения надежности зданий и сооружений на весь период их эксплуатации.

Наличие в современных компьютерных расчётных программах показателей физико-механических свойств грунтов требует, в свою очередь, совершенствование методов их испытаний. Причем на данном этапе наряду с методами определения свойств, заимствованными из области испытаний строительных материалов, необходима разработка специальных методов определения механических характеристик грунтов, учитывающих специфику их напряженно-деформационного состояния как в условиях их естественного залегания, так и при техногенном воздействии.

Следует отметить, что схемы испытаний горных пород, начиная от весьма простых опытов на одноосное сжатие – растяжение и вплоть до опытов на сложных установках, позволяющих независимо изменять главные напряжения по величине и даже направлению.

Можно сделать вывод о том, что для расчёта напряжённо-деформированного состояния оснований таких сооружений, как высотные здания, дымовые трубы, градирни, здания и сооружения, расположенные на подрабатываемых территориях, элеваторы, нефтепромысловые морские опоры и гидротехнические сооружения из грунтовых материалов, работающих, как правило, в условиях многократных перемен-

ных силовых воздействий (наполнение и опорожнение водохранилища, элеваторов), а также в условиях изменения пространственной ориентации осей напряжений и деформаций (переменное направление ветровых нагрузок, морских волн, подводного течения и т. п.), свойства грунтов должны исследоваться на приборах трехосного сжатия с независимо регулируемыми главными напряжениями.

Таким образом, имеется потребность в существенном расширении познаний о параметрах деформационно-прочностных свойств массивов грунтов являющихся основанием сооружений по данным изучения их как в лабораторных, так и в натуральных условиях, при различных временных режимах и схемах приложения нагрузок – от статических до импульсивных.

Важное значение имеет совершенствование методов расчета и проектирования грунтовых оснований. В этой связи становится существенным учет нелинейных и реологических свойств грунтов оснований. Нелинейность и реология деформирования, предусматривающая зависимость напряженного состояния от режима и уровня нагружения с привлечением методов оптимизационного проектирования, позволяют получать существенную экономию материальных затрат при устройстве оснований и фундаментов.

В заключение отметим: несмотря на несомненные успехи в развитии механики грунтов, методы и расчётные схемы для определения условий деформирования и разрушения грунтов ещё недостаточно совершенны и в ряде случаев мало удовлетворяют расширяющимся запросам практики. Поэтому не теряют значимости задачи дальнейшего совершенствования методов учёта характерных особенностей массива грунтов как с точки зрения более достоверного определения параметров полей действующих напряжений, так и более детального определения прочностных и деформационных характеристик, обусловленных, в пер-

вую очередь, неоднородностью структурных элементов, слагающих  
грунтовые массы.

## Библиографический список

1. Заручевных И.Ю. Механика грунтов в схемах и таблицах: учебное пособие. – 3-е изд. перераб. и доп./ И.Ю. Заручевных, А.Л. Невзоров. – М.: Издательство АСВ, 2016. – 164 с.: ил.
2. Малышев М.В.; Болдырев Г.Г. Механика грунтов. Основания и фундаменты (в вопросах и ответах): Учебное пособие. – Издательство АВС. – М.2000. – 320с.: ил.
3. ГОСТ 12248-2010. ГРУНТЫ. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости. – М.: МНТКС,2011 – 156 с.
4. ГОСТ 202276-2012. ГРУНТЫ. Методы полевого определения характеристик прочности и деформируемости – М.: Стандартиформ,2013 – 45с.
5. ГОСТ 19912-2012. ГРУНТЫ. Методы полевых испытаний статическим и динамическим зондированием. – М.: Стандартиформ,2013 – 19с.
6. Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения: издание второе, дополненное и переработанное/ под общей редакцией В.А. Ильичева и Р.А. Мангушева. – М.: Издательство АВС, 2016-1040с.
7. Цытович Н.А. Механика грунтов (краткий курс); Учебник для строительных вузов – 4-е изд.; перераб. и доп. – М.:/Высшая школа,1983-288с.
8. Абуханов А.З. Механика грунтов: Учебное пособие/А.З. Абуханов. – Ростов н/ Д: Феникс,2006-352с.
9. Механика грунтов, основания и фундаменты: Учебное пособие для строительных вузов/ С.Б. Ухов, В.В. Семенов, В.В. Знаменский

и др.; Под ред. С.Б. Ухова. – 4-е изд., стер. – М.: Высш.шк.,2007. – 566с.: ил.

10. ГОСТ 25100-2011.ГРУНТЫ. Классификация. – М.: Стандартинформ, 2013 – 37 с.

11. Малышев М.В. Механика грунтов. Основания и фундаменты (в вопросах и ответах): учебное пособие / М.В. Малышев, Г.Г. Болдырев. – М.: Издательство АВС, 2000. – 320 с.

12. Пьянков С.А. Механика грунтов: Учебное пособие/С.А. Пьянов, З.К. Азизов: Ульяновский гос. Технический университет. – Ульяновск: УлГТУ,2008. – 103с.

13. Свод правил по проектированию и строительству. СП 50-101 – 2004. Проектирование и устройство оснований и фундаментов. – М: Госстрой России,2004-129с.

14. СНиП2.02.01-83\*. Основания зданий и сооружений/Госстрой России. – М.: ГУПЦПП 2000. – 48с.

15. Веселов В.А. Проектирование оснований и фундаментов. Учебное пособие для студентов строительных специальностей вузов. – 2-е изд. перераб. и доп. – М.: стройиздат,1978 – 215с.

16. Рекомендации по количественной оценке устойчивости оползневых склонов/ПНИИС. – М.: Стройиздат,1984. – 80с.

17. Котов М.Ф. Механика грунтов в примерах. – М.: Высшая школа, 1968. – 252 с.