

**МИНИСТЕРСТВО ВЫСШЕГО И СРЕДНЕГО СПЕЦИАЛЬНОГО  
ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ УЗБЕКИСТАН**

**А. Д. КАЮМОВ**

**ГРУНТОВЕДЕНИЕ И МЕХАНИКА ГРУНТОВ**

**МЕХАНИКА ГРУНТОВ**

**ЧАСТЬ II**

Допущено Министерством высшего и среднего специального образования  
Республики Узбекистан в качестве учебника для студентов по специальности  
60721700-Гидрогеология и инженерная геология

Ташкент - 2023

УДК: 551.1/4(075)

КБК

К

**Каюмов А.Д.** Механика грунтов, Министерство высшего и среднего специального образования Республики Узбекистан, Ташкентский государственный технический университет. - Т.: 2023. -220 с.

Настоящий учебник является учебником «Механика грунтов», который является частью 2 предмета «Грунтоведение и механика грунтов», включенного в план 2018-2019 учебного года образовательного направления «60721700- Гидрогеология и инженерная геология». По плану на 2017-2018 учебный год учебник «Грунтоведение» издан отдельным самостоятельным изданием в 2018 году, так как предметы «Грунтоведение» и «Механика грунтов» выделены отдельно. В учебнике приведены основные понятия о прочности и деформационных характеристиках грунта, естественных склонов гор и откосов дорог, а также методы учета реологических свойств глинистых грунтов при прогнозировании длительных просадок сооружений.

Mazkur darslik —60721700-Gidrogeologiya va muhandislik geologiyasil ta'lim yo\_nalishining 2018-2019 o\_quv yili rejasiga kiritilgan —Gruntshunoslik va gruntlar mexanikasil fanining 2-qismi bo\_lgan —Gruntlar mexanikasil darsligidir. 2017-2018 o\_quv yili rejasiga asosan —Gruntshunoslikl va —Gruntlar mexanikasil fanlari alohida bo\_lgani uchun —Gruntshunoslikl darsligi 2018-yili alohida mustaqil nashrdan chiqarilgan. Darslikla gruntlar mexanikasining asosiy tushinchalari gruntlarning mustahkamlik va deformatsiya tavsiflari, tabiiy tog\_yon bag\_irlari va yo\_l poyi yon qiyaligi bo\_yicha geotexnik masalalarni, shuningdek, inshootlarning uzoq muddat cho\_kishini bashoratlashda gilli gruntlarning reologik xossalarini hisobga olish usullari ko\_rilgan.

This textbook is a textbook "Soil mechanics", which is part 2 of the subject "Soil science and soil mechanics", included in the plan for the 2018-2019 academic year of the educational direction "60721700-Hydrogeology and engineering geology". According to the plan for the 2017-2018 academic year, the textbook "Soil Science" was published as a separate independent publication in 2018, since the subjects "Soil Science" and "Soil Mechanics" are highlighted separately. The textbook presents the basic concepts of the strength and deformation characteristics of soil, natural mountain slopes and road slopes, as well as methods for taking into account the rheological properties of clay soils when predicting long-term settlements of structures.

***Рецензенты:***

**Р.М.Худайкулов** – ТГТУ, зав. каф. —И и П АДл, профессор, доктор философии PhD;

**М.М. Зокиров** – TUTU, профессор каф. «ГГ, ИГ и ГФ» д.г.-м.н.

© Ташкент государственный технический университет, 2023

## ВВЕДЕНИЕ

При проектировании транспортных и гражданских сооружений возникает ряд вопросов, не только связанных с выявлением общих природных условий, способных оказать вредное влияние на сооружение, но и направленных в первую очередь на количественную оценку общей устойчивости и деформации грунтов в основаниях и откосах земляных сооружений. Решение этих задач в различных инженерно-геологических условиях влечет в компетенцию дисциплины —Механика грунтов», которая представляет собой науку об условиях нарушения устойчивости и прочности грунтов основаниях и составе сооружений, а также о деформациях грунтов под действием приложенных к ним внешних сил.

В своих выводах —Механика грунтов» опирается на данные изучения строительных свойств горных пород и грунтов как материал для земляных сооружений и оснований для конструкций зданий, мостовых опор и т.п.

Природная обстановка и реальные свойства грунтов и горных пород часто гораздо многообразнее и сложнее, чем это оказывается возможным описать теми или иными способами. В этой связи выводы, полученные на базе расчетного аппарата —Механики грунтов», при практическом использовании во всех случаях должны корректироваться применительно к конкретной реальной природной обстановке.

Для решения этих задач, с одной стороны, изучают физические особенности грунтов, являющиеся следствием условий их геологического формирования, а с другой – применяют математический аппарат —Механики сплошной среды». Однако в отличие от этой дисциплины, допускающей, что тела являются сплошными, —Механика грунтов» рассматривает грунт как пористую дисперсную среду, способную необратимо изменять свой объем, т.е. уплотняться.

Современная механика грунтов базируется на следующих основных положениях:

1) зависимость между давлением и изменением объема грунта, т.е. изменением его пористости, а также между напряжением сдвига и изменением формы принимается прямо пропорциональной;

2) уплотнение грунта во времени (консолидация) происходит вследствие движения воды по порам грунта, причем это движение подчиняется законам фильтрации;

3) грунт, являясь дисперсной системой средой, обладает не только межчастичным сцеплением, но и внутренним трением; эти свойства и определяют сопротивление грунта разрушению.

Указанные исходные положения сыграли исключительно важную роль в развитии механики грунтов, для возможности разработать, в частности, теорию линейного деформирования грунтов, теорию фильтрационной консолидации, теорию предельного равновесия и на основе богатого математического аппарата этих теорий решать широкий круг инженерных задач.

С помощью механики грунтов решаются прикладные задачи в различных отраслях строительства. Механика грунтов оперирует механическими моделями грунтовых массивов и соответствующими формульным аппаратом. Она является ветвью строительной механики, использует элементы фундаментальных классических теорий: упругости, пластичности, дискретных сред, предельного равновесия, реологии. Основоположником механики грунтов считается профессор Карл Терцаги, опубликовавший в 1925 году свой фундаментальный труд. Целый ряд задач, входящих в компетенцию современной механики грунтов решался и до К.Терцаги, однако, он в своей работе впервые достаточно четко очертил контуры и отразил содержание этой, тогда оформлявшейся, науки. После К.Терцаги в этой области работали десятки блестящих специалистов. В числе наиболее известных М.Д.Бража, Г.П.Давид, Р.Ф.Сраиг; рус олимпаридаи Н.М.Герсеванов, Н.А.Цитович, В.А.Флорин, Н.Н.Маслов, М.Н.Голдштейн, Г.М.Шахунянс, И.И.Кандауров, В.Д.Казарновский, Э.М.Добров; ўзбекиские учение Г.О.Мавлонов, Т.Р.Рашидов, Т.Ш.Ширинкулов, Х.З.Расулов, К.П.Пулатов, К.С.Султонов, З.С.Сирождидинов, К.С.Салямова, А.З.Хасанов, Ғ.Х.Хожметов, А.Д.Каюмов и др.

При написании учебника автор опирался на свою научную работу, на преподавательскую деятельность в Ташкентском государственном техническом университете, а также использовал учебники подготовленные профессорами Н.Н.Маслова, В.Д.Казарновского, Э.М. Доброва и доцента М.Ф. Котова.

## **ГЛАВА 1. ОСНОВЫ ГРУНТОВЕДЕНИЯ**

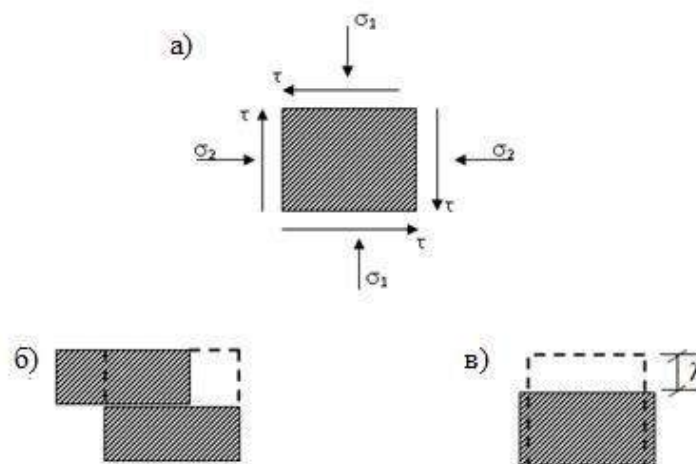
### **1.1. Принципы оценки свойств грунтов**

Принимая решение об использовании грунтов в том или ином качестве (в основании сооружения, в его составе или в грунтовом массиве, где располагается сооружение) инженер-строитель, прежде всего, должен получить представление о свойствах этого грунта, важных с точки зрения поведения используемого грунта как в процессе строительства (технологические циклы), так и в процессе эксплуатации построенного сооружения.

Имеющиеся представления об условиях работы грунта в природных и техногенных массивах и при возведении земляных сооружений отражаются в применяемых расчетных схемах, разрабатываемых главным образом на основе положений механики грунтов и теории водно-теплого режима и используемых в соответствующих курсах, читаемых профилирующими кафедрами в процессе подготовки специалистов-дорожников.

Не останавливаясь сейчас на сути расчетных схем, отображающих условия работы грунта, используемого в области строительства, отметим только круг задач, возникающих в связи с этим и связанных с необходимостью знать свойства грунта.

Первая задача – оценка поведения грунта под воздействием напряженного состояния, приложенного к нему. Если к элементу грунта приложены какие-либо усилия, под их воздействием элемент может быть (рис.1.1):



**Рис. 1.1. Варианты поведения элемента грунта под воздействием приложенных напряжений:**

а) – исходное состояние элемента; б) – разрушение в форме сдвига; в) - деформация за счет изменения объема и формы;

$\zeta_1, \zeta_2$  – нормальные напряжения;  $\eta$  – касательные напряжения

-разрушаться путем смещения одной части элемента относительно другой с потерей сплошности;

-дать деформацию (упругую, остаточную, развивающуюся во времени и т.п.) без потери сплошности.

Для оценки поведения грунта при данных напряжениях необходимо иметь представление о прочностных свойствах и о деформативных свойствах грунта.

Вторая задача – оценка поведения грунта под воздействием водно- температурных и погодно-климатических факторов.

В данном случае возникают такие частные задачи как:

-будет ли грунт деформироваться только под воздействием этих факторов, что может выражаться в виде увеличения или уменьшения его объема из-за набухания, морозного пучения или усадки;

-будет ли грунт способствовать быстрому отводу поступающей в него воды (дренирующая способность) или в какой мере будет грунт способствовать перемещению воды от горизонта подземных вод вверх или в стороны (за счет капиллярных свойств).

Общая все применяемые расчетные схемы, можно сказать, что, используя грунт, нужно иметь представление, прежде всего, о его механических, водно- физических и геологических свойствах.

В разряд механических свойств входят: прочностные, деформативные и реологические свойства.

Под прочностными свойствами понимают способность грунта выдерживать без разрушения и без возникновения незатухающих деформаций течения то или иное напряженное состояние, в том числе с учетом длительности действия нагрузки.

Под деформативными свойствами понимают способность грунта давать большую или меньшую деформацию при заданном напряженном состоянии, имеющую затухающий характер. При этом может рассматриваться деформативность в рамках полных, упругих или остаточных деформаций.

Под реологическими свойствами понимают большую или меньшую способность грунта увеличивать свою деформацию во времени при том или ином постоянном напряженном состоянии.

В разряд водно-физических свойств входит целый ряд свойств, отражающих в целом

поведение грунта при его взаимодействии с водой или являющихся следствием наличия в грунте жидкой фазы. При этом рассматриваются как деформации, возникающие при воздействии самой воды (набухание, усадка), так и возможное влияние воды на прочность и деформативность при воздействии внешних нагрузок (в частности — изменение деформации грунта под нагрузкой при увлажнении, изменение уплотняемости грунта при изменении его влажности и т.п.). При этом в число важнейших водно-физических свойств грунта входит его водопроницаемость (дренирующая способность), способность перемещать капиллярную воду и т.п.

Под геокриологическими свойствами понимают способность грунта изменять свои структурно-механические свойства или давать деформации в результате воздействия отрицательной температуры или циклов промерзания-оттаивания, в том числе при одновременном доступе воды.

### **Структурные связи в грунте. Общая инженерно-геологическая классификация грунтов.**

Все структурные элементы, слагающие грунт (минеральные зерна или обломки) связаны между собой различными структурными связями. По своей энергии эти связи могут быть самыми различными от прочных кристаллизационных, энергия которых сопоставима с внутрискристаллической энергией химических связей отдельных атомов, до очень слабых. Структурные связи во многом обуславливают инженерно-геологические свойства грунта. Различают силы химического взаимодействия, молекулярные силы, молекулярно-ионные (Ван-дер-Ваальсовы) силы, магнитные силы. Под действием этих сил образуются различные структурные связи, в результате которых формируются грунты с соответствующей структурой. Характер связей влияет на прочность, деформативность, устойчивость к изменению температуры, химическую устойчивость, динамическую устойчивость грунта, водоустойчивость грунта, т.е. на все те свойства, которые могут интересовать инженера.

При всем разнообразии грунтов их можно разделить на некоторое ограниченное количество классов, внутри которых грунты обладают в определенном смысле общностью свойств. Такое распределение чрезвычайно полезно для практических целей и называется классификацией. Принципы классификации могут быть различными в зависимости от цели классификации.

При производстве инженерно-геологических изысканий, проектировании и строительстве инженерных сооружений (в том числе дорог и аэродромов) используют общую инженерно-геологическую классификацию грунтов, устанавливаемую действующим ГОСТ.

В основу этой классификации положено деление грунтов по характеру связей в грунте (Н.Н.Маслов), формирующих в целом его строительные свойства. Действующая классификация предусматривает выделение четырех основных классов грунтов по этому признаку (табл.1.1).

*Таблица 1.1*

Класс грунта	Характер связей
I. Природные скальные грунты	Жесткие структурные связи (кристаллизационные и цементационные)
II. Природные дисперсные грунты	Водно-коллоидные и механические структурные связи
III. Природные мерзлые грунты <sup>1)</sup>	Криогенные структурные связи
IV. Техногенные (скальные дисперсные и мерзлые)	Связи различного характера, образованные в результате деятельности человека

<sup>1)</sup>Грунты с отрицательной температурой, не имеющие криогенных структурных связей (не содержащих в своем составе лед), относят к классу природных дисперсных грунтов.

Для оценки грунта и уверенного его использования в том или ином виде при возведении инженерного сооружения недостаточно установить класс, к которому он относится по классификации. Нужны количественные значения тех или иных показателей свойств грунта, которые входят в соответствующие расчетные схемы, используемые при проектировании.

Свойства грунта - это в конечном итоге функция его состава, состояния и структурных особенностей. В соответствии с этим принципиально существуют два пути получения информации о количественных значениях показателей интересующих нас свойств:

-на основе прямых испытаний, по методике, обеспечивающей получение искомого показателя;

-на основе получения искомого показателя косвенным путем по табличным данным, обобщающим результаты ранее проведенных испытаний и установления корреляции искомого показателя с более просто получаемыми характеристиками.

В первом случае говорят о получении показателей *первого класса* прямыми испытаниями.

Прямое получение показателей первого класса требует выполнения иногда достаточно сложных и длительных испытаний, причем зачастую требуется испытывать образцы с ненарушенным сложением.

Во втором — показатели первого класса получают на основе показателей состава и состояния, именуемые показателями второго класса.

Показатели состава и состояния грунта (показатели второго класса) не входят в расчетные формулы, но по ним можно косвенно судить о показателях первого класса, т.е. они дают возможность «войти» в соответствующие таблицы, в которых сведены и обобщены ранее полученные данные о свойствах грунта и их взаимосвязях с составом, состоянием и структурой.

Во втором случае испытываются пробы грунта с нарушенным сложением, что значительно проще, тем более, что и сами методики испытаний весьма просты.

Для реализации второго пути существуют так называемые частные классификации, выделяющие по показателям состава и состояния внутри каждого класса более узкие группы, подгруппы, типы, виды и разновидности грунтов, отличающиеся особенностями генезиса, состава и состояния и завершающиеся таблицами расчетных значений характеристик первого класса. Частные классификации могут иметь отраслевой характер (например, классификация слабых грунтов для целей дорожного строительства).

**Оценка свойств грунтов с жесткими структурными связями.** Механические и водно-физические свойства грунтов с жесткими структурными связями определяются прежде всего их генезисом (магматические, метаморфические, осадочные) и особенностями минералогического состава.

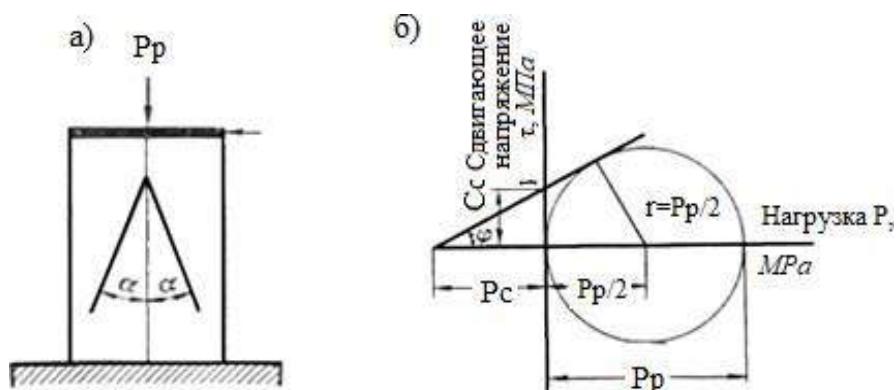
Эти характеристики состава устанавливаются на основе специальных анализов, по результатам которых определяется вид грунта, отображаемый наименованием горной породы.

Определение вида грунта хотя и дает грубое представление о строительных свойствах, однако внутри вида количественные характеристики этих свойств могут очень сильно колебаться. В связи с этим использование табличных данных может служить только в качестве грубой прикидки, а для инженерных целей используют результаты прямых испытаний данного конкретного грунта с прямым получением характеристик 1-го рода.

При использовании грунтов с жесткими структурными связями инженера-строителя интересует, прежде всего, прочность этих связей и способность их сохранять эту прочность во времени при воздействии водно- температурных факторов.

В связи с этим первым испытанием для грунтов с жесткими структурными связями является испытание образцов на прочность. При этом, исходя из схемы работы скального

грунта в сооружении, прочность его оценивают обычно по результатам испытаний на одноосное сжатие, по которым можно приблизительно оценить и прочность на сдвиг (рис.2.2). Испытание ведут в соответствии с действующим ГОСТ, нормирующим размеры и форму образца и режим нагружения.



**Рис. 1.2. Схема испытания скального грунта на одноосное сжатие:**

а) – ориентация трещин при раздавливании образца; б) – круг напряжений при испытании образца в одноосном напряженном состоянии.

$P_p$  – раздавливающая нагрузка

По величине прочности на одноосное сжатие определяют разновидности скального грунта (табл. 1.2).

*Таблица 1.2*

Разновидность грунта	Предел прочности на одноосное сжатие $R$ , МПа
Очень прочный	> 120



Прочный	120 – 50
Средней прочности	50 – 15
Малопрочный	15 – 5
Пониженной прочности	5 – 3
Низкой прочности	3 – 1
Очень низкой прочности	< 1

Примечание. Грунты с жесткими структурными связями при  $R \geq 5$  МПа называют скальными, а при  $R < 5$  МПа — полускальными.

Степень сохранности прочности грунта при воздействии воды оценивается по величине коэффициента размягчения ( $K_{wl}$ ).

*Коэффициент размягчения* – это отношение прочности грунта в водонасыщенном состоянии к его прочности в сухом состоянии. По величине этого коэффициента различают неразмягчаемые грунты ( $K_{wl} \geq 0,75$ ) и размягчаемые грунты ( $K_{wl} < 0,75$ ).

Наряду со способностью размягчаться (терять прочность) при воздействии воды важно знать может ли этот грунт растворяться в воде, что необходимо для прогноза поведения конструкции во времени. Это свойство определяется по содержанию в грунте воднорастворимых солей (табл. 1.3)

Таблица 1.3

Разновидность грунта по растворимости	Количество воднорастворимых солей, г/л
Нерастворимый	< 0,01
Труднорастворимый	0,01 – 1,00
Среднерастворимый	1,00 – 10,00
Легкорастворимый	> 10,00

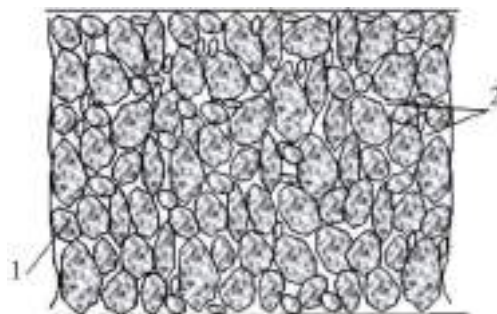
Для практических прогнозов может потребоваться также оценка поведения скального грунта под воздействием циклов промерзания-оттаивания, а также увлажнения-высушивания. Эти оценки делаются на основе специальных испытаний в лаборатории, имитирующих указанные воздействия на грунт.

Часть из указанных выше испытаний регламентируется действующими стандартами, а часть носят характер дополнительных испытаний, осуществляемых по специальным программам и методикам.

**Оценка свойств нескальных (дисперсных) грунтов.** Наибольшие проблемы у инженера-строителя возникают, когда приходится иметь дело с нескальными (дисперсными) грунтами.

Дисперсный грунт представляет собой некоторую дисперсную среду, включающую измельченные до того или иного уровня твердые частицы, воду в разных видах с растворенными в ней веществами и воздушную составляющую (рис.1.3). Таким образом, дисперсные грунты являются многофазными системами, от соотношения и взаимодействия фаз в которой (твердая, жидкая и газообразная) зависят свойства самой системы.

Свойства полидисперсной (частицы разных размеров) и многофазной среды зависят от свойств каждой из этих фаз, от соотношения и взаимодействия этих фаз.



**Рис. 1.3. Схема дисперсного грунта**

1 – скелет грунта, представленный частицами различного размера; 2 – поры, заполненные водой и воздухом.

## 1.2. Показатели состава и состояния грунтов

В общестроительной практике состав и состояние грунтов характеризуется следующими показателями.

Состав:

- 1) гранулометрический состав;
- 2) удельный вес;
- 3) пластичность: а) характерные влажности – предел текучести (граница текучести) и предел пластичности (граница раскатывания); б) число пластичности.

Состояние:

- 1) влажность грунта;
- 2) показатели плотности: а) пористость; б) коэффициент пористости; в) объемный вес скелета (твердой фазы) грунта;
- 3) показатель консистенции глинистых грунтов.

**Влажностью грунта**  $W$  называют выраженное в процентах отношение веса воды  $m_{\text{вод}}$ , заключенной в порах грунта, к весу скелета грунта  $m_d$  в этой же пробе, т. е.

$$W = \frac{m_{\text{вод}}}{m_d} \cdot 100 \% = \frac{m_W - m_d}{m_d} \cdot 100 \%, \quad (1.1)$$

где  $m_W$  – вес влажного грунта;

$m_d$  – вес сухого грунта (вес твердой фазы – скелета грунта).

Во многих случаях влажность выражается в долях единицы..

**Коэффициент водонасыщения грунта  $G$**  (степень влажности грунта) является показателем степени заполнения пор грунта водой и определяется выражениями:

$$G = \frac{W}{W_0} = \frac{W\rho_s}{\varepsilon\Delta_{вод}} = \frac{W\rho_s(1-n)}{n\Delta_{вод}}, \quad (1.2)$$

где  $W$  – влажность грунта (в долях единицы);

$W_0$  – влажность грунта в состоянии полного водонасыщения (в долях единицы);

$\rho_s$  – удельный вес грунта;

$n$  – пористость грунта (в долях единицы);

$\varepsilon$  – коэффициент пористости грунта;

$\Delta_{вод}$  – объемный вес воды.

При  $G=1$  все воды грунта заполнены водой.

**Пример 1.1.** Вес грунта при влажности  $W_1=6\%$  равен 1,70 Т. Определит вес того же грунта при влажности  $W_2=25\%$ .

**Решение.** Для того чтобы определить вес грунта при влажности  $W=25\%$ , необходимо знать вес сухого грунта, который можно определить исходя из следующих положений.

1. Вес влажного грунта  $m_W$  равен весу сухого грунта  $m_d$  и весу воды  $m_{вод}$ , т.е.

$$m_W = m_d + m_{вод}.$$

2. Согласно формуле (1.1) вес воды  $m_{вод}$ :

$$m_{вод} = Wm_d.$$

3. Тогда:

$$m_W = m_d + Wm_d = m_d(1+W).$$

4.

$$\frac{m}{m_d} = \frac{m_W}{m_d} = \frac{1,70}{1+0,06} = 1,0 \text{ Т.}$$

Следовательно, вес грунта при влажности 25% равен:

$$m_{25} = 1,60(1+0,25) = 2,0 \text{ Т.}$$

**Пример 1.2.** Вес песка в воздушносухом состоянии равен 3 Т. В песок вылили 0,3 Т воды и тщательно размешали, чтобы вода равномерно распределилась по всему объему грунта.

Определить влажность песка.

**Решение.** Согласно формуле (1.1)

$$W = \frac{m_{\text{вод}}}{m_d} \cdot 100\% = \frac{0,3}{3,0} \cdot 100 = 10\%.$$

**Удельный вес грунта**  $\rho_s$  представляет собой отношение веса твердых частиц грунта к их объему.

Удельный вес грунта зависит от среднего удельного веса частиц, составляющих данный грунт, т. е. является функцией его минералогического состава. Примесь к грунту органического вещества снижает значение удельного веса.

Значение удельного веса грунта определяется формулой

$$\rho_s = \frac{m_d}{V_S} = \frac{\rho_d}{1-n}, \quad (1.3)$$

где  $\rho_s$  – удельный вес грунта;

$m_d$  – вес скелета (твердой фазы) грунта в объеме скелета грунта  $V_S$ ;  $\rho_d$  – объемный вес скелета грунта;

$n$  – пористость грунта (в долях единицы).

**Пример 1.3.** В цилиндр, наполненный водой, было опущено несколько галек общим весом  $m_d = 280$  г. При этом вытесненный галькой объем воды оказался равным  $100 \text{ см}^3$ . Определить удельный вес  $\rho_s$  горной породы, из которой сложена галька.

**Решение.** Согласно формуле (1.3)

$$\rho_s = \frac{m_d}{V_S} = \frac{280}{100} = 2,8 \text{ г/см}^3 = 28 \text{ кН/м}^3.$$

**Пример 1.4.** Пористость грунта  $n = 3\%$ , а его объемный вес в сухом состоянии  $\rho_d = 2,60 \text{ г/см}^3$ . Определить удельный вес грунта.

**Решение.** Согласно формуле (1.3)

$$\rho_s = \frac{\rho_d}{1-n} = \frac{2,60}{1-0,03} = 2,69 \text{ г/см}^3 = 26,9 \text{ кН/м}^3.$$

**Объемный вес грунта** характеризуется двумя показателями: объемным весом грунта в состоянии той или иной влажности  $\rho_w$  и объемным весом скелета грунта  $\rho_d$ .

**Объемным весом скелета грунта**  $\rho_w$  называют вес единицы его объема с влажностью  $W$ .

$$\rho_w = \frac{m_w}{V_w}, \quad (1.4)$$

где  $m_w$  – вес грунта (с влажностью  $W$ ) в объеме  $V_w$ .

Величина объемного веса грунта зависит от плотности и влажности грунта. Чем больше плотность и влажность грунта, тем больше его объемный вес.

**Объемный вес скелета грунта**  $\rho_d$  называется вес твердой фазы (скелета) грунта в единице его объема, т.е. вес абсолютно сухого грунта в единице его объема

$$\rho_d = \frac{m_d}{V_w} = \rho_s (1-n), \quad (1.5)$$

где  $\rho_d$  – объемный вес скелета грунта;

$m_d$  – вес абсолютно сухого грунта в объеме  $V_w$ ;  $\rho_s$  – удельный вес грунта;

$n$  – пористость (в долях единицы).

Величина объемного веса скелета зависит от плотности и минералогического состава грунта: чем больше плотность и удельный вес составляющих грунта частиц, тем больше объемный вес скелета грунта.

Объемный вес грунта  $\rho_{вод}$  ниже уровня грунтовых вод, меньше на величину веса вытесненной грунтом воды и будет равен:

$$\rho_{вод} = (\rho_s - \Delta_{вод})(1-n), \quad (1.6)$$

где обозначения те же, что и в формулах (1.2) – (1.5);

$\Delta_{вод}$  – объемный вес воды, обычно принимаемый  $\Delta_{вод} = 1 \text{ г/см}^3 = 10 \text{ кН/м}^3$ .

Между объемным весом грунта и объемным весом скелета грунта существует следующая зависимость:

$$\rho_d = \frac{\rho_w}{1+W}, \quad (1.7)$$

где  $W$  – влажность грунта, выраженная в долях единицы.

Примеры на объемные веса даны в следующие страницы.

По объемному весу скелета грунта  $\rho_d$  можно судить о степени плотности породы. Однако он определяется не только ее плотностью, но также и удельным весом составляющих породу элементов. Поэтому состояние грунта по плотности чаще всего оценивают по пористости или коэффициенту пористости.

**Пористостью грунта  $n$**  называется отношение объема пор, содержащихся в данном объеме грунта, ко всему объему грунта, выраженное процентах:

$$n = 1 - V_S = 1 - \frac{\rho_d}{\rho_s} = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_s} \cdot 100\%, \quad (1.8)$$

где  $V_S$  – объем твердых частиц;

Пористость выражается часто в долях единицы.

**Коэффициентом пористости  $\varepsilon$**  называется отношение объема пор, содержащихся в данном объеме грунта, к объему скелета (твердой фазы) грунта, содержащегося в том же объеме грунта:

$$\varepsilon = \frac{n}{V_S} = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d}, \quad (1.9)$$

Между пористостью  $n$  и коэффициентом пористости существует зависимость:

$$V_S = \frac{1}{1 + \varepsilon}, \quad (1.10)$$

$$n = \frac{\varepsilon}{1 + \varepsilon}. \quad (1.11)$$

$$\varepsilon = \frac{n}{1 - n}. \quad (1.12)$$

Влажность и плотность грунтов являются одними из главнейших показателей состояния грунтов. Согласно ШНК указанные характеристики являются основными при определении допускаемых (нормативных) нагрузок на грунт. Плотность песчаных грунтов, кроме того, является основным показателем степени опасности динамического на их воздействия.

**Пример 1.5.** Рассчитать объемный вес влажного грунта  $\rho_w$ , объемный вес скелета грунта  $\rho_d$ , пористость  $n$ , коэффициент пористости  $\varepsilon$  и коэффициент водонасыщения  $G$ , если при определении объемного веса глинистого грунта методом режущих колец получены следующие данные:

объем режущего кольца  $V_k = 59 \text{ см}^3$ ;

вес влажного грунта в объеме режущего кольца  $m_w = 116,45 \text{ г}$ ;

вес того же грунта, высушенного до абсолютно сухого состояния

$m_d = 102,11 \text{ г}$ ;

удельный вес грунта  $\rho_s = 2,80 \text{ г/см}^3 = 28 \text{ кН/м}^3$ .

**Решение.** 1. Объемный вес влажного грунта вычисляют по формуле (1.4):

$$\rho_w = \frac{m}{V} = \frac{116,45}{59} = 1,97 \text{ г/см}^3 = 19,7 \text{ кН/м}^3.$$

2. Объемный вес скелета грунта рассчитывают по формуле (1.5)

$$\rho_d = \frac{m_d}{V} = \frac{102,11}{59} = 1,73 \text{ г/см}^3 = 17,3 \text{ кН/м}^3$$

Этот же результат получится по формуле (1.7), но в этом случае необходимо знать влажность грунта, которая согласно формуле (1.1) равна:

$$W = \frac{m_w}{m_d} \cdot 100\% = \frac{116,45 - 102,11}{102,11} \cdot 100\% = 14,1\%.$$

Тогда объемный вес скелета грунта  $\rho_d$  будет равна:

$$\rho_d = \frac{\rho_w}{1 + W} = \frac{1,97}{1 + 0,141} = 1,73 \text{ г/см}^3 = 17,3 \text{ кН/м}^3.$$

3. Пористость грунта  $n$  рассчитывается по формуле (1.8):

$$n = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_s} \cdot 100\% = \frac{2,80 - 1,73}{2,80} \cdot 100\% = 38,3\%$$

4. Коэффициент пористости  $\varepsilon$  рассчитывается по формуле (1.9):

$$\varepsilon = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} = \frac{2,80 - 1,73}{1,73} = 0,619$$

Или по формуле (1.12):

$$\varepsilon = \frac{n}{1-n} = \frac{0,383}{1-0,383} = 0,619.$$

5. Коэффициент водонасыщения  $G$  рассчитывается по формуле (1.2):

$$G = \frac{W}{W_o} = \frac{W_{ps}}{\varepsilon \Delta_{\theta 0}} = \frac{0,141 \cdot 2,80}{0,619 \cdot 1} = 0,64.$$



**Пример 1.6.** 1 м<sup>3</sup> сухого песка весит 1,6 Т. Определить его вес при влажности 15% и в состоянии полного водонасыщения.

**Решение.** Объемный вес песка при влажности  $\rho_w=15\%$  найдем из формулы (1.7):

$$\rho_w=1,6(1+0,15)=1,84 \text{ т/м}^3=18,4 \text{ кН/м}^3.$$

Объемный вес полностью водонасыщенного песка может быть определен несколькими способами.

**Вариант 1.**

а) Рассчитывается значение влажности песка при полном его водонасыщении по заданным значениям объемного веса скелета песка  $\rho_d=1,6 \text{ т/м}^3 = 16 \text{ кН/м}^3$  и удельного веса  $\rho_s = 2,65 \text{ т/м}^3 = 26,5 \text{ кН/м}^3$ .

$$W_{сув} = \frac{(\rho_s - \rho_d)}{\rho_s \rho_d} = \frac{(2,65-1,60) \cdot 1}{2,65 \cdot 1,60} = 0,248 \quad \text{или} \quad 24,8\%.$$

б) По формуле (1.7) находится объемный вес 1 м<sup>3</sup> полностью водонасыщенного песка

$$\rho_w=\rho_d(1+W_o)=1,60(1+0,248)=2 \text{ т/м}^3=20 \text{ кН/м}^3.$$

**Вариант 2**

а) по формуле (1.9) находится значение коэффициента пористости песка  $\varepsilon$ :

$$\varepsilon = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} = \frac{2,65-1,60}{1,60} = 0,657.$$

б) Находится влажность при полном водонасыщении песка (формула 1.2), т.е. при  $G=1$  бұлганда:

$$W_o = \frac{\varepsilon \Delta_{вод}}{\rho_s} = \frac{0,657}{2,65} = 0,248 \quad \text{или} \quad 24,8\%.$$

в) Определяется вес воды  $m_{вод}$  в 1 м<sup>3</sup> полностью водонасыщенного песка (формула 1.1):

$$m_{вод} = \rho_d \cdot W_o = 1,60 \cdot 0,248 = 0,4 \text{ Т.}$$

г) Определяется вес одного кубического метра полностью водонасыщенного грунта:

$$m_w = \rho_d + m_{вод} = 1,60 + 0,4 = 2 \text{ T.}$$

### Вариант 3

а) Рассчитывается значение пористости песка (формула 1.8)

$$n = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_s} = \frac{2,65 - 1,60}{2,65} = 0,395 \text{ или } 39,5 \%$$

б) Определяется вес воды  $m_w$  в  $1 \text{ м}^3$  полностью водонасыщенного грунта. Поскольку объем пор  $V_n$  в  $1 \text{ м}^3$  песка составляет:

$$V_n = 1 \text{ м}^3 \cdot n = 1,0 \cdot 0,395 = 0,395 \text{ м}^3.$$

то вес воды  $m_w$  в  $1 \text{ м}^3$  полностью водонасыщенного песка при объемном весе воды  $\Delta_{вод} = 1 \text{ т/м}^3 = 10 \text{ кН/м}^3$  составит:

$$m_w = 0,395 \cdot 1 = 0,395 \text{ T} \approx 0,4 \text{ T.}$$

в) Определяется вес  $1 \text{ м}^3$  песка в состоянии полного водонасыщения:

$$m_w = 1,6 + 0,4 = 2,0 \text{ T.}$$

**Пример 1.7.** Определить объемный вес скелета песка, залегающего ниже уровня грунтовых вод, если удельный вес его  $\rho_s = 2,65 \text{ т/м}^3 = 26,5 \text{ кН/м}^3$  и пористость  $n = 35\%$ .

**Решение.** В отличие от условия примера 1.6 песок ниже уровня грунтовых вод находится во взвешенном состоянии и объемный вес скелета  $\rho_{вод}$  в данном случае согласно формуле (1.6) составит:

$$\rho_{вод} = (\rho_s - \Delta_{вод})(1 - n) = (2,65 - 1,00)(1 - 0,35) = 1,07 \text{ т/м}^3 = 10,7 \text{ кН/м}^3.$$

**Пример 1.8.** Песок с удельным весом  $\rho_s = 2,65 \text{ т/м}^3 = 26,7 \text{ кН/м}^3$  в карьере имеет объемный вес  $\rho_w = 2,0 \text{ т/м}^3 = 20 \text{ кН/м}^3$  при влажности  $W = 16\%$ . Определил коэффициент разрыхления песка при разработке его в карьере, если известно, что в отвалах он ложится с пористостью  $n = 43\%$ .

**Решение.** 1. Объемный вес скелета  $\rho_d$  песка в природном залегании согласно формуле (1.7) будет равен:

$$\rho_d = \frac{\rho W}{1+W} = \frac{2}{1+0,16} = 1,73 \text{ т/м}^3 = 17,3 \text{ кН/м}^3.$$

2. Объемный вес скелета грунта в отвалах определяется согласно формуле (1.5):

$$\rho_s = \rho (1-n) = 2,65 \cdot (1-0,43) = 1,51 \text{ т/м}^3 = 15,1 \text{ кН/м}^3.$$

3. Коэффициент разрыхления песка равен:

$$K = \frac{1,73}{1,51} = 1,14.$$

**Пример 1.9.** В металлическую обойму заложен образец полностью водонасыщенного глинистого грунта. Через пористый поршень сверху к образцу грунта приложена нагрузка, в результате чего образец уплотняется, а отжимаемая из образца грунта вода выходит через пористый поршень вверх. Определить влажность образца грунта до и после опыта и величину осадки образца под влиянием приложенной нагрузки, если площадь торца образца, к которой прикладывалась нагрузка  $S=40 \text{ см}^2$ , вес образца до приложения нагрузки  $m_{w1}=520 \text{ г}$ , вес того же образца грунта после уплотнения под нагрузкой  $m_{w2}=510 \text{ г}$ , вес того же образца грунта после его полного высушивания  $m_q = 400 \text{ г}$ .

**Решение.** 1. Влажность начальная равна:

$$W_{q \text{ нач}} = \frac{m_{w1} - m_q}{m_q} \cdot 100\% = \frac{520 - 400}{400} \cdot 100\% = 30\%.$$

2. Влажность конечная (после обжатия нагрузкой):

$$W_{q \text{ кон}} = \frac{m_{w2} - m_q}{m_q} \cdot 100\% = \frac{510 - 400}{400} \cdot 100\% = 27,5\%.$$

3. Осадку образца грунта под приложенной нагрузкой определяем по объему вытесненной из образца грунта воды, деленной на площадь сечения образца  $S$ .

Объем вытесненной из образца воды равен:

$$V = \frac{m_{w1} - m_{w2}}{\Delta_{вод}} = \frac{520 - 510}{1} = 10 \text{ см}^3.$$

где  $\Delta_{вод}$  – объемный вес воды, равный 1 г/см<sup>3</sup>.

Осадка образца грунта под влиянием приложенной нагрузки равна:

$$\Delta h = \frac{V}{S} = \frac{10}{40} = 0,25 \text{ см}^3 \text{ или } 2,5 \text{ мм}.$$

Если по условию задачи требуется определить промежуточное значение влажности грунта, то она может быть найдена по величине осадки образца грунта. Например, требуется определить значение влажности грунта при осадке штампа  $h_t = 1,5 \text{ мм}$ .

В этом случае расчет ведут следующим образом.

1. Объем  $\Delta v$ , на который уменьшился образец грунта, равен:

$$\Delta v = S \cdot \Delta h = 40 \cdot 0,15 = 6 \text{ см}^3.$$

2. Поскольку образец грунта обжимается в состоянии полного водонасыщения, то указанная осадка  $\Delta h$  шла за счет отжатия воды из грунта при его уплотнении. Следовательно, объем  $\Delta v = 6 \text{ см}^3$  – это объем вытесненной из грунта при его уплотнении воды, вес которой равен:

$$\Delta m_w = \Delta v \cdot \Delta_{вод} = 6 \cdot 1 = 6 \text{ г},$$

что составляет:

$$\Delta W = \frac{\Delta m_w}{m_d} \cdot 100 = \frac{6}{400} \cdot 100\% = 1,5\%.$$

3. Влажность грунта при осадке штампа на  $h_m = 1,5 \text{ мм}$  равна:

$$W_t = W_{нач} - \Delta W = 30 - 1,5 = 28,5\%.$$

Показателями **пластичности** пород являются так называемые характерные влажности: предел (или граница) текучести  $LL$  и пластичности (раскатывания)  $PL$  и число пластичности  $PI$ .

Число пластичности – это разность между числовым выражением предела текучести и предела пластичности, т.е.

$$PI = LL - PL \quad (1.13)$$

Число пластичности служит для определения наименования грунтов по ШНК (табл. 1.4).

### Дорожная классификация грунтов

Таблица 1.4

Наименование грунтов		Число пластично сти	Содержание песчаных частиц в грунте	
виды	разновидности		по размерам частиц, мм	по весу, %
Глины	Жирные	>27	Не нормируются	
	Пылеватые (полужирные)	17-27		
	Песчанистые	17-27	2-0,05	> 40
Суглинки	Тяжелые пылеватые	12-17	2-0,05	< 40
	Тяжелые	17-27	2-0,05	> 40
	Средние и легкие пылеватые	7-12	2-0,05	< 40
	Легкие	7-12	2-0,05	> 40
Супеси	Тяжелые пылеватые	1-7	2-0,05	< 20
	Пылеватые	1-7	2-0,05	20-50
	Тяжелые	1-7	2-0,05	< 50
	Легкие	1-7	2-0,05	> 50
Пески	Пылеватые	< 1	> 0,1	< 75
	Мелкие	< 1	> 0,1	> 75
	Средние	< 1	> 0,25	< 50
	Крупные	< 1	> 0,5	< 50
	Очень крупные	< 1	> 1,0	< 50

Примечания. 1. При содержании в грунте частиц крупнее 2 мм в количестве 20-50% наименование грунта дополняется словом гравелистый при окатанных частицах и щебенистый при неокатанных частицах. 2. Общестроительная классификация грунтов по ШНК дается только по числу пластичности.

Характерные влажности  $LL$  и  $PL$  при отсутствии в породе жестких структурных связей служит для определения состояния породы по показателю консистенции  $B$ :

$$B = \frac{W_{np} - PL}{LL - PL} \quad (1.14)$$

где  $W_{np}$  – природная влажность грунта.

Разделение глинистых грунтов по консистенции приведено в табл. 1.5.

### Наименование глинистых грунтов по консистенции $B$

Наименование грунта	Консистенция $B$
<b>Супеси</b> Твердые Пластичные Текучие	< 0
	0-1
	> 1
<b>Суглинки и глины</b> Твердые Полутвердые Тугопластичные Мягкопластичные Текучепластичные Текучие	< 0
	0,00-0,25
	0,25-0,50
	0,50-0,75
	0,75-1,00
	1,00

**Пример 1.10.** Влажность грунта на границе раскатывания равна  $PL=15\%$ .

Определим наименование грунта по ШНК.

**Решение.** Число пластичности  $PL$  по формуле (1.13) равно:

$$PI = LL - PL = 25 - 15 = 10.$$

Согласно табл. 1.1 грунт называется суглинком.

**Пример 1.11.** По условию предыдущего примера определить консистенцию суглинка, если его природная влажность  $W_{np}=18\%$ .

**Решение.** Показатель консистенции определяем по формуле (1.14):

$$B = \frac{W_{np} - PL}{LL - PL} = \frac{18 - 15}{25 - 15} = 0,3.$$

Согласно табл. 1.2 консистенция суглинка тугопластичная.

**Пример 1.12.** Влажность суглинка на границе раскатывания равна 15%. Определить, чему равна пористость грунта на границе текучести, если удельный вес суглинка  $\rho_s=2,70 \text{ г/см}^3=27 \text{ кН/м}^3$ , а число пластичности  $PI=20$ .

**Решение.** 1. Определяется влажность суглинка на границе текучести по формуле (1.13):

$$LL = PI + PL = 20 + 15 = 35\%.$$

2. Согласно формуле (1.2) коэффициент пористости суглинка на границе текучести (при полном водонасыщении) равен:

$$\varepsilon = W_o \cdot \rho_s = 0,35 \cdot 2,70 = 0,945.$$

3. По формуле (1.10) находим значение пористости грунта:

$$n = \frac{\varepsilon}{1 + \varepsilon} = \frac{0,945}{1 + 0,945} = 0,485 \text{ (или 48,5 \%)}.$$

**Гранулометрический состав грунтов.** Содержание в грунте частиц различной крупности, выраженное в процентах от общего веса сухого грунта, называется его гранулометрическим составом.

Процентное содержание каждой фракции грунта определяется формулой:

$$d = \frac{m_f}{m_g} \cdot 100\%, \quad (1.15)$$

где  $d$  – процентное содержание в грунте фракции данного размера;

$m_f$  – вес данной фракции грунта в общей навеске сухого грунта  $m_s$ .

**Пример 1.13.** При расसेве 200 г сухого песчаного грунта на ситах получены следующие данные (табл. 1.6).

Таблица 1.6

Размер фракций, мм	>10	10-4	4-2	2-1	1-0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	<0,1
Вес фракции, г	10	15	20	30	50	60	10	5
Содержание частиц, %	5	7,5	10	15	25	30	5	2,5

Определить гранулометрический состав грунта.

**Решение.** По формуле (1.15) определяем процентное содержание каждой фракции грунта:

$$\begin{aligned} \text{фракция } > 10 \text{ мм} - d &= m_f/m_s = (10/200) \cdot 100\% = 5\%; \text{ фракция } 10 - 4 \\ \text{мм} - d &= (15/200) \cdot 100 = 7,5\% \end{aligned}$$

и так для каждой последующей фракции грунта. Результаты расчетов сведены в табл. 1.6.

**Пример 1.14.** Грунт в природном залегании имеет следующий гранулометрический состав (табл. 1.7).

Таблица 1.7

Размер частиц, мм	>10	10-4	4-2	2-1	1-0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	0,1-0,05	0,05-0,01	0,01-0,005	<0,005
Содержание частиц, %	12	4	6	6	10	30	10	10	5	4	3
Вес фракций в 1 т грунта, кг	120	40	60	60	100	300	100	100	50	40	30
Содержание частиц после отсева >10 мм, %	-	4,5	6,8	6,8	11,4	34,1	11,4	11,4	5,7	4,5	3,4

Указанный грунт разрабатывается в карьере с целью использования его в качестве песчаного фильтра. При этом частицы крупнее 10 мм отсеивались и удалялись из грунта.

Какой образуется новый гранулометрический состав грунта после отсева частиц крупнее 10 мм?

**Решение.** 1. В одной тонне сухого грунта вес каждой фракции грунта следующий:

фракция > 10 мм:  $1000 \text{ кг} \cdot (12/100) = 120 \text{ кг}$ ; фракция 10 – 4

мм:  $1000 \text{ кг} \cdot (4/100) = 40 \text{ кг}$

и так далее каждой последующей фракции. Все данные расчетов сведены в табл. 1.17.

2. Вес оставшегося грунта после отсева 120 кг фракций крупнее 10 мм равен:

$$1000 - 120 = 880 \text{ кг.}$$

3. Процентное содержание каждой фракции грунта без учета частиц крупнее 10 мм следующее :

фракция 10 - 4 мм:  $(40/880) \cdot 100 = 4,5\%$ ;

фракция 10 – 2 мм:  $(60/880) \cdot 100 = 6,8\%$  и так

для каждой последующей фракции грунта.

Данные расчета нового гранулометрического состава сведены в табл. 1.7. **Пример**

**1.15.** По данным примера 1.14 подсчитать, какой объем составит отсеянная фракция крупнее 10 мм на каждые  $1000 \text{ м}^3$  грунта в карьере, если известно, что удельный вес грунта  $\rho_s=2,70 \text{ г/см}^3$ , а пористость, с которой отсеянная фракция ложится в отвале,  $n=35\%$ .

Объемный вес грунта в карьере  $\rho_w=2,10 \text{ т/м}^3$  при влажности  $W=10\%$ .

**Решение.** 1. Рассчитывают объемный вес сухого грунта в карьере по формуле (1.7):



$$\rho'_d = \frac{\rho W}{1+W} = \frac{2,10}{1+0,1} = 1,91 \text{ т/м}^3 = 19,1 \text{ кН/м}^3.$$

2. Вес сухих фракций крупнее 10 мм в 1 м<sup>3</sup> грунта при содержании их в грунте 12% равен:

$$P = 1,91 \cdot \frac{12}{100} = 0,23 \text{ Т}$$

3. Вес фракций крупнее 10 мм в 1000 м<sup>3</sup> грунта:

$$Q = 0,23 \cdot 1000 = 230 \text{ Т.}$$

4. Объемный вес сухих фракций крупнее 10 мм в 1 м<sup>3</sup> грунта при их пористости n=35% определяется формулой (1.5):

$$\rho''_d = \rho_s (1-n) = 2,7(1-0,35) = 1,76 \text{ т/м}^3 = 17,6 \text{ кН/м}^3.$$

5. Объем отсеянных фракций крупнее 10 мм на каждые 1000 м<sup>3</sup> грунта в карьере:

$$V = \frac{Q}{\rho''_d} = \frac{230}{1,76} = 131 \text{ м}^3.$$

**Пример 1.16.** Два грунта, гранулометрический состав которых дан в табл. 1.8, смешены в следующей весовой пропорции:

$$\frac{\text{grunt 1}}{\text{grunt 2}} = \frac{1}{2}$$

Определить гранулометрический состав смеси.

Таблица 1.8

Размер частиц, мм	2-1	1-0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	0,1-0,05	0,05-0,01	0,01-0,005	<0,005
Содержание частиц, %:								
грунт №1	1	3	5	8	10	20	11	42
грунт №2	5	27	30	25	13	-	-	-

**Решение.** Согласно условию смесь должна состоять из трех весовых единиц, из которых две весовые единицы будут представлены грунтом №2 и

одна грунтом №1. Например, в 3 кг грунта – 2 кг грунта №2 и 1 кг грунта №1. В этих 3 кг смеси фракции распределяются следующим образом: фракция 2 – 1 мм:  $(1 \text{ кг} \times 0,01) + (2 \text{ кг} \cdot 0,05) = 0,11 \text{ кг}$ ;

фракция 1 – 0,5 мм:  $(1 \text{ кг} \cdot 0,03) + (2 \text{ кг} \cdot 0,27) = 0,57 \text{ кг}$  и так для каждой фракции.

Рассчитанный таким образом суммарный вес фракций сведен в табл. 1.9.

Таблица 1.9

Зарраларнинг ўлчами, мм	2-1	1-0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	0,1-0,05	0,05-0,01	0,01-0,005	<0,005
Размер частиц, кг:								
грунт №1	0,01	0,03	0,05	0,08	0,10	0,20	0,11	0,42
грунт №2	0,10	0,54	0,60	0,50	0,26	-	-	-
Итого, кг	0,11	0,57	0,65	0,58	0,36	0,20	0,11	0,42

Гранулометрический состав смеси при общей навеске 3кг следующий: фракция 2 – 1 мм:  $(0,11/3) \cdot 100 = 3,7\%$ ;

фракция 1 – 0,5 мм:  $(0,57/3) \cdot 100 = 19,0\%$  и так

для каждой фракции грунта.

Данные расчета гранулометрического состава смеси сведены в табл. 1.10.

Таблица 1.10

Размер частиц, мм	2-1	1-0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	0,1-0,05	0,05-0,01	0,01-0,005	<0,005
Содержание частиц, %:	3,7	19,0	21,7	19,3	12,0	6,7	3,6	14,0

**Пример 1.17.** Местный (дорожный) грунт имеет 45% частиц более 0,1 мм. По условию оптимальной смеси фракция более 0,1 мм должна содержаться в грунте размере 30%. Какое количество привозного (карьерного) грунта с содержанием в нем фракций более 0,1 мм в размере 12% следует добавить к дорожному грунту с тем, чтобы удовлетворить указанному условию содержания частиц более 0,1 мм.

**Решение.** Если дорожный грунт содержит  $a$  % данной фракции, карьерный грунт  $b$  %, а оптимальный грунт должен содержать  $d$  % той же фракции, то количество привозного грунта  $P$ , входящего в смесь, выраженного в процентах от веса всей смеси, составит:

$$P = \frac{100(a - d)}{a - b} = \frac{100(45 - 30)}{45 - 12} = 45,5\%.$$

т.е. практически одну весовую часть дорожного грунта следует смешивать с одной весовой частью карьерного грунта

**Пример 1.18.** Грунт имеет следующий гранулометрический состав (табл. 1.11) и число пластичности  $PI = 10$ . Определить наименование грунта.

Таблица 1.11

Размер частиц, мм	2-1	1-0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	0,1-0,05	0,05-0,01	0,01-0,005	<0,005
Содержание частиц, %:	3	5	5	16	9	22	27	13

**Решение.** По дорожной классификации грунтов согласно табл. 1.4 грунт называется суглинком.

**Пример 1.19.** Песчаный грунт имеет следующий гранулометрический состав (табл. 1.12).

Таблица 1.12

Размер частиц, мм	10-4	4-2	2-1	1-0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	<0,1
Содержание частиц, %:	5	5	10	10	30	25	15

Определить наименование грунта.

**Решение.** Согласно табл. 1.12 находим: песок среднезернистый, так как фракций крупнее 0,25 мм содержится в нем более 50%.

**Таким образом** При использовании грунтов в качестве основы сооружения необходимо, прежде всего, владеть информацией об их свойствах, структурных зависимостях и классификации и уметь прогнозировать их при строительстве и эксплуатации возводимого сооружения.

### Контрольные вопросы

1. Какую информацию необходимо знать о грунтах для строительного назначения?
2. Общие аспекты инженерно-геологической классификации грунтов.
3. Понятие о скальных горных породах.

4. Понятие о дисперсных грунтах.
5. Свойства грунтов с связанной структурой и без нее.
6. Что такое классификация грунтов по влажности?
7. Что такое пластическое число грунтов?
8. Индикаторы состояния грунтов.
9. Понятия о плотности грунта.
10. Гранулометрические параметры грунтов.

**Ключевые слова:** грунт, структура, классификация, скальные и дисперсные грунты, число пластичности, влажность, плотность, гранулометрический состав.

## ГЛАВА II. НАПРЯЖЕННОЕ СОСТОЯНИЕ ОСНОВАНИЙ СООРУЖЕНИЙ И ГРУНТОВЫХ МАССИВОВ

### 2.1. Грунтовое полупространство и основание сооружений

Грунтовая толща, залегающая мощными пластами в пределах развитой коры выветривания, обычно подвергается нагрузке, размещенной на ограниченной площади. Поэтому допускается, что в передаче усилий внутри массива участвует значительная толща грунта, не ограниченная в своем распространении никакими реальными физическими границами. Этот массив можно представить как бесконечно распространенный объем, ограниченный сверху только горизонтальной плоскостью приложения внешней нагрузки от инженерного сооружения. Основанием для такого допущения является значительная толщина сложенной рыхлыми породами коры выветривания, во много раз превышающая глубину распространения фиксируемых напряжений от поверхностных нагрузок. Геометрическое представление о бесконечно распространенном объеме, ограниченном одной (в данном случае горизонтальной) плоскостью, разделяющей все пространство на две части, характеризуется термином «полупространство».

Нагрузка, передаваемая на единственную поверхность полупространства, может иметь любой характер. Фактически приходится иметь дело с такими постоянными нагрузками (фундаменты отдельных сооружений), которые имеют относительно малые размеры в плане.

Нагрузка, создаваемая сооружением, прикладывается, как правило, не к поверхности массива, а к некоторой глубине, соответствующей глубине заложения подошвы фундамента. В этом случае грунтовый массив можно рассматривать как полупространство, поверхность которого совпадает по уровню с подошвой фундамента и находится в пределах сооружения под действием нагруженного весом сооружения фундамента, а на остальной поверхности полупространства – весом грунта, лежащего выше подошвы фундамента.

Нагрузку, размещенную на поверхности полупространства за пределами фундамента, называют иногда пригрузкой.

Однако при постройке сооружения возникает давление, не только по подошве его фундамента. Давление от веса сооружения передается массиву грунта и распространяется в нем на значительную глубину от его поверхности. Под действием веса сооружения и нагрузок на него изменяются напряжения, которые были в грунте до постройки сооружения. Эти изменения происходят в локальной зоне массива грунта. Границей этой зоны является геометрическое место точек, в которых изменение напряжений настолько мало, что не вызывает практически ощутимого сжатия грунта. Основанием, в широком смысле этого слова, служит такая часть массива грунта, напряжения в которой изменяются от возводимого инженерного сооружения. К основанию относится не только часть

массива грунта под сооружением, но и часть за его боковыми гранями, а если имеются откосы, то и часть массива грунта за откосами.

Таким образом, *основанием* сооружения называется часть массива грунта, воспринимающая давление от сооружения, в отличие от несущей части сооружения, называемой *фундаментом* и служащей для передачи веса сооружения на грунт.

Естественное основание неоднородно и имеет разнообразное сложение вследствие непрерывного изменения условий отложения и формирования грунта. Механические свойства грунтов связаны с нагрузками, которые в геологическом прошлом влияли на их формирования. Они изменяются и далее с течением времени вследствие развивающихся естественно-геологических процессов, поэтому грунт, слагающий естественное основание, требует специального изучения для каждого крупного гражданского и транспортного сооружения. Таким образом, основание сооружений является частью или ограниченной зоной полупространства, которое может быть представлено грунтами различного генезиса, состава и состояния. Грунтовая толща может быть достаточно однородной или же, наоборот, иметь слоистое или еще более сложное инженерно-геологическое строение. Если в основании сооружения будет залегать скала, то ее поведение под весом возводимого сооружения будет существенно отличаться от поведения, например, слабых и легко сжимаемых торфяных грунтов в этих условиях.

При изучении грунтов большое значение имеют механические испытания образцов грунтов, слагающих строительную площадку.

Все искусственные основания (насыпь или намытая территория) не являются основаниями, а представляют собой инженерные сооружения, которые возведены в соответствии с заранее заданными требованиями к их качеству, прочности и размерам. Если на искусственной насыпи будет возведено сооружение, то насыпь будет для этого сооружения служить искусственным основанием.

Изменение напряжений в массиве грунта происходит неравномерно по глубине и в стороны от сооружений, в одних точках оно больше, в других – меньше. Оно также является причиной неравномерных деформаций грунта. Если напряжения в некоторых точках становятся больше напряжения, характеризующего прочность грунта, то в этих точках происходит разрушение основания.

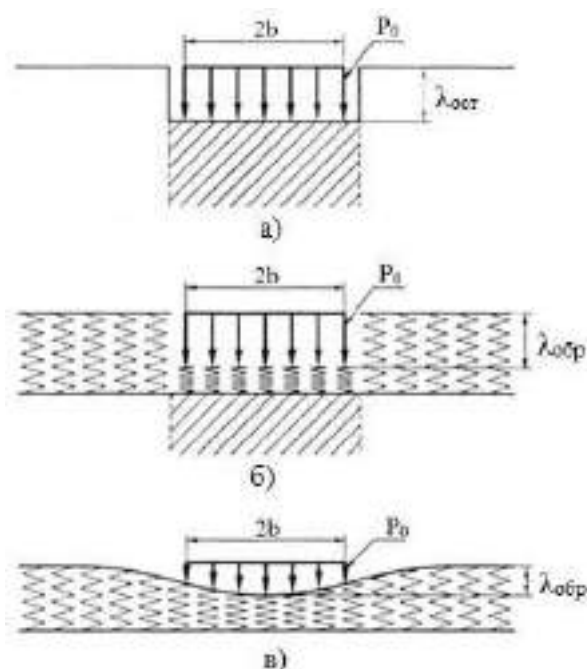
Представление о деформируемости грунтового массива как сплошного однородного полупространства было развито уже давно и лежит в основе целого ряда схем и гипотез, так или иначе описывающих возможный характер развития напряжений и деформаций грунтового полупространства под воздействием внешней нагрузки.

Так, в частности, Н.И.Фусс при исследовании в 1798 г. процесса движения колеса конной повозке по грунтовой поверхности и образование колеи исходил лишь из возможности местного, локального развития деформаций, затрагивающих только те области грунтового полупространства,

которые непосредственно находятся под нагруженной площадкой. При этом деформация полупространства (основания) носит не только локальный характер, но она оказывается к тому же и полностью необратимой, т. е. после снятия нагрузки  $P_0$  грунтовое основание не вернется в свое прежнее горизонтальное положение, а сохранит деформацию  $\lambda_{ост}$  и оставит видимый след, отпечаток от площадки нагружения (рис. 2.1, а). По такой схеме при нагружении ведут себя такие реальные грунтовые среды, как рыхлый, слабо уплотненный насыпной грунт, сниженная масса и др.

Эти представления были дополнены Э.Винклером допущением на возможность полного упругого восстановления деформаций основания при сохранении их локального характера. Винклер полагал, что грунтовое основание может быть представлено абсолютно упругим полупространством. Модель такой среды может послужить основанием, представленное системой ничем не связанных между собой пружин. Совершенно очевидно, что при их нагружении локальной нагрузкой деформации сжатия  $\lambda_{обр}$  будут испытывать только те пружины, которые окажутся непосредственно под площадкой нагружения (рис. 2.1, б).

Модель Винклера используется при расчете балок на упругом основании, расчет дорожных и аэродромных покрытий и т. п.



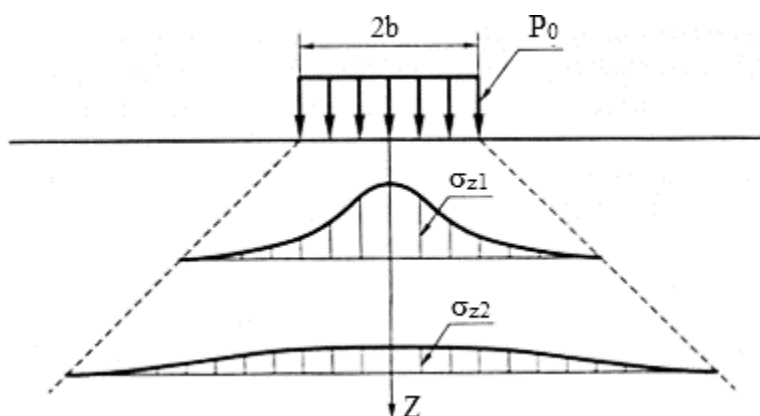
**Рис. 2.1. Деформация полупространства по различным гипотезам:**

- а) – деформация локальна и необратима (Н.И.Фусс); б) – деформация локальна и полностью обратима (Е.Винклер); в) – деформация не локальна и обратима (М.М.Филоненко-Бородич)

Дальнейшее свое развитие модель Фусса-Винклера получила в работах М.М.Филоненко-Бородич (1940 г.), который дополнительно ввел мембрану,

перекрывающую с поверхности упругие элементы и тем самым обеспечивающую включение в деформирование не только зоны под площадкой нагружения, но и прилегающие к ней области полупространства. В зависимости от соотношения жесткостей мембраны и основания поверхность полупространства принимает ту или иную плавно изогнутую форму (рис. 2.1, в). Полученная модель. Таким образом. По своим деформационным характеристикам в большей степени соответствует сплошному линейно- деформируемому полупространству, которое может быть представлено связными грунтами, обладающими развитыми силами межчастичного сцепления. При нулевой жесткости мембраны модель полностью соответствует исходной модели Фусса-Винклера.

Сохраняя идею Фишера об ограниченности деформированного объема полупространства и затухании напряжений и деформаций по глубине, сначала Г.И.Покровским (1923 г.), а затем И.И.Кандауровым (1959 г.) было показано, что при постоянной глубине характер развития напряжений в сыпучих зернистых средах подчиняется статическим закономерностям. В этом случае эпюры вертикальных напряжений на различных горизонтах описываются так называемым законом —нормального распределения. При этом —горб! эпюра вертикальных напряжений совпадает с центром загруженной площадки, но по мере удаления в глубь грунтового основания эпюр становится все более и более пологим (2.2).



**Рис. 2.2. Развитие вертикальных напряжений по глубине в соответствии с теорией зернистых сред (Г.И.Покровский, И.И.Кандауров)**

В 1885 г. Ж.В.Буссинеск, принимая грунтовое полупространство в качестве линейно-деформируемой среды, для которой связь между напряжениями и деформациями подчиняется закону Гука, впервые математически описал его напряженное состояние. При этом он исходил из предположения, что перемещение любой точки полупространства по направлению действия силы обратно пропорционально расстоянию этой точки от точки приложения силы. В дальнейшем О.К.Фрелихом (1934 г.) эта задача была решена на более широкой основе.

Математический аппарат и расчетные зависимости, полученные на основе теории упругости, оказываются более компактными и менее громоздкими, и поэтому в большинстве практических задач им отдается предпочтение. Весьма существенным элементом, упрощающим математическую сторону задачи, является предположение об однородности и изотропности грунтовой среды, слагающей полупространство.

## 2.2. Напряжения в грунтовом полупространстве от сосредоточенной силы для пространственной задачи

Решение Ж.В.Буссинеска о распределении напряжений в любой точке  $M(z, y, x)$  сплошного невесомого линейно деформируемого полупространства (рис. 2.3), находящегося под действием внешней сосредоточенной силы  $P$ , является базовым в теории развития напряженного состояния в грунтовых основаниях. В его основе лежит положение о том, что в произвольной точке  $M$  грунтового полупространства от действия приложенной на его поверхности сосредоточенной силы  $P$  (рис. 2.3) появляется радиальное напряжение  $\sigma_R$ , величина которого пропорциональна  $\cos\beta$  и обратно пропорциональна квадрату расстояния  $R^2$  от точки приложения сосредоточенной силы  $P$ , т.е.

$$\sigma_R = A \frac{\cos\beta}{R^2}, \quad (2.1)$$

где  $A$  – коэффициент, определяемой из условия равновесия и равный:

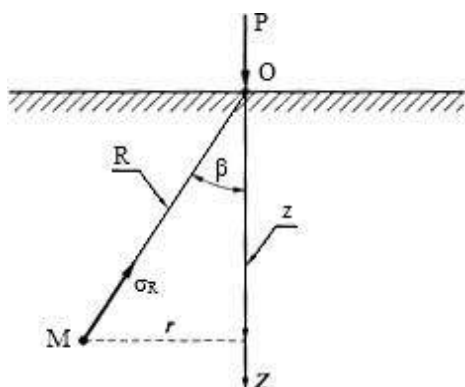


Рис. 2.3. Распределение напряжений при действии сосредоточенной силы в случае пространственной задачи

$$A = \frac{3P}{2\pi}. \quad (2.2)$$

После подстановки выражения (2.2) в формулу (2.1) имеем

$$\sigma_R = \frac{3P \cos\beta}{2\pi R^2}. \quad (2.3)$$



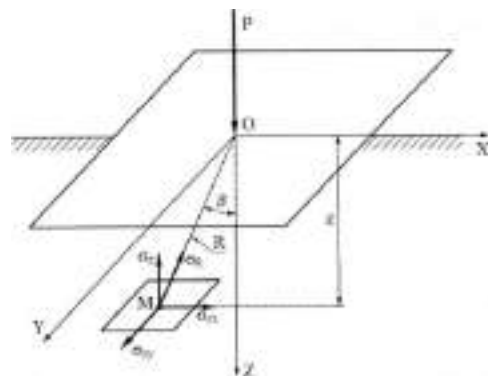
Проецируя далее  $\sigma_R$  из точки  $M (z, y, x)$  сначала на площадку, параллельную ограничивающей полупространство плоскости  $XOY$  (рис. 2.4), а затем на три направления, параллельные осями  $OZ$ ,  $OX$  и  $OY$ , получим соответствующие величины составляющих напряжений:

$$\sigma_Z = \frac{3P z^3}{2\pi R^5}; \quad (2.4)$$

$$\tau_{ZY} = \frac{3P yz^2}{2\pi R^5}; \quad (2.5)$$

$$\tau_{ZX} = \frac{3P xz^2}{2\pi R^5}. \quad (2.6)$$

Следует обратить особое внимание, что величины сжимающих  $\sigma_R$  и касательных  $\eta_{zy}$ ,  $\eta_{zx}$  напряжений, как видно из выражений (1.4) ... (1.6), не зависят от упругих характеристик среды полупространства. Однако это справедливо только для расчетных площадок, которые параллельны горизонтальной плоскости, ограничивающей полупространство (см. рис 2.4). Для других площадок, параллельных плоскостям  $XOZ$  и  $YOZ$ , а также в случае неоднородного грунтового основания все компоненты напряжений будут зависеть от коэффициента Пуассона  $\nu$  – отношения относительных поперечной и продольной деформаций элемента. Тогда дополнительно имеем:



**Рис.2.4. Радиальное напряжение в линейно деформируемом полупространстве от сосредоточенной силы P**

$$\sigma_y = \frac{3P}{2\pi R^5} \left[ \frac{1-2\nu}{3} \left( \frac{1}{R(R+z)} - \frac{(2R-z)y^2}{(R-z)^2 R^3} - \frac{z}{R^3} \right) \right];$$

$$\sigma_x = \frac{3P}{2\pi R^5} \left[ \frac{1-2\nu}{3} \left( \frac{1}{R(R+z)} - \frac{(2R-z)x^2}{(R-z)^2 R^3} - \frac{z}{R^3} \right) \right]; \quad (2.8)$$

$$\tau_{XY} = \frac{3P}{2\pi R^5} \left[ \frac{1-2\nu}{3} \frac{(2R+z)xy}{(R+z)^2 R^3} \right]; \quad (2.9)$$

Исследованиями Н.Н.Иванова (1926 г.) и О.К.Флериха (1938 г.) было установлено, что формулу (2.4) для вертикальных сжимающих напряжений можно представить в самом общем виде как:

$$\sigma_z = \frac{\lambda}{2\pi R} \frac{Pz^\lambda}{2+\lambda}; \quad (2.10)$$

где  $\lambda$  – коэффициент концентрации напряжений.

Физически коэффициент концентрации напряжений  $\lambda$  характеризует способность грунтовой среды с той или иной интенсивностью рассеивать вертикальные напряжения, возникающие в случае приложения внешней сосредоточенной вертикальной силы  $P$  к ее поверхности. Более высокие величины коэффициента  $\lambda$  способствуют своеобразному оттягиванию напряжений из боковых областей грунтового основания и их увеличению (концентрации) непосредственно на вертикальной линии действия внешней силы  $P$  (см. рис. 2.4). Коэффициент концентрации напряжений зависит от вида грунта и состояния его межчастичных связей. Грунты, обладающие прочными структурными связями, в первую очередь скальные или глинистые, имеют коэффициент концентрации, близкой к  $\lambda=3$ , т.е. к величине, которая входит в формулы Буссинеска (2.4) ... (2.6) и соответствует теории линейно деформируемых тел. Для сыпучих грунтов коэффициент концентрации  $\lambda=4... 6$ .

Положение точки  $M$  на рис. 2.3 полностью определяется ее глубиной  $z$  и расстоянием от оси  $OZ$ , поэтому формулу (2.4) часто представляют в виде

$$\sigma_z = K \frac{P}{z^2} \quad (2.11)$$

где

$$K = \frac{1}{3}$$

$$2\pi [1+(r/z)^2]^{5/2}$$

В целях упрощения расчетов по формуле (2.11) в табл. 2.1 приведены значения коэффициента  $K$  в зависимости от соответствующих отношений  $r/z$ . **Пример 2.1.** На поверхности грунтового массива приложена сосредоточенная сила  $P=0,6$  МН. Определить вертикальное напряжение в точке  $M$ , возникающее только от действия силы  $P$  без

учета собственной силы тяжести грунта. Точка  $M$  расположена на глубине 1,5 м от поверхности и на расстоянии 0,9 м в стороне от вертикальной линии действия силы.

**Решение.** Дано:  $z=1,5$  м;  $r=0,9$  м;  $r/z=0,9/1,5=0,6$ . Из табл. 2.1 по отношению  $r/z=0,6$  находим, что  $K=0,221$ . Тогда сжимающее напряжение в точке  $M$   $\sigma = 0,221(0,6/1,5^2) = 0,059$  МПа.

Если к поверхности полупространства приложено несколько сосредоточенных сил, то напряжение  $\sigma_z$  в расчетной точке  $M$ , расположенной на глубине  $z$ , может быть найдено суммированием напряжений, возникающих от действия каждой отдельной силы:

$$\sigma = K \frac{P_1}{z^2} + K \frac{P_2}{z^2} + K \frac{P_3}{z^2} + \dots \quad (2.12)$$

В инженерной практике давление на грунтовое основание от веса сооружения реализуется обычно не в точке, а через площадку, которая имеет то или иное очертание в плане в зависимости от вида инженерного сооружения.

Если передача нагрузки осуществляется через прямоугольную площадку, то в условиях объемной (пространственной) задачи обычно принимается, что ее длина не должна более чем в три раза превышать ее ширину. Возникающие в грунтовом основании напряжения находят путем интегрирования выражений (2.4) ... (2.6) по всей площадке нагружения. Однако чрезвычайная сложность, даже в случае равномерно распределенной нагрузки, получаемых при этом общих выражений для напряжений и деформаций затрудняет их практическое применение. Проще это делать с помощью специальных расчетных графиков или таблиц. Такие графики представлены на рис. 2.5 ... 2.7. с их помощью можно определить вертикальные  $\sigma_z$  и горизонтальные  $\sigma_x$  и  $\sigma_y$  нормальные напряжения в условиях загрузки грунтового основания равномерно распределенной нагрузкой интенсивностью  $P_0$ , приложенной в пределах прямоугольной площадки шириной  $2b$  и длиной  $2a$ . Эти графики составлены в относительных координатах и позволяют находить значения переходных коэффициентов  $\mu_z$ ,  $\nu_x$  и  $\varepsilon_y$  по следующим формулам:

$$\begin{aligned} \sigma_z &= \mu_z P_0; \\ \sigma_x &= \nu_x P_0; \\ \sigma_y &= \varepsilon_y P_0. \end{aligned} \quad (2.13)$$

Значения переходных коэффициентов  $\mu_z$ ,  $\nu_x$  и  $\varepsilon_y$  для определения напряжений  $\sigma_z$ ,  $\sigma_x$  и  $\sigma_y$  под центром загруженных площадок могут быть определены также по табл. 2.2 ... 2.4.

Приведенные таблицы и графики отвечают значению коэффициента Пуассона  $\nu=0,25$ , что вполне отвечает требуемой точности расчетов для подавляющего большинства практических задач за исключением очень слабых грунтовых оснований. Вертикальные напряжение  $\sigma_z$  в грунтовом основании на некоторой глубине под углом загруженного прямоугольного участка равняется

четверти вертикального напряжения, найденного под серединой этого участка на половинной глубине.

Таблица 2.1

**Значения коэффициента К**

$r/z$	$K$	$r/z$	$K$	$r/z$	$K$	$r/z$	$K$
0,00	0,478	0,58	0,231	1,16	0,067	1,74	0,015
0,02	0,477	0,60	0,221	1,18	0,054	1,76	0,014
0,04	0,476	0,62	0,212	1,20	0,051	1,78	0,014
0,06	0,473	0,64	0,193	1,22	0,049	1,80	0,013
0,08	0,470	0,66	0,185	1,24	0,047	1,82	0,012
0,10	0,466	0,68	0,176	1,26	0,044	1,84	0,012
0,12	0,461	0,70	0,168	1,28	0,042	1,86	0,011
0,14	0,455	0,72	0,160	1,30	0,040	1,88	0,011
0,16	0,448	0,74	0,153	1,32	0,038	1,90	0,011
0,18	0,441	0,76	0,146	1,34	0,037	1,92	0,010
0,20	0,433	0,78	0,139	1,36	0,035	2,00	0,009
0,22	0,424	0,80	0,132	1,38	0,033	2,10	0,007
0,24	0,415	0,82	0,126	1,40	0,032	2,20	0,006
0,26	0,405	0,84	0,120	1,42	0,030	2,30	0,005
0,28	0,395	0,86	0,114	1,44	0,029	2,40	0,004
0,30	0,385	0,88	0,108	1,46	0,028	2,50	0,003
0,32	0,374	0,90	0,103	1,48	0,026	2,60	0,003
0,34	0,363	0,92	0,098	1,50	0,025	2,70	0,002
0,36	0,352	0,94	0,093	1,52	0,024	3,00	0,002
0,38	0,341	0,96	0,089	1,54	0,023	3,50	0,001
0,40	0,329	0,98	0,084	1,56	0,022	4,00	0,000
0,42	0,318	1,00	0,080	1,58	0,021		
0,44	0,307	1,02	0,076	1,60	0,020		
0,46	0,296	1,04	0,073	1,62	0,019		
0,48	0,284	1,06	0,069	1,64	0,018		
0,50	0,273	1,08	0,066	1,66	0,018		
0,52	0,263	1,10	0,063	1,68	0,017		
0,54	0,252	1,12	0,060	1,70	0,016		
0,56	0,241	1,14	0,241	1,72	0,015		

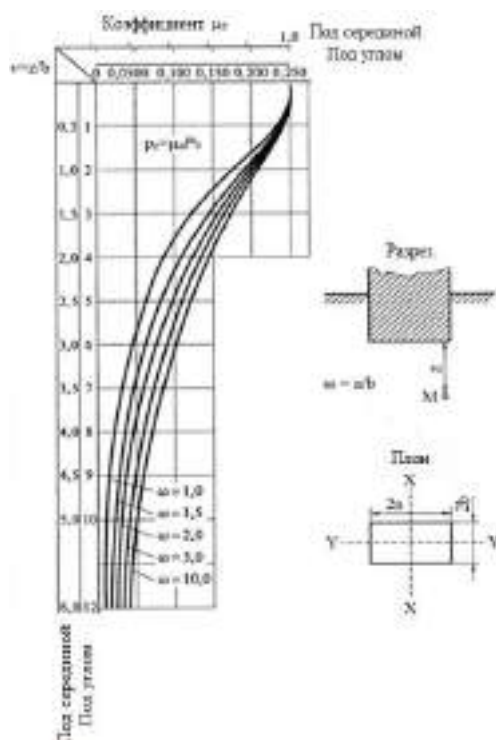


Рис. 2.5. График для определения вертикального нормального напряжения  $\sigma_z = \mu_z P_0$ . Равномерно распределенная нагрузка  $P_0$ . Пространственная задача

Таблица 2.2

Коэффициент  $\mu_z$  для определения  $\sigma_z$  под центром площадки

v	* $\omega$								
	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0...10
$\mu_z$									
0,5	0,94	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,96	0,96	0,96
1,0	0,71	0,77	0,78	0,80	0,81	0,82	0,82	0,82	0,82
1,5	0,49	0,58	0,63	0,66	0,66	0,66	0,67	0,67	0,67
2,0	0,34	0,43	0,48	0,52	0,54	0,54	0,55	0,55	0,55
3,0	0,18	0,26	0,30	0,35	0,35	0,38	0,39	0,40	0,40
4,0	0,10	0,16	0,19	0,24	0,27	0,28	0,29	0,30	0,30
5,0	0,07	0,11	0,13	0,16	0,20	0,21	0,23	0,23	0,24
7,0	0,04	0,06	0,07	0,10	0,12	0,14	0,15	0,16	0,17
10,0	0,01	0,03	0,04	0,05	0,07	0,08	0,09	0,11	0,11
15,0	0,00	0,01	0,02	0,02	0,03	0,04	0,05	0,05	0,06

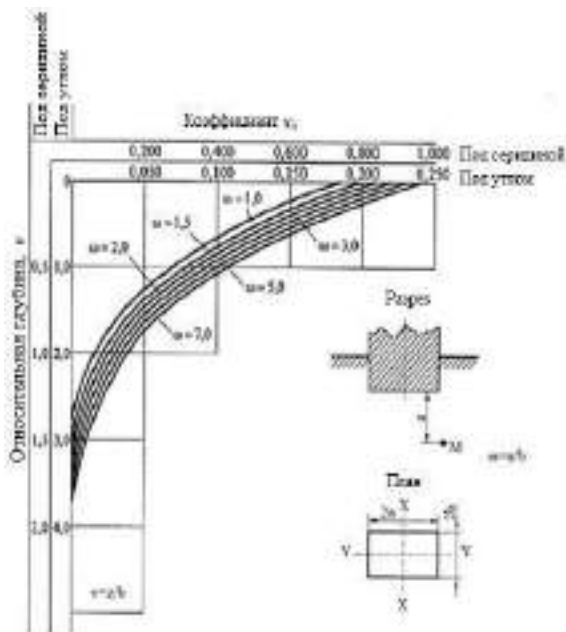
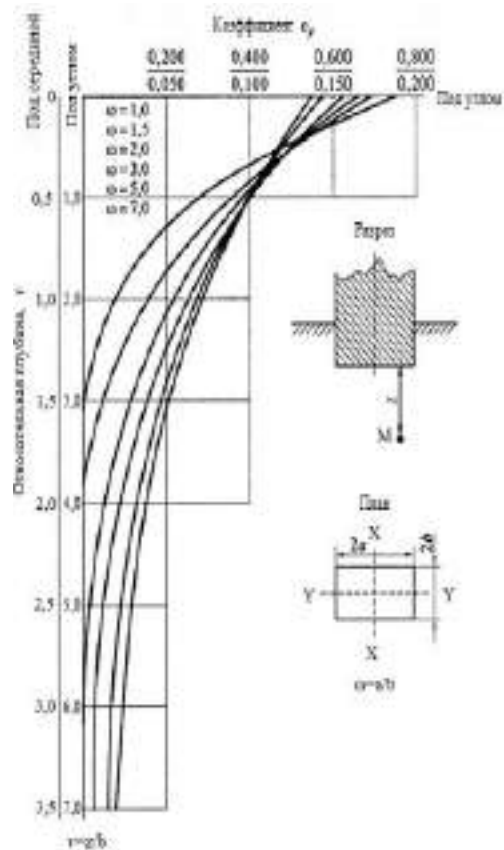


Рис. 2.6. График для определения горизонтального нормального напряжения  $\sigma_x = \nu_x P_0$ . Равномерно распределенная нагрузка  $P_0$ . Пространственная задача. Коэффициент Пуассона  $\nu = 0,25$

Таблица 2.3

Коэффициенты  $\nu_x$  для определения  $\sigma_x$  под центром площадки

$v$	$\omega$					
	1,0	1,5	2,0	3,0	5,0	7,0
$\nu_x$						
0,0	0,188	0,203	0,214	0,224	0,234	0,238
0,2	0,160	0,175	0,183	0,194	0,173	0,206
0,4	0,133	0,146	0,154	0,164	0,150	0,178
0,6	0,108	0,120	0,127	0,137	0,120	0,149
0,8	0,087	0,098	0,104	0,112	0,100	0,124
1,0	0,068	0,077	0,084	0,091	0,057	0,102
1,5	0,035	0,041	0,046	0,052	0,033	0,061
2,0	0,017	0,021	0,023	0,027	0,018	0,036
2,5	0,007	0,008	0,013	0,014	0,009	0,011
3,0	0,002	0,002	-	0,005	0,000	0,002
4,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000



**Рис. 2.7. График для определения второго горизонтального нормального напряжения  $\sigma_y = \epsilon_y P_0$ . Пространственная задача. Коэффициент Пуассона  $\nu = 0,25$**

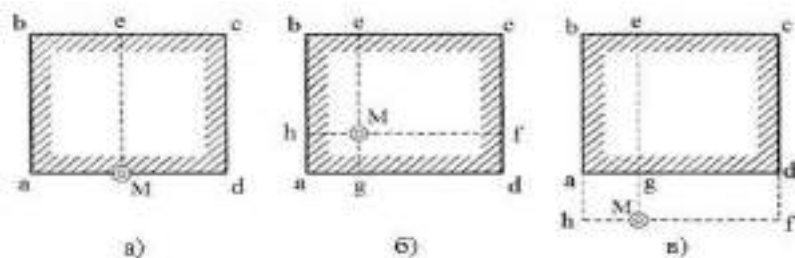
Кроме того, напряжение  $\sigma_z$  в любой точке основания с любыми произвольными координатами может быть найдено как сумма угловых напряжений для прямоугольников, сходящихся в данной точке и имеющих в ней общий угол. Метод угловых точек применяется тогда, когда площадка нагружения может быть без трудностей разбита на ряд прямоугольников (рис).

2.8, а, б). Если расчетная точка  $M$  находится вне контура площадки действия нагрузки (рис. 2.8, в), напряжение  $\sigma_z$  определяется как сумма угловых напряжений от действия нагрузки по прямоугольникам  $Mhbe$  и  $Mecf$ , взятых со знаком плюс, и угловых напряжений от действия нагрузки по прямоугольникам  $Mhag$  и  $Mgdf$ , взятых со знаком минус.

Таблица 2.4

**Коэффициенты  $\varepsilon_y$  для определения  $\sigma_y$  под центром площадки**

$\nu$	$\omega$					
	1,0	1,5	2,0	3,0	5,0	7,0
	$\varepsilon_y$					
0,0	0,188	0,172	0,162	0,151	0,141	0,136
0,2	0,160	0,154	0,148	0,140	0,132	0,128
0,4	0,133	0,136	0,134	0,129	0,123	0,120
0,6	0,108	0,119	0,120	0,119	0,114	0,112
0,8	0,087	0,103	0,108	0,109	0,106	0,104
1,0	0,068	0,088	0,096	0,100	0,098	0,098
1,5	0,035	0,059	0,072	0,079	0,082	0,081
2,0	0,017	0,037	0,049	0,062	0,067	0,068
2,5	0,007	0,022	0,036	0,048	0,054	0,060
3,0	0,002	0,013	0,026	0,037	0,044	0,050
4,0	0,000	0,000	0,010	0,022	0,034	0,038
6,0	0,000	0,000	0,001	0,008	0,018	0,023
10,0	0,000	0,000	0,000	0,002	0,005	0,009



**Рис. 2.8. Схема разбивки прямоугольной площадки загрузки при определении напряжений по методу угловых точек**

**Пример 2.2.** Определить величину вертикального напряжения  $\sigma_z$  в условиях объемной задвчи под углом площадки размером  $15 \times 15$  м на глубине  $22,5$  м от поверхности при удельной нагрузке  $P_0=0,5$  МПа.

**Решение.** Находим коэффициент, определяющий вытянутость площадки нагружения  $\omega=2a/2b=15/15=1$ . Определяем относительную глубину  $\nu=z/b=22,5/7,5=3,0$ . Далее по графику на рис. 2.5 используя внутренние шкалы,



при  $\nu=3,0$  и  $\omega=1$  находим значение коэффициента  $\mu_z=0,12$ . По формуле (2.13) получаем  $\sigma_z=\mu_z \cdot P_0=0,12 \cdot 0,5=0,06$  МПа.

Коэффициент  $\mu_z$  можно определить и по табл. 2.2. Для этого при  $\nu=3/2=1,5$  и  $\omega=1$  сначала находим значение  $\mu_z=0,49$  под центром площадки, а затем, взяв от него одну четверть, получим напряжение под углом  $\mu_z=0,49/4=0,123$ , т.е. получаем практически то же самое значение, что и ранее.

### 2.3. Напряжения в грунтовом полупространстве для плоской задачи

В механике грунтов плоская задача распределения напряжений возникает, когда внешняя нагрузка представляет собой загрузенную полосу бесконечной длины, параллельную координатной оси  $X$  и  $Y$ , вдоль которой характер нагрузки изменяется только по ее ширине, параллельной соответственно оси  $X$  или  $Y$ . Ось  $Z$  при этом направлена вниз, а оси  $X$  и  $Y$  расположены в горизонтальной плоскости, ограничивающей полупространство сверху (рис. 2.9). В этом случае напряжения, возникающие в массиве грунта от внешней нагрузки, параллельны плоскости  $XZ$  и векторы напряжений в точках, лежащих на перпендикуляре к этой плоскости, одинаковы по величине и направлению, т.е. не зависят от координаты  $Y$ . Плоская задача представляет значительный практический интерес для грунтовых оснований в случае вытянутых в плане линейных инженерных сооружений, таких как насыпи автомобильных и железных дорог, грунтовые основания дорожных одежд, подпорные стенки, ленточные фундаменты зданий и т.д.

В плоской задаче требуется определить две нормальные составляющие  $\sigma_z$  и  $\sigma_x$ , действующие по горизонтальной и вертикальной площадкам в точке  $M(z, x)$ , и одну касательную  $\tau_{zx}$ , т.е. три неизвестных переменных при заданной внешней нагрузке  $P(x)$ . Для определения трех неизвестных используют два уравнения равновесия и одно уравнение связи (совместимости) между напряжением и деформацией, полученное на основе закона Гука.

Уравнения равновесия будут иметь следующий вид:

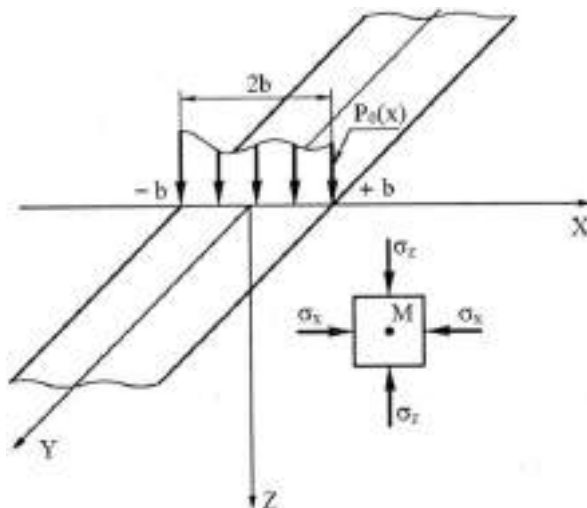


Рис. 2.9. Загружение полупространства произвольной нагрузкой по полосе бесконечной длины (плоская задача)

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{ZX}}{\partial x} + F_Z &= 0; \\ \frac{\partial \tau_{XZ}}{\partial z} + \frac{\partial \sigma_X}{\partial x} + F_X &= 0, \end{aligned} \quad (2.14)$$

где  $F_z$  и  $F_x$  – проекции объемных сил на оси  $Z$  и  $X$  соответственно.

Если объемной силой является только вес тела, то уравнение совместимости будет следующим:

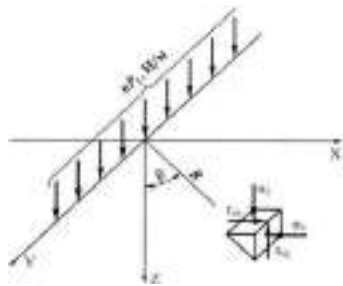
$$\frac{\partial^2}{\partial z^2}(\sigma_Z + \sigma_X) + \frac{\partial^2}{\partial x^2}(\sigma_Z + \sigma_X) = 0. \quad (2.15)$$

Распределенная по ширине полосы вертикальная внешняя нагрузка изменяется при этом по закону  $P=f(x)$  в пределах  $-b \leq x \leq b$  (см. рис. 2.9).

При оценке напряженного состояния грунтовых оснований, находящихся под действием произвольной полосовой нагрузки, обычно используется результат решения задачи Фламана (1892 г.) о распределении напряжений в линейно деформируемом грунтовом массиве при действии на него сосредоточенной погонной нагрузки (рис. 2.10). В соответствии с этим решением напряжения в произвольной точке основания:

$$\sigma_Z = \frac{2P \cos \beta}{\pi R}; \quad (2.16)$$

$$\sigma_X = \frac{2P \sin^2 \cos \beta}{\pi R}; \quad (2.17)$$



**Рис. 2.10. Загружение полупространства сосредоточенной погонной нагрузкой (задача Фламана)**

$$\tau_{ZX} = \tau_{XZ} = \frac{2P \sin \cos^2 \beta}{\pi R}, \quad (2.18)$$

где  $P_i$  – сосредоточенная сила на единицу длины,  $H/м$ .

Если поверхность грунта загружена произвольной сплошной полосовой нагрузкой интенсивностью  $P_o(x)$  по ширине  $2b$  и она следует за деформациями грунтового основания, т.е. является гибкой, нагрузка, приходящаяся на бесконечно малый элемент участка  $2b\delta\beta$  (рис. 2.11):

$$dP_o = P_o(x) \delta x.$$

Поскольку  $dx = \frac{R d\beta}{\cos \beta}$ , имеем  $dP_o = \frac{P_o(x) R d\beta}{\cos \beta}$

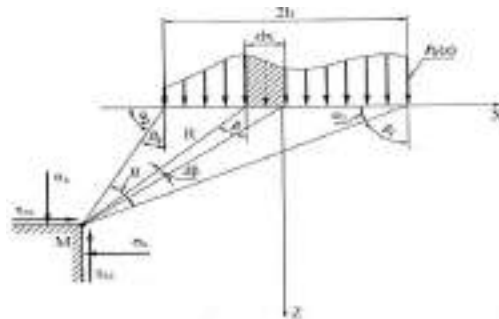
Если далее принять нагрузку  $dP_o$  за сосредоточенную, то после подстановке ее в формулы Фламана (2.16)...(1.18) и интегрирования их в пределах изменения угла  $\beta_1 \leq \beta \leq \beta_2$  расчетные формулы для напряжений в любой точке массива от действия сплошной полосовой нагрузки  $P_o(x)$  имеют следующий вид:

$$\sigma_z = \frac{2}{\pi} \int_{\beta_2}^{\beta_1} P_o(x) \cos^2 \beta d\beta; \quad (2.19)$$

$$\sigma_x = \frac{2}{\pi} \int_{\beta_2}^{\beta_1} P_o(x) \sin^2 \beta d\beta; \quad (2.20)$$

$$\tau_{xz} = \tau_{zx} = \frac{2}{\pi} \int_{\beta_2}^{\beta_1} P_o(x) \sin \beta \cos \beta d\beta. \quad (2.21)$$

$$\sigma_{zx} = \sigma_{xz} = \frac{2}{\pi} \int_{\beta_2}^{\beta_1} 0$$



**Рис. 2.11. Схема определения напряжений в основании при его загрузении произвольной сплошной нагрузкой (плоская задача)**

При  $P_o(x) = \text{const}$ , т.е. когда на поверхности грунта приложена полосовая равномерно распределенная нагрузка  $P_o$ , интегрирование выражений (2.19)...(2.21) существенно упрощается и приводит к следующим зависимостям:

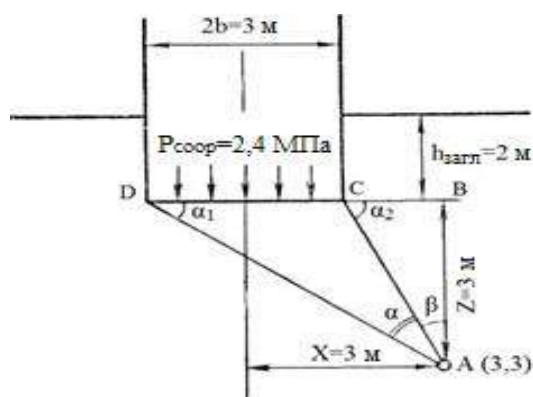
$$\sigma_z = \frac{P_0}{\pi} [\alpha - \sin \alpha \cos(\alpha + \alpha)]; \quad (2.22)$$

$$\sigma = \frac{P_0}{\pi} [\alpha + \sin\alpha \cos(\alpha + \alpha)]; \quad (2.23)$$

$$\tau_{ZX} = \tau_{XZ} = \frac{P_0}{\pi} [\alpha - \sin\alpha \cos(\alpha + \alpha)]; \quad (2.24)$$

**Пример 2.3.** Ленточный фундамент с глубиной заложения  $h_{залл}=2$  м передает на грунт основания равномерно распределенную нагрузку  $p_{соор}=2,4 \text{ кГ/см}^2 = 0,24 \text{ МПа}$ . Ширина фундамента  $2b=3$  м.

Определить значение вертикального  $\zeta_z$  и горизонтального  $\zeta_x$  нормального напряжений в точке А с координатами  $z=3$  м и  $x=3$  м (рис. 2.12).



**Рис. 2.12.** Расчетная схема к примеру 2.3

**Решение.** Значение нормальных вертикальных и горизонтальных напряжений  $\zeta_z$  и  $\zeta_x$  можно найти либо аналитически по формулам (2.22) и (2.23) или табл. 2.5 и 2.6.

Расчет по формулам (2.22), (2.23) производится в следующем порядке.

1. По координатам  $z=3$  м и  $x=3$  м наносим положение точки А (рис. 2.12).
2. Определяем значение угла видимости  $\alpha$  из двух прямоугольников ABD и ABC:

$$\begin{aligned} \operatorname{tg}(\alpha+\beta) &= BD/AB = 4,5/3 = 1,5; \quad \alpha+\beta = 56^\circ 30'; \quad \operatorname{tg}\beta = BC/AB = 1,5/3 = 0,5; \\ &\quad \beta = 26^\circ 30'; \\ \alpha &= (\alpha+\beta-\beta) = 56^\circ 30' - 26^\circ 30' = 30^\circ. \end{aligned}$$

3. Находим значения углов  $\alpha_1$  и  $\alpha_2$ . Как видно из рис. 2.12, они являются дополнительными к углам  $\alpha$  и  $\beta$ , равным:

$$\alpha = 30^\circ; \quad \beta = 26^\circ 30'.$$

Следовательно,

$$\alpha_1 = 90^\circ - (\alpha + \beta) = 90^\circ - 56^\circ 30' = 33^\circ 30';$$

$$\alpha_2 = 90^\circ - \beta = 90^\circ - 26^\circ 30' = 63^\circ 30'.$$

4. Определяют расчетное значение нагрузки от сооружения  $p_0$ :  $p_0 = p_{соор} -$

$$h_{заг} \rho_w = 2,4 - 2 \cdot 2 \cdot 0,1 = 2,0 \text{ кг/см}^2 = 20 \text{ кН/м}^2.$$

где 0,1 – переходный коэффициент от размерности  $т/м^2$  к  $кг/см^2$ .

5. Определяется значения нормальных напряжений по формулам (2.22), (2.23):

$$\sigma_Z = \frac{p_0}{\pi} [\alpha - \sin \alpha \cos(\alpha + \alpha_2)] = \frac{2}{1} [0,52 - \sin 30^\circ \cos(33^\circ 30' + 63^\circ 30')] = 3,14$$

$$= \frac{2}{3,14} [0,52 - 0,50(-0,12)] = 0,37 \text{ кг/см}^2 = 3,7 \text{ кН/м}^2.$$

$$\sigma_X = \frac{p_0}{\pi} [\alpha + \sin \alpha \cos(\alpha + \alpha_2)] =$$

$$= \frac{2}{3,14} [0,52 + 0,50(-0,12)] = 0,29 \text{ кг/см}^2 = 2,9 \text{ кН/м}^2.$$

Решение с помощью таблиц или графиков производится следующим способом:

а) определяются относительные координаты:

$$v = z/b = 3/1,5 = 2; \quad d = x/b = 3/1,5 = 2;$$

б) По табл. 2.5 и 2.6 или рис. 2.13,  $a$ ,  $b$  находят значения переходных коэффициентов  $\mu$  и  $\nu$  для  $v=2$  и  $d=2$ :

Таблица 2.5

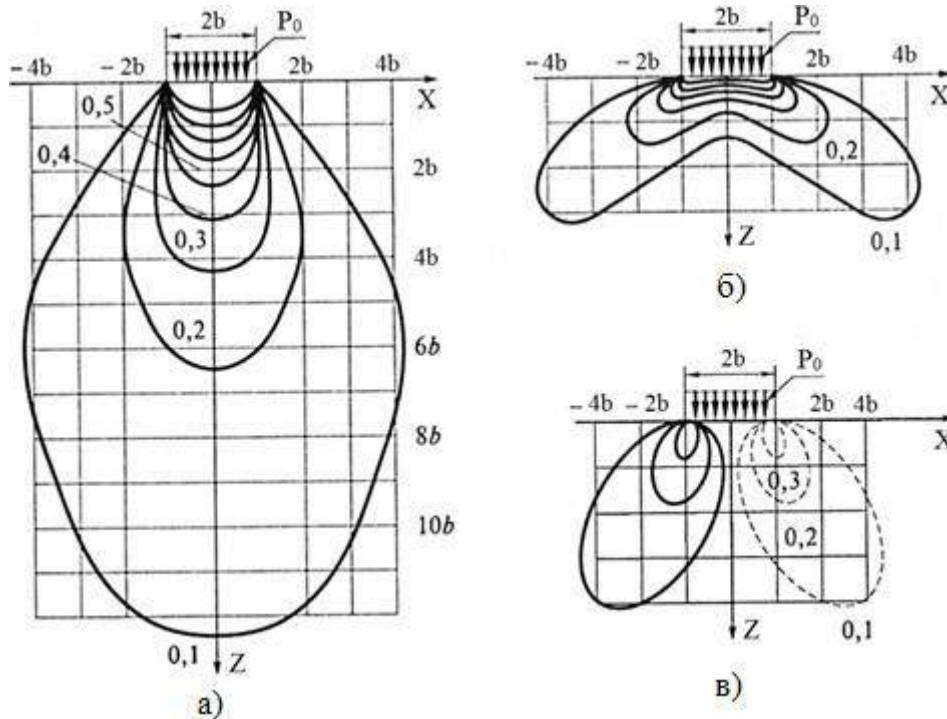
Значения вертикальных нормальных напряжений  $\sigma_z$  в долях от вертикальной равномерно распределенной нагрузки  $p_0$ .  
Плоская задача

$\nu$	$D$											
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,5	0,7	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0	5,0
	$\mu_z$											
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	Неопре.	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,1	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,500	0,002	0,000	0,000	0,000	0,000
0,2	0,998	0,996	0,996	0,996	0,989	0,961	0,499	0,010	0,005	0,000	0,000	0,000
0,3	0,993	0,998	0,987	0,985	0,966	0,910	0,498	0,030	0,005	0,001	0,000	0,000
0,5	0,960	0,960	0,954	0,942	0,907	0,808	0,496	0,090	0,019	0,002	0,001	0,000
0,7	0,906	0,905	0,900	0,887	0,830	0,732	0,489	0,148	0,012	0,005	0,004	0,001
1,0	0,822	0,820	0,815	0,807	0,728	0,651	0,479	0,218	0,084	0,017	0,005	0,003
1,5	0,670	0,666	0,661	0,647	0,607	0,552	0,449	0,262	0,145	0,050	0,015	0,007
2,0	0,540	0,540	0,543	0,535	0,511	0,475	0,409	0,288	0,185	0,071	0,029	0,013
3,0	0,397	0,395	0,395	0,389	0,379	0,354	0,334	0,273	0,211	0,114	0,059	0,032
4,0	0,306	0,305	0,304	0,303	0,292	0,291	0,275	0,243	0,205	0,134	0,083	0,051
5,0	0,242	0,242	0,242	0,241	0,239	0,237	0,231	0,215	0,188	0,140	0,094	0,065

Таблица 2.6

Значение горизонтальных нормальных напряжений  $\sigma_x$  в долях от вертикальной равномерно распределенной нагрузки  $P_0$ .  
Горизонтальная равномерно распределенная нагрузка  $q_0$ , Значение касательных напряжений  $\tau_{z,x}/q_0$

$\nu$	$D$											
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,5	0,7	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0	5,0
	$\nu_x$											
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	Неопре.	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,1	0,972	0,872	0,871	0,864	0,835	0,774	0,468	0,123	0,042	0,015	0,009	0,006
0,2	0,754	0,750	0,742	0,736	0,685	0,593	0,437	0,190	0,079	0,030	0,016	0,016
0,3	0,643	0,643	0,618	0,615	0,564	0,482	0,405	0,238	0,117	0,047	0,027	0,015
0,5	0,450	0,448	0,440	0,462	0,399	0,356	0,348	0,286	0,171	0,074	0,041	0,026
0,7	0,314	0,309	0,305	0,301	0,286	0,276	0,291	0,284	0,200	0,096	0,054	0,034
1,0	0,134	0,186	0,191	0,199	0,178	0,195	0,225	0,224	0,211	0,122	0,074	0,049
1,5	0,080	0,081	0,081	0,087	0,097	0,114	0,143	0,180	0,185	0,145	0,097	0,068
2,0	0,042	0,042	0,043	0,045	0,055	0,067	0,089	0,123	0,145	0,135	0,103	0,077
3,0	0,016	0,013	0,013	0,017	0,021	0,028	0,040	0,063	0,084	0,102	0,097	0,083
4,0	0,006	0,006	0,006	0,007	0,010	0,013	0,021	0,033	0,049	0,071	0,078	0,075
5,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,002	0,004	0,011	0,020	0,030	0,048	0,062	0,053



**Рис. 2.13. Кривые равных напряжений:**

а) – вертикальных  $\zeta_z$ ; б) – горизонтальных  $\zeta_x$ ; в) – касательных  $\eta_{xz}$   $\mu=0,185$ ;

$$\nu=0,145;$$

в) находят значения  $\zeta_z$  и  $\zeta_x$ :

$$\zeta_z = \mu p_0 = 2 \cdot 0,185 = 0,37 \text{ кг/см}^2 = 3,7 \text{ кН/м}^3;$$

$$\zeta_x = \nu p_0 = 2 \cdot 0,145 = 0,29 \text{ кг/см}^2 = 2,9 \text{ кН/м}^3.$$

**Пример 2.4.** Определить нормальное вертикальное напряжение  $\zeta_z$  в точке  $A$  с координатами  $z=2$  м,  $x=1$  м от совместного действия равномерно распределенных вертикальной и горизонтальной  $q_0$  нагрузок. Ширина ленточного фундамента  $2b=2$  м,  $p_0=2$  кг/см<sup>2</sup>=0,2 МПа,  $q_0=1$  кг/см<sup>2</sup>=0,1 МПа.

**Решение 1.** Определяем относительные координаты:

$$\nu = z/b = 2/1 = 2; \quad d = x/b = 1/1 = 1.$$

2. По табл. 2.5 находим значение переходного коэффициента  $\mu_1$  для нормальной нагрузки  $p_0$  при  $\nu=2$  и  $d=1$ :

$$\mu_1 = 0,409.$$

3. Определяем значение  $\zeta'$  равномерно распределенной вертикальной нагрузки  $p_0$  по формуле (2.13):

$$\zeta'_z = \mu_1 p_0 = 0,409 \cdot 2 = 0,82 \text{ кг/см}^2 = 0,082 \text{ МПа}.$$

4. По табл. 2.7 находим значение переходного коэффициента  $\mu_2$  при  $\nu=2$  и  $d=1$  для равномерно распределенной горизонтальной нагрузке  $q_0$ :

$$\mu_2 = 0,159.$$



5. Определяем значение  $\zeta''_z$  от равномерно распределенной горизонтальной нагрузки  $q_0$ :

$$\zeta''_z = \mu_2 p_0 = 0,159 \cdot 1 = 0,16 \text{ кг/см}^2 = 0,016 \text{ МПа.}$$

6. Искомое значение  $\zeta_z$  в точке  $A$  будет равно:

$$\zeta_z = \zeta'_z + \zeta''_z = 0,82 + 0,16 = 0,98 \text{ кг/см}^2 = 0,098 \text{ МПа.}$$

Таблица 2.7

**Плоская задача. Вертикальная равномерно распределенная нагрузка  $p_0$ . Значения касательных напряжений  $\tau_{zx}/p_0$ . Горизонтальная равномерно распределенная нагрузка  $q_0$ . Значения вертикальных нормальных напряжений  $\sigma_z/q_0$**

v	D						
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,5	0,7	1,0
μ <sub>1</sub>							
0,0	0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,318
0,1	0,0	0,001	0,003	0,005	0,011	0,030	0,316
0,2	0,0	0,005	0,009	0,016	0,038	0,092	0,314
0,3	0,0	0,009	0,022	0,034	0,072	0,150	0,312
0,5	0,0	0,020	0,042	0,066	0,127	0,209	0,300
0,7	0,0	0,027	0,057	0,088	0,154	0,222	0,284
1,0	0,0	0,031	0,064	0,096	0,159	0,210	0,255
1,5	0,0	0,027	0,054	0,087	0,127	0,167	0,203
2,0	0,0	0,020	0,040	0,060	0,096	0,126	0,159
3,0	0,0	0,011	0,023	0,031	0,055	0,080	0,098
4,0	0,0	0,007	0,014	0,020	0,034	0,047	0,064
5,0	0,0	0,005	0,009	0,014	0,023	0,031	0,043

**Пример 2.5.** Ленточный фундамент шириной  $2b=4$  м и заглубление  $h_{загл}=1,5$  м передает нагрузку на основание  $p_0=1$  кг/см<sup>2</sup>=0,1 МПа.

Построить эпюру распределения напряжений  $\zeta_z$  по горизонтали в уровне  $z=2$  м от подошвы фундамента и по вертикали по оси фундамента.

**Решение.** 1. Для построения эпюры распределения напряжений  $\zeta_z$  по горизонтали определим значения нормальных напряжений  $\zeta_z$  для точек, лежащих в уровне  $z=2$  м от подошвы фундамента и, следовательно, имеюих постоянную условную ординату

$$v=z/b=2/2=1=const.$$

По формуле (2.13) определим значение  $p_z$  для точек по оси фундамента, когда  $x=0$  и  $d=x/b=0$ .

Согласно табл. 2.5 значение коэффициента  $\mu$  для  $v=1$  и  $d=0$  будет равно  $\mu=0,82$ . Тогда:

$$\zeta_z = \mu p_0 = 0,82 \cdot 1 = 0,82 \text{ кг/см}^2 = 0,082 \text{ МПа}$$

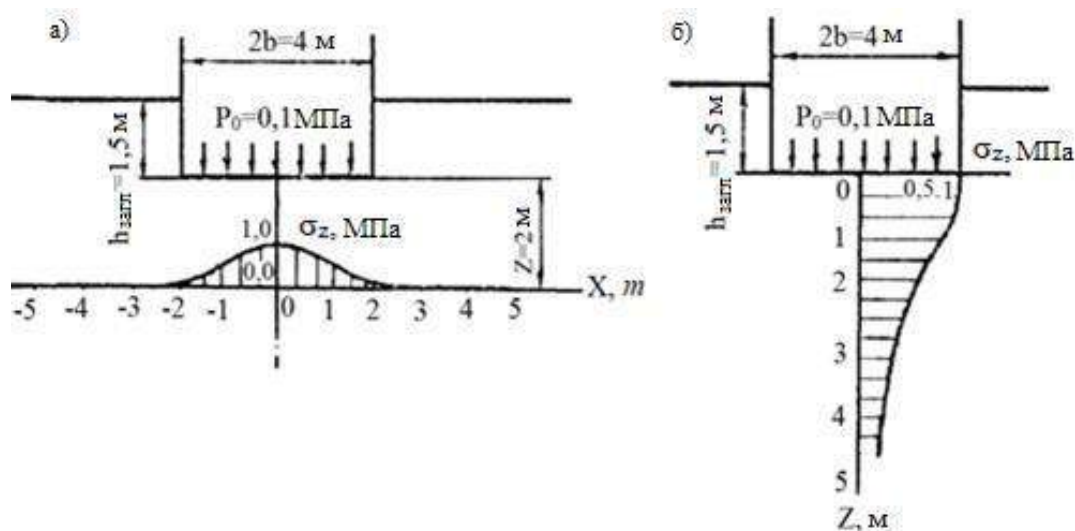
и так для каждой последующей точки.

Рассчитанные таким образом значения  $\zeta_z$  сведены в табл. 2.8, а построенная по этим данным эпюра распределения напряжений показана на рис. 2.14, а.

2. Для построения эпюры распределения нормальных напряжений по вертикали по оси фундамента определим значения  $\zeta_z$  для точек, лежащих на прямой по оси фундамента и, следовательно, имеющих постоянную ординату  $x=0$  и  $d=x/b=0$ .

Таблица 2.8

$d=x/b$	0,0	0,5	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0	5,0
$M$	0,82	0,73	0,48	0,22	0,08	0,02	0,01	0,00
$\zeta_z = \mu p_0$ , кг/см <sup>2</sup>	0,82	0,73	0,48	0,22	0,08	0,02	0,01	0,00



**Рис. 2.14. Эпюра распределения вертикальных нормальных напряжений:**

а) в уровне  $z=2$  м; б) по оси фундамента

Определим по формуле (2.13) значение нормального напряжения для точки, расположенной, например, на глубине  $z=1$  м от подошвы фундамента.

Условные ординаты этой точки будут равны

$$v=z/b=1/2=0,5; d=0.$$

Согласно табл. 2.5 для указанных координат значение коэффициента  $\mu=0,96$ . Тогда значение нормального напряжения в этой точке будет равно:

$$\zeta_z = \mu p_0 = 0,96 \cdot 1 = 0,96 \text{ кг/см}^2 = 0,096 \text{ МПа}$$

и так для каждой последующей точки.

Рассчитанные таким образом значения  $\zeta_z$  сведены в табл. 2.9, а построенная по этим данным эпюра распределения напряжений показана на рис. 2.14, б.

Таблица 2.9

$v=z/b$	0,0	0,5	0,7	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0	5,0
$M$	1,0	0,96	0,91	0,82	0,67	0,54	0,40	0,31	0,24
$\zeta_z = \mu p_0,$ $\text{кг/см}^2$	1,00	0,96	0,91	0,82	0,67	0,54	0,40	0,31	0,24

Напряженное состояние грунтового основания в любой его точке (кроме полученных зависимости (2.22), (2.23)) может быть полностью описано совокупностью двух взаимно-перпендикулярных по направлению действия *главных* (наибольшего и наименьшего) нормальных напряжений  $\sigma_1$  и  $\sigma_2$ . Формулы для расчета главных напряжений (Мичелл, 1902 г.) имеют следующий вид:

$$\sigma_1 = \frac{p_0}{1} (\alpha + \sin \alpha); \quad (2.25)$$

$$\sigma_2 = \frac{p_0}{2} (\alpha - \sin \alpha); \quad (2.26)$$

Направление действия большего главного напряжения  $\sigma_1$  совпадает с биссектрисой угла *видимости*  $\alpha$ , т.е. угла, под которым площадка нагружения видна наблюдателю из любой расчетной точки (см. рис. 2.11). Взаимосвязь главных напряжений  $\sigma_1$  и  $\sigma_2$  с нормальными напряжениями  $\sigma_z$  и  $\sigma_x$  осуществляется по формулам

$$\sigma_1 + \sigma_2 = \sigma_z + \sigma_x; \quad (2.27)$$

$$\sigma_1 \sigma_2 = \sigma_z \sigma_x - \eta^2_{zx}. \quad (2.28)$$

Формулы (2.27) и (2.28) являются инвариантами плоского поля напряжений, т.е. которые не зависят от выбранной системы координат.

Напряженное состояние грунтового основания наглядно может быть отображено с помощью эллипса напряжений, построенного на напряжениях, как на своих полуосях (рис. 2.15). Его большая полуось по направлению совпадает с направлением биссектрисы угла *видимости*  $\alpha$ , а центр эллипса

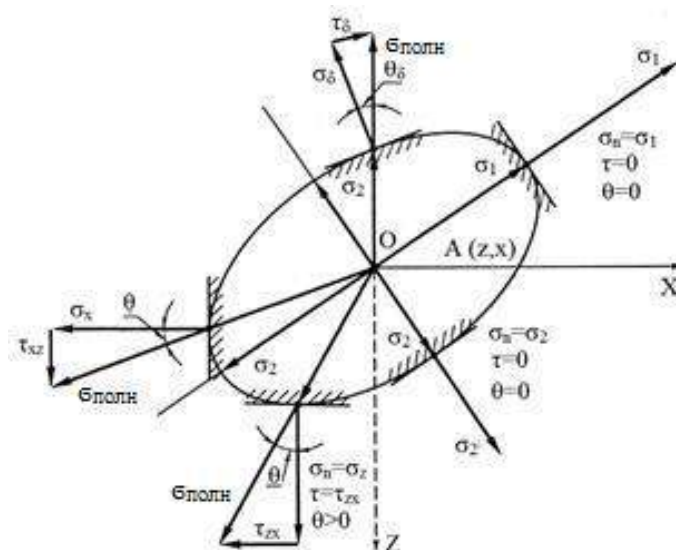
располагается в произвольной расчетной точке  $A(z, x)$ , напряженное состояние которой рассматривается. В целом эллипс напряжений описывает всю совокупность полных напряжений  $\sigma_{полн}$ , действующих по всему бесконечному множеству площадок в точке  $A(z, x)$ . При этом соблюдается условие:

$$\sigma_1 \geq \sigma_{полн} \geq \sigma_2. \quad (2.29)$$

Если расчетные площадки оказываются перпендикулярными к направлению действия главных напряжений, то в этом случае полные напряжения  $\sigma_{полн}$  будут соответственно равными  $\sigma_1$  и  $\sigma_2$ . На всех других площадках векторы полных напряжений  $\sigma_{полн}$  будут отклоняться от нормали к площадкам на величину того или иного угла отклонения  $\theta$  (см. рис. 2.15). При этом полное напряжение  $\sigma_{полн}$  может быть разложено на две составляющие: нормальную  $\sigma_\delta$  и касательную  $\eta_\delta$ :

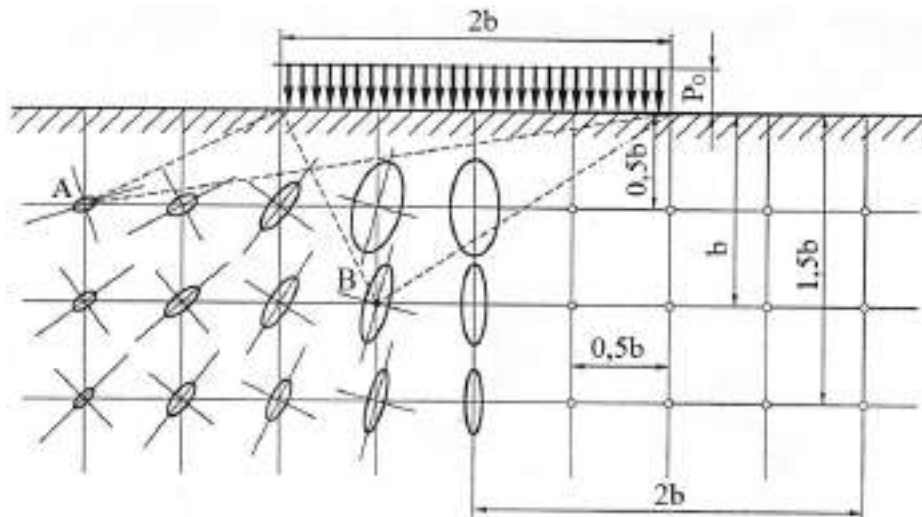
$$\sigma_\delta = \sigma_{полн} \cos \theta; \quad (2.30)$$

$$\eta_\delta = \sigma_{полн} \sin \theta. \quad (2.31)$$



**Рис. 2.15 Эллипс напряжений**

Эллипсы напряжения, построенные для ряда точек, позволяют наглядно представить, как качественно (ориентация эллипсов) и количественно (размер эллипсов) изменяется характер напряженного состояния грунтового основания, в частности под равномерно распределенной нагрузкой (рис. 2.16), по мере перемещения точек от оси действия нагрузки и в глубину основания.

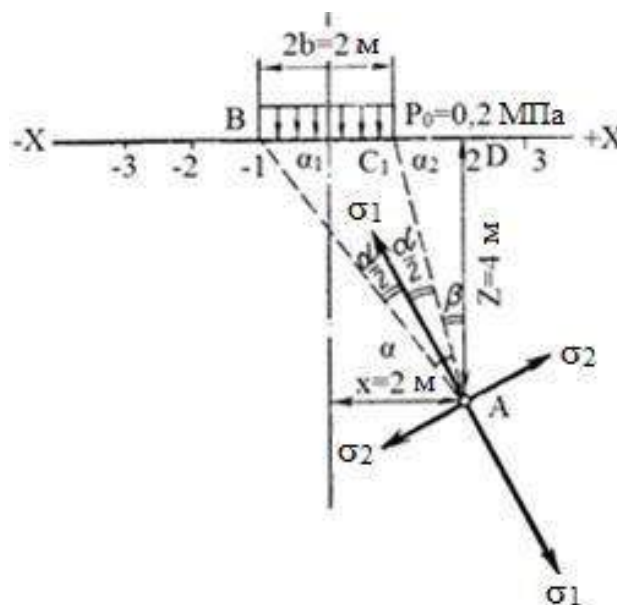


**Рис. 2.16.** Эллипсы напряжений при нагружении основания равномерно распределенной нагрузкой  $P_0$

**Пример 2.6.** Поверхность земли нагружена полосообразной равномерно распределенной нагрузкой с интенсивностью  $p_0=2 \text{ кг/см}^2=0,2 \text{ МПа}$ . Ширина полосы загрузки  $2b=2 \text{ м}$ . Определить величину и направление действия главных напряжений  $\zeta_1$  и  $\zeta_2$  в точке  $A$  с координатами  $x=2 \text{ м}$ ,  $z=4 \text{ м}$ .

аниылаш керак.

**Решение.** 1. По координатам наносим положение точки  $A$  (рис. 30).



**Рис. 2.17.** Схема к решению примера 2.6.

2. Определяем значение угла видимости  $\alpha$  из двух треугольников:  $ABD$  и  $ACD$ .

$$\operatorname{tg}(\alpha + \beta) = \frac{3}{4} = 0,749; \quad \alpha + \beta = 36^\circ 50';$$

$$\operatorname{tg}\beta = 1/4 = 0,25; \quad \beta = 14^\circ;$$

$$\alpha = (\alpha + \beta) - \beta = 36^\circ 50' - 14^\circ = 22^\circ 50'.$$

Значение угла  $\alpha$  в радианах равно:

$$\operatorname{arc}\alpha^o = \frac{3,14 \cdot 22^\circ 50'}{180^\circ} = 0,399.$$

3. По формулам (2.25), (2.26) определяем значения главных напряжений.

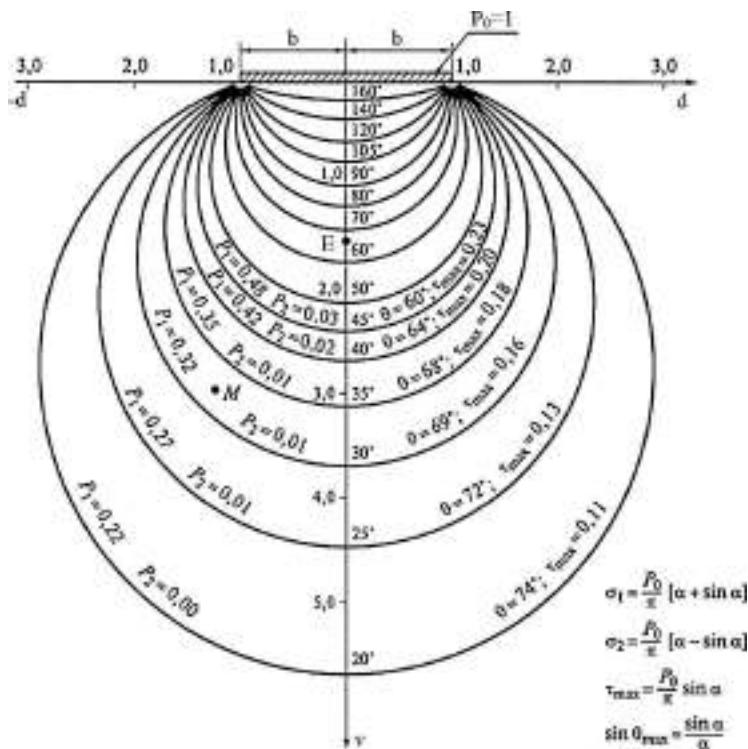
$$\sigma_1 = \frac{P_0}{\pi} (\alpha + \sin\alpha) = \frac{2}{3,14} (0,399 + 0,388) = 0,5 \text{ кг / см}^2 = 0,05 \text{ МПа}.$$

$$\sigma_2 = \frac{P_0}{\pi} (\alpha - \sin\alpha) = \frac{2}{3,14} (0,399 - 0,388) = 0,01 \text{ кг / см}^2 = 0,001 \text{ МПа}.$$

Эти же значения главных напряжений можно получить либо рис. 2.18, либо табл. 2.10.

4. В первом случае значения главных напряжений проще всего определяются через относительные координаты  $v$  и  $d$ . Она ложится между кругов равных напряжений с углами видимости  $\alpha = 20^\circ$  и  $25^\circ$ . По интерполяции находим, что  $\alpha = 23^\circ$ .

Точно также по интерполяции находим значения переходных коэффициентов  $\mu$  и  $\nu$  к формулам (2.13): для определения главных напряжений  $\zeta_1$  и  $\zeta_2$ : при  $\alpha_1 = 20^\circ$  значения  $\mu_1 = 0,23$  и  $\nu_1 = 0,00$ ; при  $\alpha_2 = 25^\circ$  значения  $\mu_2 = 0,27$  и  $\nu_2 = 0,01$ .



**Рис. 2.18. График кругов равных напряжений  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$ ,  $\tau_{\max}$  и максимального угла отклонения в относительной системе координат**

Следовательно, значения  $\mu$  и  $\nu$  для  $\alpha=23^\circ$  следующие:

$$\mu \equiv \frac{0,27 - 0,23}{5^\circ} \cdot 3^\circ + 0,23 = 0,25;$$

$$\nu \equiv \frac{0,01 - 0,00}{5^\circ} \cdot 3^\circ + 0,00 = 0,006.$$

Тогда согласно формулам (2.13) получим  $\zeta_1=0,25 \cdot 2=0,5 \text{ кг/см}^2=0,05 \text{ МПа}$ ,  $\zeta_2=0,006 \cdot 2=0,01 \text{ кг/см}^2=0,001 \text{ МПа}$ .

5. Зная величину угла видимости  $\alpha$  из рис. 2.18 можно определить переходных коэффициентов  $\mu$  и  $\nu$ , по формулам (2.13) значения главных напряжений  $\zeta_1$  и  $\zeta_2$ .

Ход решения совершенно такой же, как и в случае определения главных напряжений по рис. 2.17.

6. Направление главных напряжений определяется углом видимости  $\alpha$ : большее главное напряжение  $\zeta_1$  направлено по биссектрисе угла  $\alpha$ , меньшее  $\zeta_2$  – перпендикулярно ему, рис.2.17.

Таблица 2.10

Главные напряжения  $\sigma_1$  и  $\sigma_2$ , максимальные касательные напряжения  $\tau_{max}$  и углы наибольшего отклонения  $\theta_{max}$  как функции углов видимости  $\alpha$  для равномерно распределенной нагрузки  $p_o$  в условиях плоской задачи

$\alpha^{\circ}$	$\mu=n_1/n_o$	$\nu=n_2/n_o$	$\varepsilon=\eta_{max}/n_o$	$\theta_{max}^{\circ}$
0	0,00	0,00	0,00	90
20	0,23	0,00	0,11	74
25	0,27	0,01	0,15	72
30	0,32	0,01	0,16	69
35	0,35	0,01	0,18	68
40	0,42	0,02	0,20	64
45	0,48	0,03	0,23	60
50	0,52	0,04	0,24	58
55	0,57	0,05	0,26	52
60	0,61	0,06	0,28	54
65	0,65	0,07	0,29	51
70	0,69	0,09	0,30	49
75	0,72	0,10	0,31	47
80	0,76	0,13	0,31	45
85	0,79	0,15	0,32	42
90	0,82	0,18	0,32	40
95	0,85	0,21	0,32	37
100	0,87	0,24	0,31	35
105	0,90	0,28	0,31	32
110	0,91	0,31	0,30	30
115	0,93	0,35	0,29	27
120	0,94	0,39	0,28	24
125	0,96	0,43	0,26	22
130	0,97	0,48	0,24	20
135	0,97	0,52	0,23	17
140	0,98	0,58	0,20	15
145	0,98	0,64	0,18	13
150	0,99	0,67	0,16	11
155	0,99	0,72	0,15	9
160	1,00	0,78	0,11	7

**Пример 2.7.** Дамба, имеющая ширину по основанию  $2b=36$  м, ширину по верху 3 м и заложение откоса 1:1,5, имеет объемный вес грунта  $\rho_w=2,0$



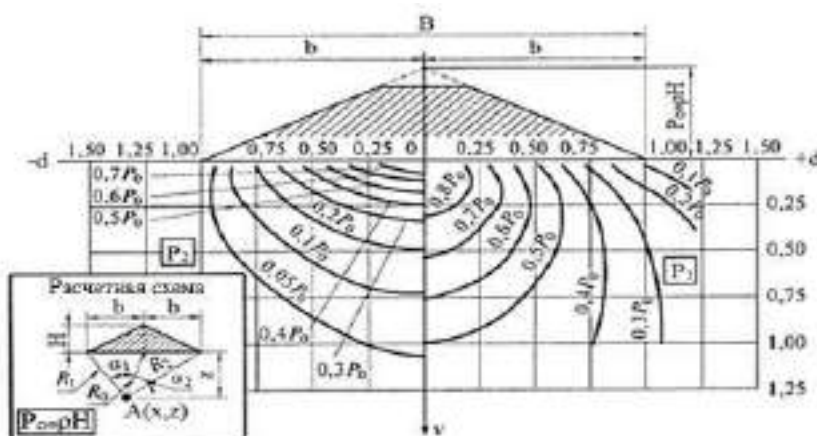
$t/m^3=20 \text{ кН/м}^3$ . Определить значение главных напряжений в точке  $A$  по оси дамбы на глубине 13,5 м от ее подошвы.

**Решение.** 1. Определяем относительные координаты точки  $A$ . Поскольку рассматриваемая точка находится на оси дамбы, то

$$x=0; \quad d=x/b=0/18=0;$$

$$v=z/b=13,5/8=0,75.$$

2. По указанным относительным координатам определяют значение главных напряжений в точке  $A$  по рис. 2.19. При  $v=0,75$  и  $d=0$  значение главных напряжений следующее:  $\zeta_1=0,6p_0$  и  $\zeta_2=0,1p_0$  (где  $p_0$  – нагрузка, передаваемая насыпью на поверхность земли).



**Рис. 2.19. Кривые равных главных  $\sigma_1$  и  $\sigma_2$  нормальных напряжений от треугольной нагрузки**

3. Определяют значение нагрузки  $p_0$ . Для этого контуры дамбы приближаем к очертаниям равнобедренного треугольника, увеличивая ее высоту над проезжей частью (рис. 2.20). При заложении откосов насыпи 1:1,5 и полуширине верхней части дамбы 1,5 м условная высота дамбы  $H$  (до полного треугольного очертания дамбы) составит:

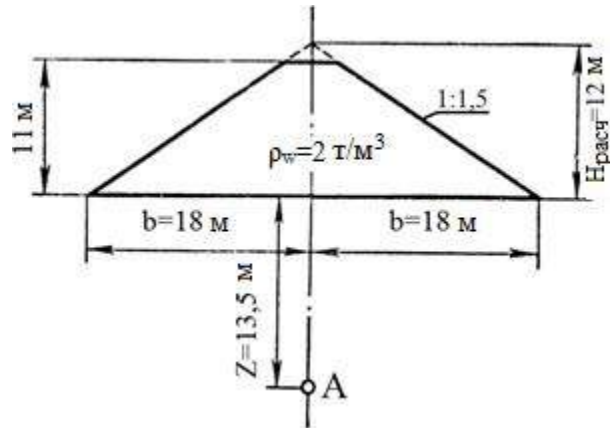


Рис. 2.20. Расчетная схема к примеру 2.7

$$H=(36/2):1,5=12 \text{ м.}$$

Расчетное удельное давление дамбы  $p_0$  в уровне ее подошвы составит:

$$p_0=\rho_w H=2 \cdot 12=24 \text{ т/м}^2 \text{ или } 2,4 \text{ кг/см}^2=0,24 \text{ МПа.}$$

4. Значение главных напряжений в точке А:

$$\zeta_1=0,6 \cdot 2,4=1,44 \text{ кг/см}^2=0,144 \text{ МПа};$$

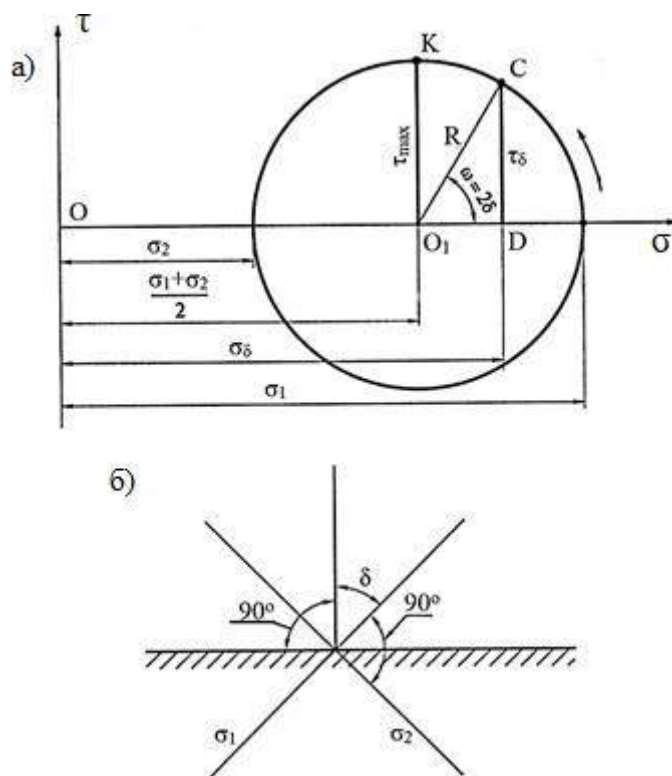
$$\zeta_2=0,1 \cdot 2,4=0,24 \text{ кг/см}^2=0,024 \text{ МПа.}$$

Тем не менее определение нормальных и касательных напряжений с помощью эллипса напряжений является сложной и громоздкой операцией. Обычно для этих целей используются круг напряжений, предложенный Отто Мором. *Круг Мора* строится в системе координат, где в качестве оси абсцисс используется ось нормальных напряжений  $\sigma$ , а в качестве оси ординат – ось касательных напряжений  $\eta$  (рис. 2.21, а). На оси  $O\sigma$  сначала откладывают главные напряжения  $\sigma_1$  и  $\sigma_2$ , предварительно определенные для произвольной расчетной точки  $A(z, x)$ . Затем определяют на оси  $O\sigma$  положение центра  $O_1$  круга Мора по формуле

$$OO_1 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}. \quad (2.32)$$

Далее из найденной точки  $O_1$  радиусом  $R=(\sigma_1-\sigma_2)/2$  проводят искомую окружности напряжений Мора, которая позволяет достаточно просто определять нормальные и касательные напряжения для площадок, различным образом ориентированных в расчетной точке, и плоскости грунтового основания сооружения. Ориентация этих площадок обычно определяется с помощью угла  $\delta$ , который находится между нормалью к интересующей нас

площадке и направлением большого главного напряжения  $\sigma_1$  в этой точке (рис. 2.21, б).



**Рис. 2.21. Определение нормальных и касательных напряжений на произвольных площадках с помощью круга Мора (а) и угла ориентации площадки (б)**

Возьмем на построенной окружности произвольную точку  $C$  и соединим ее с центром  $O_1$ . Тогда оказывается, что угол  $\omega = 2\delta$  фактически определяет ориентацию площадки в расчетной точке  $A(z, x)$ , ордината  $CD$  точки  $C$  дает величину действующего на ней касательного напряжения  $\eta_\delta$ , а абсцисса  $OD$  – величину нормального напряжения  $\sigma_\delta$ . Они соответственно определяются:

$$\tau_\delta = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \sin 2\delta; \quad (2.33)$$

$$\sigma_\delta = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cos 2\delta. \quad (2.34)$$

При увеличении угла  $\omega$  до  $90^\circ$  касательное напряжение  $\eta_\delta$  возрастает до своей максимальной величины, равной радиусу круга Мора, т.е. имеем:

$$\tau_{max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}. \quad (2.35)$$

Ориентация площадок, на которой действует максимальное касательное напряжение  $\eta_{max}$  определяется из значения угла  $\omega = 2\delta$ . Поэтому,

можно сделать вывод, что наибольшее для расчетной точки  $A(z, x)$  значение касательного напряжения  $\eta_{max}$  будет действовать на площадке, расположенной под углом  $\delta=45^\circ$  к направлению действия главных напряжений  $\sigma_1$  и  $\sigma_2$ .

После подстановки форму (2.35) значений (2.25) и (2.26) имеем:

$$\tau_{max} = \frac{P_0}{\pi} \sin \alpha. \quad (2.36)$$

**Пример 2.8.** По условию примера 2.6 определяют:

- 1) величину и направление максимального касательного напряжения в точке  $A$ ;
- 2) величину касательного напряжения  $\eta_{zx}$  и  $\eta_{xz}$  в горизонтальной и вертикальной плоскостях, проходящих через точку  $A$ .

**Решение.** Значение искомых касательных напряжений можно найти по таблицам, по графикам и аналитически.

1. По таблицам и графикам значение  $\eta_{max}$  определяется с учетом переходного коэффициента  $\varepsilon$ .

Табличные значения  $\varepsilon$  для определения  $\eta_{max}$  даны в зависимости от угла видимости  $\alpha$ . В условиях примера угол видимости  $\alpha=22^\circ 50'$  (см. решение в примере 2.6 и рис. 2.17).

2. Согласно табл. 2.10  $\alpha=22^\circ 50'$  значения переходного коэффициента  $\varepsilon=0,13$  (по интерполяции). По рис. 2.18 при условиях координатах точки  $A$ :  $v=4$  и  $d=2$  (см. пример 2.6) значение переходного коэффициента  $\varepsilon$  то же.

При значении равномерно распределенной нагрузки  $p_0=2 \text{ кг/см}^2=0,2 \text{ МПа}$  величина максимального касательного напряжения равно:

$$\eta_{max}=0,13 \cdot 2=0,26 \text{ кг/см}^2=0,026 \text{ МПа}.$$

Аналитический расчет  $\eta_{max}$  можно вести по формулам (2.35) и (2.36).

При величине главных напряжений  $\zeta_1=0,5 \text{ кг/см}^2=0,05 \text{ МПа}$  и  $\zeta_2=0,01 \text{ кг/см}^2=0,001 \text{ МПа}$  (см. решение задачи 2.6) значение  $\eta_{max}$  по формуле (2.35) равно:

$$\tau_{max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} = \frac{0,5 - 0,01}{2} = 0,25 \text{ кг/см}^2 = 0,025 \text{ МПа}$$

Или по формуле (2.36)

$$\tau_{max} = \frac{2}{3,14} \cdot \sin 22^\circ 50' = 0,25 \text{ кг/см}^2 = 0,025 \text{ МПа}.$$

Максимальные касательные напряжения  $\eta_{max}$  действуют по площадкам, наклонным под углом  $\delta=45^\circ$  к направлению действия главных напряжений (рис. 2.22).

2. Аналитический расчет расчет касательных напряжений  $\eta_{zx}$  и  $\eta_{xz}$  производится по формуле (2.24).

При величине углов  $\alpha_1=53^\circ 10'$  и  $\alpha_2=76^\circ$  (см. решение задачи 2.6 и рис. 2.17) значение  $\eta_{zx}$  выразится

$$\tau_{zx} = \tau_{xz} = \frac{P_0}{\pi} \cdot \sin \alpha \sin(\alpha + \alpha_2) = \frac{2}{3,14} \cdot 0,388 \cdot 0,632 = 0,16 \text{ кг/см}^2 = 0,016 \text{ МПа}.$$

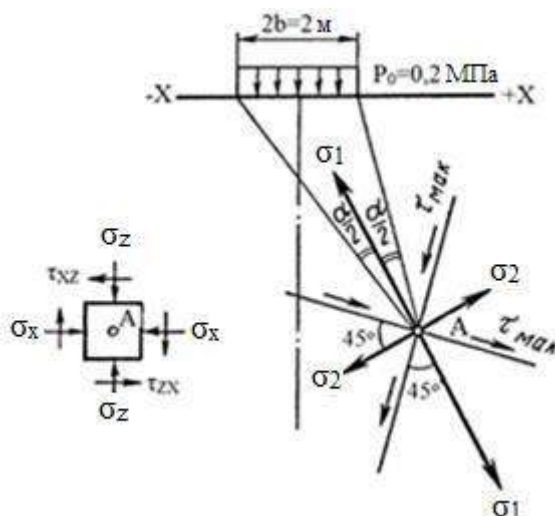


Рис. 2.22. Направление главных напряжений  $\sigma_1$  и  $\sigma_2$  и площадок, в которых действуют максимальные касательные напряжения  $\tau_{max}$  в точке

По рис 2.13, в при значении относительных координат  $v=4$  и  $d=2$  значение касательных напряжений равно:

$$\tau_{zx} = \tau_{xz} = \epsilon p_0 = 0,1 p_0 = 0,1 \cdot 2 = 0,2 \text{ кг/см}^2 = 0,02 \text{ МПа}.$$

**Пример 2.9.** Ленточный фундамент с шириной  $2b=2 \text{ м}$  имеет по подошве равномерно распределенную нагрузку  $p_1=1 \text{ кг/см}^2=0,1 \text{ МПа}$ . Построит эпюры:

- 1) касательных напряжений  $\eta_{zx}=\eta_{xz}$ , действующих в горизонтальной плоскости, расположенной на глубине 1 м от подошвы фундамента;
- 2) максимальных касательных напряжений  $\eta_{max}$ , действующих в точках грунтового массива в той же плоскости;
- 3) максимальных касательных напряжений  $\eta_{max}$  по вертикали, проходящей по оси фундамента.

**Решение.** Касательные напряжения определяются положением рассматриваемой точки грунтового массива. Если положение точки определять в условиях координатах  $v$  и  $d$ , то характер эпюры распределения напряжений по форме будет оставаться постоянным для любых значений  $p_0$ ; меняться будут только координаты этой эпюры.

1. Для построения эпюры касательных напряжений  $\eta_{xz}=\eta_{zx}$ , действующих в горизонтальной плоскости, расположенной на глубине 1 м от поверхности земли, определяются прежде всего относительные координаты  $v$  и  $d$ .

Координата  $v=z/b=1/1=1$  постоянна; меняться будут только значения горизонтальной координаты  $d=x/b$ .

Для точек, расположенных в уровне  $v=1$ , воспользуемся табл. 2.7 или рис. 2.13, в. Эти значения равны (табл. 2.11).

Таблица 2.11

$d=x/b$	0,0	0,3	0,7	1,0	1,6	2,25
$T_{zx}=\epsilon p_0$ , МПа	0	0,01	0,021	0,026	0,02	0,01

Построенная по этим данным эпюра распределения касательных напряжений  $\eta_{zx}$  представлена на рис. 2.23.

2. Для построения эпюры распределения напряжений  $\eta_{\max}$  в уровне  $v=1$  необходимо прежде всего определить углы видимости  $\alpha$  для различных значений  $d=x/b$  при  $v=const=1$ . По значению угла видимости (метод расчета угла видимости см. в примере 2.6) по табл. 2.10 определяется значения переходных коэффициентов  $\epsilon$  и по ним значения  $\eta_{\max}$ .

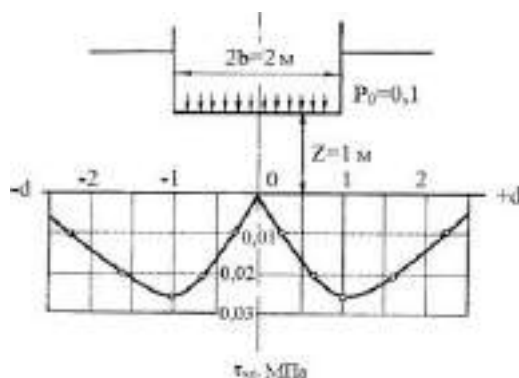


Рис. 2.23. Эпюра напряжения  $\tau_{zx}$

Таблица 2.12

$d=x/b$	0,0	0,5	1,0	1,5	2,0	3,0
$\alpha^{\circ}$	90	80	63	44	27	12
$\eta_{zx}=\epsilon p_0$ , МПа	0,032	0,031	0,029	0,023	0,015	0,006

Построенная по этим данным эпюра распределения напряжений  $\eta_{\max}$  показана на рис. 2.24.

3. Для построения эпюры распределения  $\eta_{\max}$  по оси симметрии фундамента необходимо определить так же значения угла видимости  $\alpha$ . Но в данном случае

$$d = \text{const} = x/b = 0/b = 0, \text{ а } v = z/x$$

увеличивается с глубиной.

По табл. 2.10 находим значения переходных коэффициентов  $\epsilon$  и по этим данным находим значения  $\eta_{\max}$  (табл. 2.13).

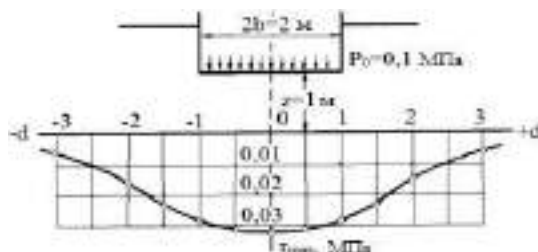


Рис. 2.24. Эпюра максимальных касательных напряжений  $\tau_{\max}$  в уровне  $v=1$

Таблица 2.13

$v = z/b$	0,0	0,5	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0
$\alpha^\circ$	180	126	90	52	36	28	22
$\eta_{\max} = \epsilon p_0, \text{ МПа}$	0,0	0,026	0,032	0,025	0,018	0,016	0,013

Эпюра распределения  $\eta_{\max}$  по оси симметрии фундамента показана на рис. 2.25.

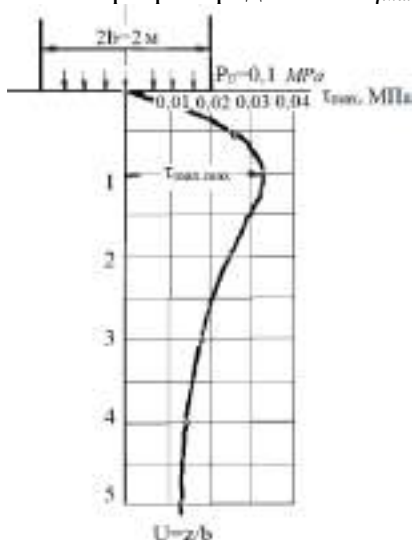


Рис. 2.25. Эпюра максимальных касательных напряжений  $\tau_{\max}$  по глубине по оси симметрии полосообразной нагрузки

Совместный анализ формул (2.25), (2.26) и (2.36) показывает, что при одном и том же значении нагрузки  $P_0$  главные напряжения оказываются зависящими лишь от угла видимости  $\alpha$ . Данное обстоятельство является достаточно принципиальным, поскольку позволяет построить в грунтовом основании линии равных главных  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  и максимальных касательных напряжений  $\eta_{\max}$ . На рис. 2.26 из центров на ось  $OZ$  проведен ряд окружностей, проходящих через края  $A$  и  $C$  загруженного участка. Для точек, лежащих на этих окружностях, соответствующие углы видимости  $\alpha$  являются углами *вписанными*, но

поскольку для соответствующих точек каждой окружности оказывается, что вписанные углы опираются на одну и ту же хорду, то они будут равным между собой. Следовательно, построенные окружности являются кривыми *равных углов видимости*, а в более широком смысле – геометрическим местом точек углов  $\alpha = \text{const}$ , главных напряжений  $\sigma_1 = \text{const}$ ,  $\sigma_2 = \text{const}$  и максимальных касательных напряжений  $\eta_{\text{max}} = \text{const}$ .

Применительно к решению реальных задач параметры напряженного состояния грунта основания в расчетной точке могут быть определены по графику кругов напряжений, изображенному на рис. 2.18 в относительной системе координат  $v$  и  $d$ , или по формулам:

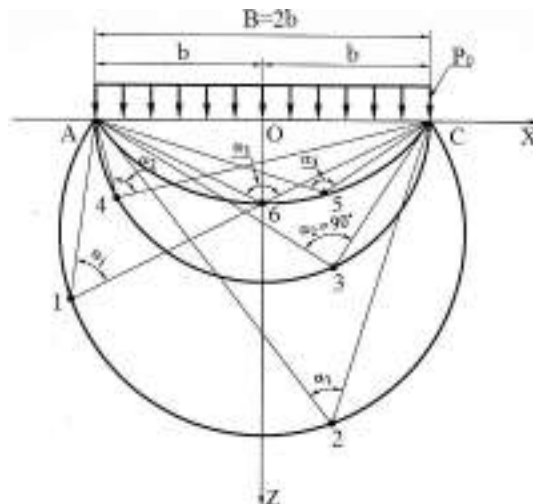
$$\sigma_1 = \mu_1 P_0; \quad (2.37)$$

$$\sigma_2 = \mu_2 P_0; \quad (2.38)$$

$$\eta_{\text{max}} = \varepsilon P_0, \quad (2.39)$$

где коэффициенты  $\mu_1$ ,  $\mu_2$  и  $\varepsilon$  определяют по табл. 2.10.

**Пример 2.10.** Участок поверхности шириной 20 м в условиях плоской задачи загружен равномерно распределенной нагрузкой интенсивностью  $P_0 = 0,2$  МПа. Определить главные напряжения в точке  $M$  под краем загруженного участка ( $b = 10$ ) на глубине  $z = 15$  м.



**Рис. 2.26. Кривые равных углов видимости:**

1 ... 6 – точки, лежащие на окружностях

**Решение.** Находим координаты точки  $M$  в относительной системе координат:  $v = z/b = 15/10 = 1,5$ ;  $d = x/b = 10/10 = 1$ .

2. По рис. 2.18 для найденных значений  $v$  и  $d$  определим угол видимости  $\alpha$ , который приблизительно  $54^\circ$ .

3. Интерполируя значения  $\mu_1$  и  $\mu_2$ , по табл. 2.10 или с помощью рис. 2.18 между ближайшими углами  $\alpha = 50^\circ$  и  $\alpha = 60^\circ$  для точки  $M$  находим коэффициенты  $\mu_1 = 0,56$  и  $\mu_2 = 0,05$ .

4. Используя формулы (2.37) и (2.38), определяем:  $\sigma_1 = 0,2 \cdot 0,56 = 0,112$  МПа и  $\sigma_2 = 0,2 \cdot 0,05 = 0,01$  МПа.

Анализ графика кругов напряжений (см. рис. 2.18), в частности, показывает, что среди бесконечного множества имеется только один круг, который опирается на загруженную площадку шириной  $2b$ , как на свой диаметр. Эта особенность свидетельствует о том, что в данном случае все точки, находящиеся на этой окружности, имеют угол



видимости  $\alpha=90^\circ$ . В этой связи величина максимальных касательных напряжений  $\tau_{max}$ , определяемых формулой (2.38), несколько изменится и примет свое максимальное значение (максимум максимум):

$$\tau_{max} = \frac{P_0}{2}. \quad (2.40)$$

Таким образом, можно сделать принципиальный вывод, что применительно к грунтовому основанию наиболее опасными с точки зрения возможного нарушения прочности грунта являются точки действия касательных напряжений  $\eta_{max}$   $max$ , а применительно к отдельно взятой расчетной точке наиболее опасными являются ее площадки, на которых развиваются напряжений  $\eta_{max}$ .

Характер развития кривых равных значений вертикальных  $\sigma_z$ , горизонтальных  $\sigma_x$  и касательных  $\eta_{zx}$  приведен на рис 2.13. При решении конкретных инженерных задач, связанных с необходимостью определения нормальных напряжений  $\sigma_z$  и  $\sigma_x$ , определенную помощь могут оказать значения коэффициентов  $\mu$  и  $\nu$ , определяемых по табл 2.5, 2.6 применительно к зависимостям:

$$\bar{\sigma}_z = \mu P_o; \quad (2.41)$$

$$\bar{\sigma}_x = \nu P_o. \quad (2.42)$$

**Пример 2.11.** На грунтовое полупространство по полосе шириной  $2b=5$  м приложена равномерно распределенная нагрузка интенсивностью  $P_o=0,4$  МПа. Определить величину вертикального и горизонтального напряжений по оси симметрии на глубине  $z=5$  м.

**Решение.** 1. Определяем относительные координаты расчетной точки:  
 $d=x/b=0/2,5=0$ ,  $\nu=z/b=5,0/2,5=2$ .

2. По табл. 2.6, 2.7 находим значения соответствующих коэффициентов  
 $\mu=0,54$ ;  $\nu=0,04$ .

3. По формулам (2.41), (2.42) определяем искомые вертикальные и горизонтальные нормальные напряжения:  $\sigma_z=0,4 \cdot 0,54=0,22$  МПа,  $\sigma_x=0,4 \cdot 0,04=0,016$  МПа.

При прогнозе устойчивости и осадок дорожных насыпей нагрузка, прикладываемая на грунтовую толщу (полупространство), рассматривается уже не как равномерно распределенная, а как приложенная по закону треугольника или по закону трапеции, в зависимости от геометрических соотношений высоты насыпи и ширины ее основания. На рис. 2.27 ... 2.29 приведены графики, с помощью которых могут быть определены главные  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$ , вертикальные и горизонтальные нормальные напряжения  $\sigma_z$ ,  $\sigma_x$ , а также максимальные касательные напряжения  $\eta_{max}$  в относительной системе координат  $d$  и  $\nu$ . При этом расчетная величина нагрузки определяется зависимостью

$$P_o = \rho_{ws} H, \quad (2.43)$$

де  $\rho_{ws}$  – удельный вес влажного грунта,  $кн/м^3$ ,  $\rho_{ws} = 10\rho_w$  ( $\rho_w$  – плотность влажного грунта,  $г/см^3$ );  $H$  – высота треугольника нагрузки,  $м$ .

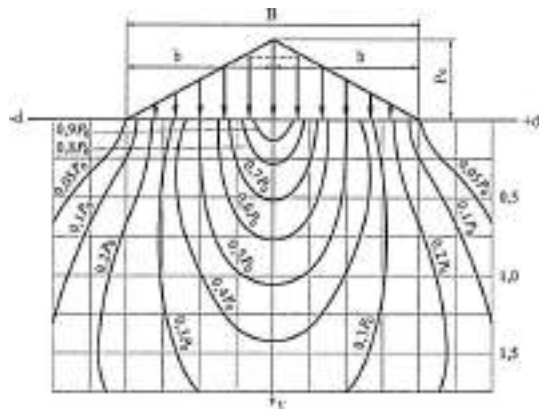


Рис. 2.27. Кривые равных вертикальных нормальных напряжений  $\sigma_z$  от треугольной нагрузки

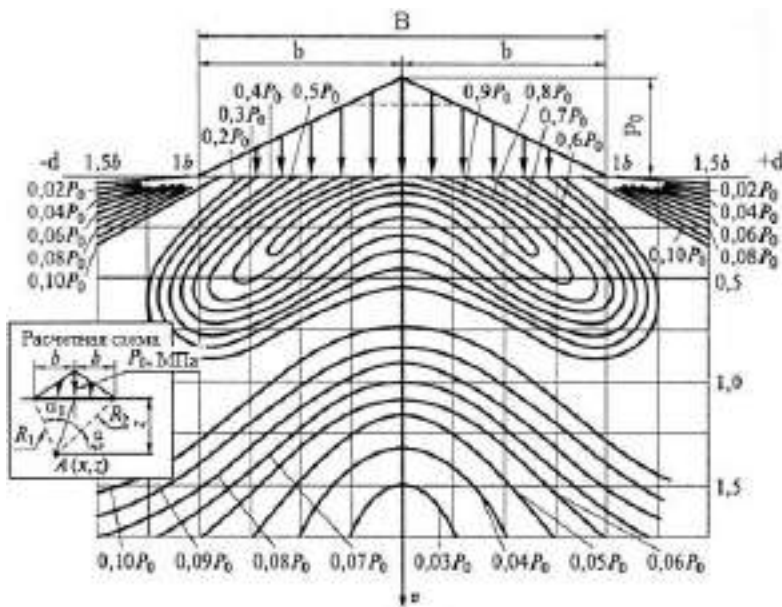
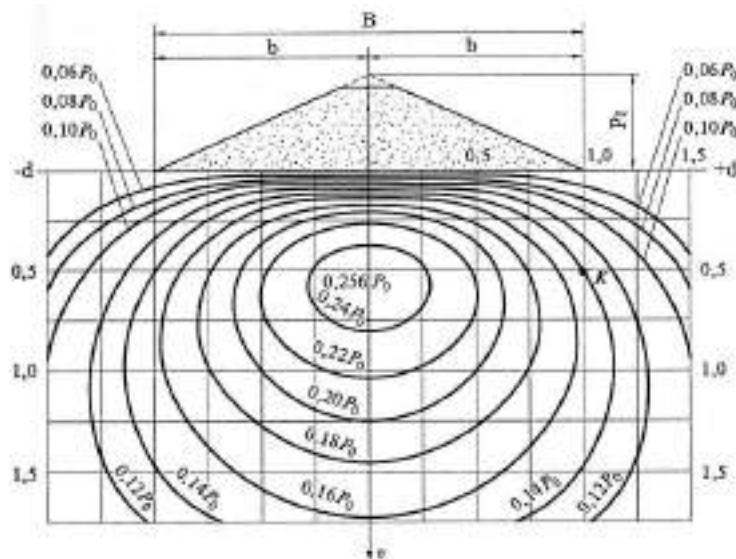
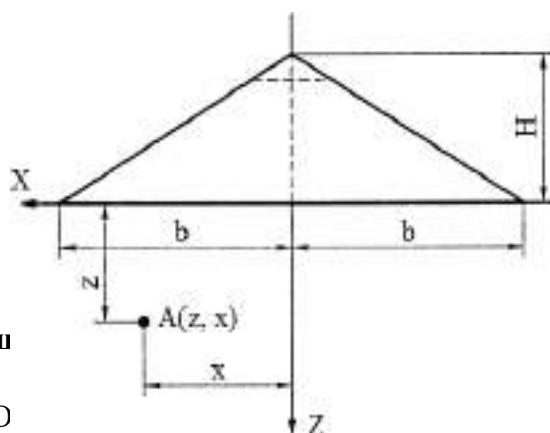


Рис. 2.28. Кривые равных горизонтальных нормальных напряжений  $\sigma_x$  от треугольной нагрузки



**Рис. 2.29. Кривые равных максимальных касательных напряжений  $\tau_{max}$  от треугольной нагрузки**

**Пример 2.12.** Определить вертикальное нормальное напряжение  $\sigma_z$  под насыпью высотой 8 м в точке  $A(z, x)$  при  $x=7,5$  м и  $z=6$  м (рис. 2.30). Полная ширина основания насыпи  $2b=24$  м. Плотность влажного грунта  $\rho_w=1,95 \text{ г/см}^3=1950 \text{ кг/м}^3$ .



**Рис. 2.30. Схема высокой насыпи (к примеру 2.12)**

**Реш**

2. 0

3. Нходим нагрузку  $P_0=19,5 \cdot 8=156 \text{ кН/м}^2=156 \text{ кПа}=0,156 \text{ МПа}$ .

4. По графику (см. рис. 2.27) находим  $\sigma_z=0,35 \cdot 0,156=0,055 \text{ МПа}$ .

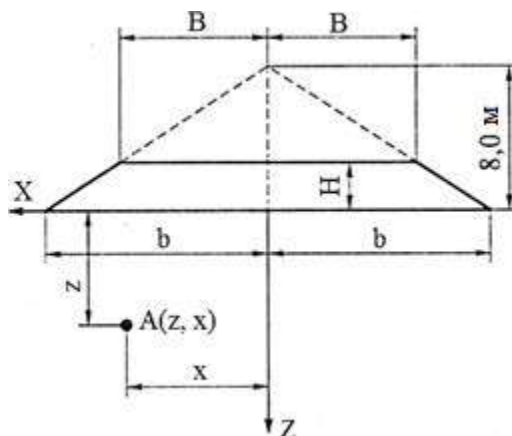
В случае, если отношение высоты насыпи к ширине ее основания мало и нагрузка имеет вид трапеции, напряжения в грунтовом основании можно

ординаты точки  $A: v=z/b=6/12=0,5;$

а  $P_w=10\rho_w=19,5 \text{ кН/м}^3$ .

определить как результат разности напряжений от двух треугольных нагрузок. Рассмотрим это в условиях решения конкретного примера.

**Пример 2.13.** Определить вертикальное нормальное напряжение  $\sigma_z$  под насыпью высотой  $H=3$  м в точке  $A(z, x)$  при  $x=7,5$  м и  $z=6$  м (рис. 2.31). Польная ширина основания насыпи  $2b=24$  м. Ширина насыпи поверху  $2B=15$  м. Плотность влажного грунта  $\rho_w=1,95$  г/см<sup>3</sup>=19,5 кН/м<sup>3</sup>.



**Рис. 2.31.** Схема дорожной насыпи (к примеру 2.13)

**Решение.** 1. Продлеваем образующие откосов насыпи до их взаимного пересечения. При этом трапециевидальная нагрузка преобразуется в нагрузку треугольную с параметрами  $H=8$  м и  $2b=24$  м. Напряжение  $\sigma_z=0,055$  МПа для этих условий в точке  $A(z, x)$  было найдено нами в примере 2.12.

2. Определяем по той же схеме напряжения  $\sigma_z$  в той же точке  $A(z, x)$ , но под треугольной нагрузкой с основанием  $2b=15$  м. Нагрузка  $P_0=19,5(8-3)=97,5$  кН/м<sup>2</sup> = 97,5 кПа = 0,0975 МПа. Тогда относительные координаты точки  $A$ :  $v=z/b=6,0/7,5=0,8$ ;  $d=x/b=7,5/7,5=1$ . По графику (рис. 2.27) получаем  $\sigma_z=-0,22 \cdot 0,0975=-0,021$  МПа.

3. Напряжение под насыпью равно  $\sigma_z=0,055-0,021=0,034$  МПа.

Следует отметить, что вертикальное нормальное напряжение  $\sigma_z$  в толще грунта под насыпью можно быть найдено приближенно и с помощью графика Остерберга (1957 г.). в этом случае напряжения  $\sigma_z$  определяются по формуле

$$\sigma_z=IP_0, \quad (2.44)$$

где  $I$  – функция относительных величин ( $a/z$  и  $b/z$ ) ( $a, b$  – длина треугольного и прямоугольного эпюра нагрузки соответственно;  $z$  – глубина расчетной точки);  $P_0=\rho_w H$ .

Величина  $I$  определяется приближенно по графику Остерберга (рис. 2.32) как алгебраическая сумма коэффициентов, отвечающих нагрузке слева и справа от вертикали, проходящей через рассматриваемую точку. Методику применения графика Остерберга лучше всего рассмотреть на конкретных примерах.

**Пример 2.14.** Определить величину вертикального напряжения  $\sigma_z$  в долях от  $P_0$  для точки  $A$ , лежащей на глубине  $z=25$  м под основанием насыпи согласно схеме рис. 2.33,  $a$ . Основание откоса насыпи  $a=15$  м.

**Решение.** 1. Находим отношение  $a/z=15/25=0,6$ .

2.  $I=I_l+I_{np}$ , где  $I_l$  и  $I_{np}$  – соответственно коэффициенты для левой и правой части насыпи, определяемые абсциссами  $b_l$  и  $b_{np}$  заданной точки до левой и правой бровок насыпи. Тогда  $b_l/z=10/25=0,4$  и  $b_{np}/z=30/25=1,2$ .

3. По графику Остерберга (см. рис. 2.32)  $I_l=0,33$ ,  $I_{np}=0,46$ . Тогда  $I=I_l+I_{np}=0,33+0,46=0,79$ . В результате получим  $\sigma_z=0,79P_0$ .

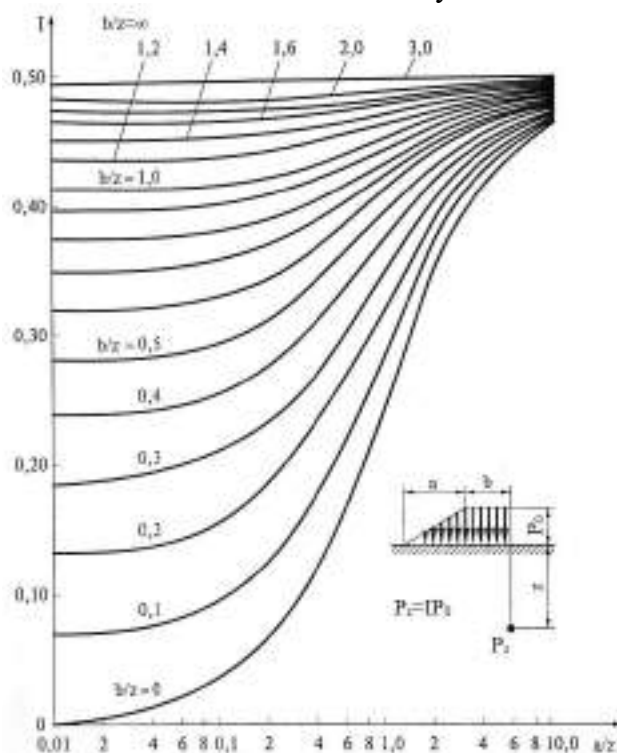
**Пример 2.15.** Условия задачи те же и в примере 2.14, но точка  $B$ , для которой определяется напряжение  $\sigma_z$ , лежит под откосом насыпи (рис. 2.32,  $b$ ). Решение в этом случае упрощается, так как  $I=I_{np}$ .

**Решение.** Находим отношения

$$a/z=15/25=0,6; b_{np}=(40+5)/25=1,8.$$

2. По графику Остерберга определяем, что  $I=I_{np}=0,48$ , тогда напряжение  $\sigma_z=0,48P_0$ .

При сравнение с предыдущим результатом видно, что смещение расчетной точки влево вызывает вполне естественное и логичное уменьшение напряжения  $\sigma_z$ .



**Рис. 2.32.** График Остерберга для определения вертикальных напряжений  $\sigma_z$  в основании насыпи

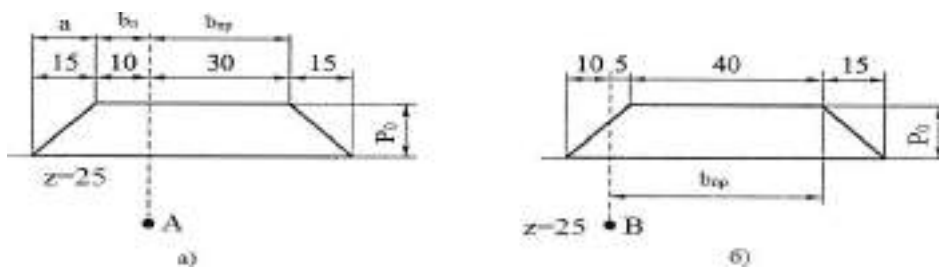


Рис 2.33. Расчетные схемы при использовании графика Остерберга (к примерам 2.14 ... 2.16)

**Пример 2.16.** Используя график Остерберга, определить  $\sigma_z$  в условиях задачи примера 2.13.

**Решение.** Находим отношения  $a/z=4,5/6=0,75$ ;  $b_{np}/z=15/6=2,5$ .

2. По графику Остерберга определяем  $I=I_{np}=0,49 \cdot 0,0585=0,029$  МПа. Ранее получили, что  $\sigma_z=0,034$  МПа.

При сравнении результатов решения примеров 2.13 и 2.16 видно, что полученные результаты несколько отличаются друг от друга. Однако они, тем не менее, свидетельствуют о возможности использования обеих схем расчетов для решения практических задач дорожной геотехники. Точные решения для расчета напряжений  $\sigma_z$ ,  $\sigma_x$  и  $\eta_{max}$  применительно к схемам дорожной насыпи (рис. 2.34) могут быть получены по следующим формулам:

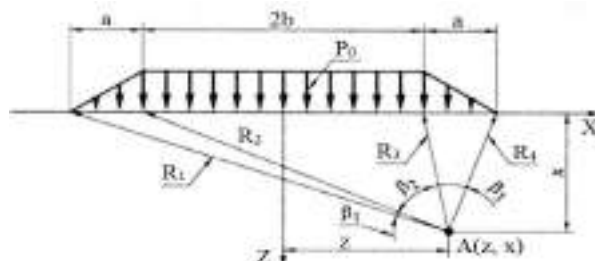
$$\sigma = \frac{P_0}{Z} [a(\beta_1 + \beta_2 + \beta_3) + b(\beta_1 + \beta_3) + x(\beta_1 - \beta_3)]; \quad (2.45)$$

$$\sigma_x = \frac{P}{\pi a} \left[ a(\beta_1 + \beta_2 + \beta_3) + b(\beta_1 + \beta_3) + x(\beta_1 - \beta_3) - 2z \ln \frac{R_1 R_4}{R_2 R_3} \right]; \quad (2.46)$$

$$\tau_{max} = \frac{z P_0}{\pi a} \sqrt{\frac{\ln^2 \frac{R_1 R_4}{R_2 R_3} + (\beta_1 + \beta_2)}. \quad (2.47)$$

Рассмотренные ранее решения задач по оценке величины и характеру развития нормальных и касательных напряжений в грунтовых основаниях сооружений для условий как плоской, так и пространственной задач, были получены исходя из предположения, что нагрузка передается на поверхность невесомого линейно деформируемого грунтового полупространства через абсолютно гибкую фундаментную ленту или плиту, которая повторяет все

деформации грунтового основания. При этом максимальное вертикальное перемещение поверхности загруженного грунтового основания приходится по оси симметрии площадки шириной  $2b$ , загруженной равномерно распределенной нагрузкой  $P_0$ , в плоской задаче. В более сложных случаях нагружения основания, в том числе и в пространственной задаче, максимальная вертикальная деформация наблюдается в точке, расположенной под центром тяжести площадки нагружения. Такой схеме нагружения и развитию деформаций грунтового основания практически полностью соответствуют, в частности, конструкции дорожных одежд.



**Рис. 2.34. Расчетная схема к аналитической оценке напряжений  $\sigma_z$ ,  $\sigma_x$  и  $\tau_{max}$  в основании дорожной насыпи**

Если нагрузка на грунтовое основание передается через абсолютно жесткую плиту (фундамент), то в связи с тем, что перемещение всех его точек будет одинаковым, произойдет неизбежное перераспределение контактных напряжений и изменение характера приложенной на основание внешней нагрузки. На рис. 2.35 приведен график линий равных максимальных касательных напряжений  $\eta_{max}$ , полученный для условий плоской задачи, но с передачей нагрузки на грунт через жесткую фундаментную плиту.

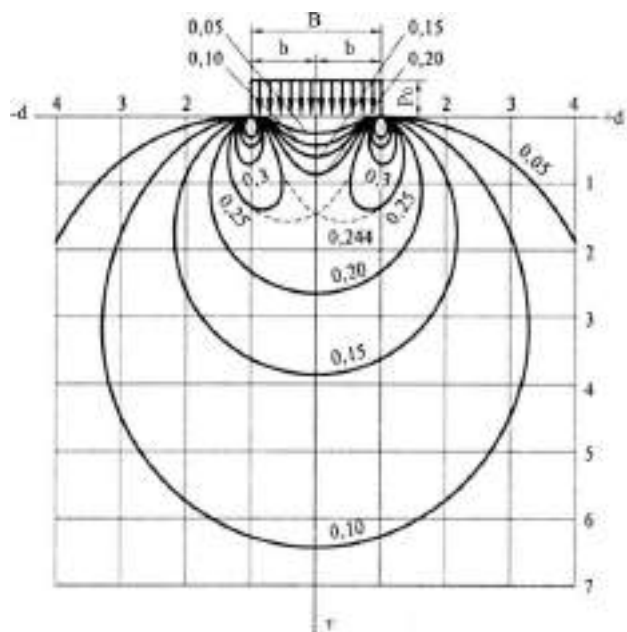
Сопоставление характера линий равных напряжений  $\eta_{max}$ , изображенных на рис. 2.18 и 2.35, показывает, что наблюдаемая концентрация напряжений  $\eta_{max}$  у краев жесткой фундаментной плиты довольно быстро уменьшается по мере увеличения глубины.

Теоретически величина контактных напряжений  $P_{ок}(r)$  под абсолютно жестким круглым штампом радиусом  $R$  может быть определена, в частности, по формуле Буссинеска:

$$P_{ок}(r) = \frac{P}{2\sqrt{1 - (r/R)^2}}. \quad (2.48)$$

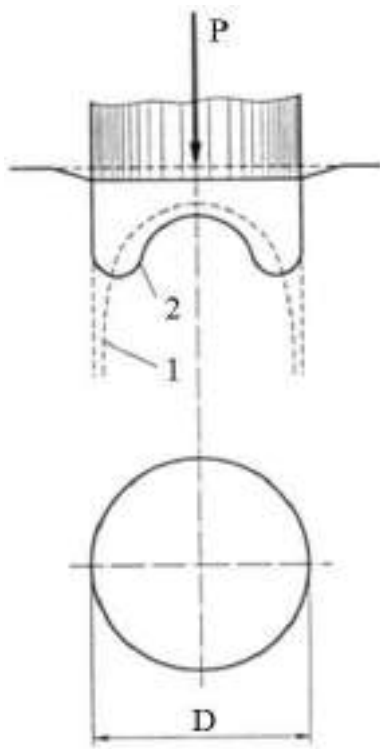


По этой формуле при  $r=0$  (по центру штампа)  $P_{ок}(0)=0,5P_0$ , при  $r=R/2$   $P_{ок}=0,58P_0$ , а в случае  $r=R$  (под краем штампа)  $P_{ок}=\infty$ .



**Рис 2.35. Характер развития кривых равных максимальных касательных напряжений под жестким фундаментом**

Однако в реальных условиях, особенно в недостаточно прочных грунтах, такая концентрация краевых контактных напряжений практически исключается из-за достижения грунтом здесь предельного по прочности состояния и развития деформаций течения. Поэтому уже на стадии линейной деформируемости основания под штампом реальный эпюр контактных напряжений приобретает, как правило, седлообразный характер (рис. 2.36). В целом же характером и степенью развития областей предельного состояния (или пластических областей) в грунтовом основании, зависящих от состояния грунта по его плотности-влажности, величины удельной нагрузки на грунт, размеров и глубины заложения фундамента.



**Рис. 2.36. Трансформация  
теоретического эпюра (1)  
контактных напряжений в  
фактическую седловидную (2) под  
жестким круглым штампом**

## 2.4 Напряжения от собственной силы тяжести

Оценка напряжений от собственного веса грунта имеет большое практическое значение прежде всего с точки зрения выяснения прочности и деформаций грунтовых оснований и осадок возводимых на них сооружений. Применительно к условиям транспортного строительства основную долю напряжений, формирующихся в теле земляного полотна и влияющих на устойчивость насыпей и выемок, составляют напряжения не от транспортной нагрузки, а от собственной силы тяжести грунта.

При горизонтальной поверхности грунта напряжения от собственной силы тяжести грунта увеличиваются с глубиной и приобретают следующие значения:

$$\sigma_{zg} = \int_0^z \rho_z dz; \sigma_{xz} = \sigma_{yg} = \xi_0 \sigma_{zg}; \tau_{zx} = \tau_{yz} = \tau_{zy} = 0,$$

где  $\xi_0$  – коэффициент бокового давления в состоянии покоя.

В целях значительного упрощения математической стороны решения прикладных геотехнических задач во многих случаях принимается, что  $\xi_0=1,0$ . Это соответствует гидростатическому закону распределения напряжений в грунтовой толще, особенно когда она представлена отложениями глинистых грунтов. Можно допустить, что в течение длительного процесса диагенеза в геологическом прошлом эти толщи

претерпели полную релаксацию касательных напряжений и эллипсы постепенно полностью трансформировались в круги напряжений.

Однако для грунтовых оснований, представленных сыпучими песчаными или крупнообломочными грунтами, использование гидростатического закона не является безупрочным. В этом случае рекомендуется использовать, в частности Й.Яки

$$\xi_0 = \frac{(1 - \sin\varphi) \left( 1 + \frac{2 \sin\varphi}{3} \right)}{1 + \sin\varphi} \quad (2.49)$$

или Г.А.Спальвинга для глинистых грунтов

$$\xi_0 = \frac{1}{1 + 2tg\varphi} \quad (2.50)$$

Оценку величины коэффициента бокового давления с использованием зависимости

$$\xi_0 = tg^2(45^\circ - \theta/2) \quad (2.51)$$

нельзя считать правильной, так как это соответствует маловероятному предположению, что сыпучий грунт находится в предельном напряженном состоянии под влиянием только собственной силы тяжести.

При однородном строении толщи вертикальное напряжение  $\sigma_{zg}$ , которое обычно называют природным, а иногда бытовым, на глубине  $z$  определяется по формуле

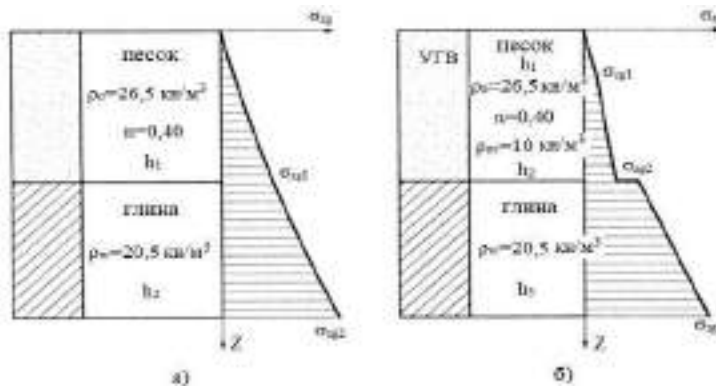
$$\sigma_{zg} = \rho_{sw}z, \quad (2.52)$$

где  $\rho_{sw}$  – удельный вес влажного грунта,  $\rho_{sw} = g\rho_w$  ( $g$  – ускорение свободного падения;  $\rho_w$  – плотность влажного грунта).

Если грунтовая толща неоднородна и представлена слоями грунта различной мощности, то напряжение  $\sigma_{zg}$  отнесенное к границам слоев (рис. 2.37) определяется по формуле:

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^{i=n} \rho_{wi}z_i \quad (2.53)$$

Наличие грунтовых вод приводит к архимедову эффекту взвешивания водопроницаемых грунтов, залегающих ниже уровня вод. К водопроницаемым грунтам относятся щебень, гальку, гравий, песок, супесь и суглинок с показателем текучести (консистенции)  $I_L > 0,25$ , а также глину при  $I_L > 0,50$ . Их удельный вес в этом состоянии



**Рис. 2.37. Напряжения в толще от собственной силы тяжести грунта**  
 а) – при отсутствии грунтовых вод; б) – при наличии грунтовых вод

$$\rho = \rho_s - \rho_{suv} \quad (2.54)$$

$$\rho_{suv} = \frac{\rho_w \cdot h_w}{1 - n}$$

где  $\rho_s$  – удельный вес частиц грунта, обычно равный 26,5 ... 27,0 кН/м<sup>3</sup>;  $\rho_{вод}$  – удельный вес воды, 10 кН/м<sup>3</sup>;  $n$  – пористость грунта.

Удельный вес большинства грунтов, находящихся в подводном состоянии, достаточно близок к удельному весу воды.

Таким образом при рассмотрении состояния напряженности грунта по конструкциям необходимо решать плоские и пространственные задачи. При этом необходимо иметь информацию о напоре и усилии, горизонтальных и вертикальных нормальных напряжениях, эллипсе растяжения.

### Контрольные вопросы

1. Представления о различных гипотезах деформации полупространство.
2. Сила, изгибающаяся друг к другу в пространственных материях на заземленной основе.
3. Понятие напряжения в плоских задачах на поверхностной основе.
4. Понятие эллипса напряжения.
5. Понятие о полных напряжениях.
6. Напряжение под действием силы тяжести.
7. Понятие о графиках Остерберга.
8. Диапазон равных углов обзора.
9. Окружность Мора и угол ориентации площади.
10. Понятия о прочности грунта.

**Ключавые слова:** полупространство, плоская задача, напряжения, сосредоточенная сила, эллипс напряжения, главные и касательные напряжения, график Остерберга.

## ГЛАВА III. ПРОЧНОСТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ГРУНТОВ И МЕТОДЫ ИХ ОПРЕДЕЛЕНИЯ

### 3.1. Сопротивляемость сдвигу как показатель прочности грунтов

Грунт представляет собой сложное физическое тело, состоящее в наиболее общем случае из твердых частиц, являющихся продуктом разрушения (выветривания) исходных горных пород различного происхождения (магматического, метаморфического или осадочного), а также того или иного количества воды и воздуха, заключенных в межчастичном пространстве.

Гранулометрический состав грунта не только позволяет формально отнести его к той или иной разновидности (песок, супесь, суглинок, глина), но и дает возможность определить характер связей между частичками, являющихся важнейшим структурно-текстурным элементом и определяющих всю совокупность физико-механических свойств грунта.

В зависимости от разновидности грунта и его по плотности-влажности преобладающее влияние на характер межчастичных связей могут оказывать связи, имеющие природу жесткого цементационного сцепления, сухого межчастичного трения качения и скольжения или водно-коллоидного типа. При нарушении этих связей грунтовый массив, слагающий инженерное сооружение (насыпь, дамбу и т.п.) или его основание, перестает существовать как единое целое. Напряжение, при котором наступает разрушение связей в элементе грунтового массива называется *пределом прочности*.

Применительно к грунтам природа внутреннего трения и сцепления носит достаточно сложный характер и определяется в первую очередь, разновидностью грунта, его геологией и состоянием по плотности-влажности. Наиболее просто эти параметры определяются для сыпучих грунтов типа песка, гравия и щебня.

Прежде всего необходимо уточнить специфику использования терминов —сопротивление сдвигу $\parallel$  и —сопротивляемость сдвигу $\parallel$ . Термин —сопротивление сдвигу $\parallel$  используется для определения суммарной сдвигающей нагрузки или сдвигового усилия, возникающего при сдвиге элемента грунта по площадке величиной  $\omega$ . Термин —сопротивляемость сдвигу $\parallel$  определяет удельную прочность грунта на сдвиг. Эта две характеристики связаны друг с другом формулой

$$s=S/\omega, \quad (3.1)$$

где  $s$  – сопротивляемость сдвигу;  $S$  – суммарное сопротивление сдвигу по площадке;  $\omega$  – площадь плоскости сдвига.

В дальнейшем, говоря о прочности грунта на сдвиг, мы всегда будем подразумевать величину его сопротивляемости сдвигу.

О зависимости силы трения от нагрузки писал в 1508 г. Леонардо да Винчи. Через 200 лет этот закон был точно сформулирован Амонтом в следующем виде:

$$S=fP, \quad (3.2)$$

где  $S$  – суммарная сила сопротивления сдвигу;  $f$  – коэффициент трения;  $P$  – суммарная нормальная нагрузка по площадке сдвига.

Ш.Кулон 1785 г. ввел в эту зависимость постоянное слагаемое  $C$ , выражающее влияние на величину сопротивления сдвигу межчастичных адгезонных сил сцепления. В этом случае формула (3.2) приобретает вид

$$S=fP+C. \quad (3.3)$$

В соответствии с этой формулой оказывается, что при нулевой нагрузке трение все же существует и равно величине  $C$ .

Фундаментальные зависимости (3.2) и (3.3) Амонтон-Кулона, сохраняющие свое значение и ныне, послужили основой для разработки современных учений о трении в механике и инженерном деле.

Применительно к грунтам, работающим исключительно в условиях сжатия, в настоящее время широко используется гипотеза предельного равновесия при сжатии, выдвинутая в 1900 г. Отто Мором (гипотеза Мора). Эта гипотеза представляет собой дальнейшее развитие гипотезы наибольших касательных напряжений, возникающих в момент разрушения того или иного тела. В соответствии с этой гипотезой в момент достижения телом (средой) своего предельного состояния в той или иной точке соотношение главных напряжений будет таким, что прямая прочности на сдвиг Кулона будет являться только углом внутреннего трения, т.е. относиться к идеально сыпучей среде, то ее предельное напряженное состояние в произвольной (рис. 3.1, *a*) будет соответствовать условию

$$\sin\varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2}, \quad (3.4)$$

Если среда кроме угла внутреннего трения будет обладать еще и сцеплением, то ее предельное состояние (рис. 2.1, *b*) будет характеризоваться условием:

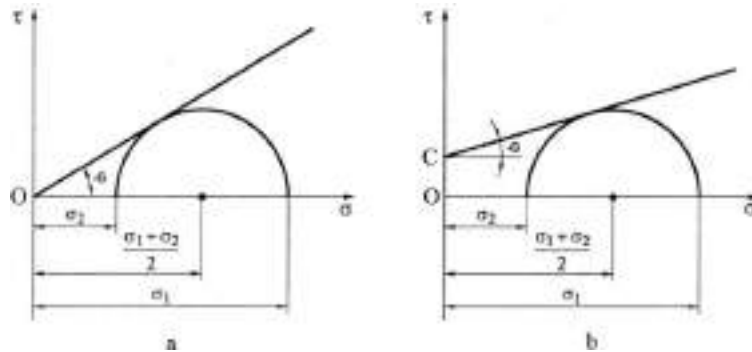
$$\sin\varphi = \frac{-\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2 + 2C\operatorname{ctg}\varphi}. \quad (3.5)$$

Из формулы (3.4) следует, что предельное состояние сыпучей среды по прочности возникает в точке при предельном соотношении главных нормальных напряжений:

$$\frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \xi, \quad (3.6)$$

где  $\xi_a$  – коэффициент активного давления сыпучей среды.

Следовательно, применение для грунтов гипотезы прочности Мора, как наиболее отвечающей условиям их работы в инженерных сооружениях и характеру внутренних межчастичных связей, фактически сводится к выводу условий предельного равновесия.



**Рис. 3.1. Сопротивляемость сдвигу сыпучей среды:**  
*a* – идеальной; *b* – реальной (зависимость Кулона)

В наиболее простом виде условие предельного равновесия грунта по некоторой произвольной площадке (плоскости) может быть сведено к требованию, чтобы величина действующего по этой площадке касательного напряжения  $\eta$  была равна прочности грунта, определяемой величиной его сопротивляемости сдвигу  $s$ . Поэтому применительно к грунтам эта теория именуется теорией прочности Мора-Кулона.

В соответствии с данной теорией условие прочности на наиболее опасных площадках рассматривается, когда влияние третьего главного напряжения  $\sigma_3$  не учитывается (плоская задача) или имеет место условие  $\sigma_2 = \sigma_3$  (осесимметричная задача).

Учитывая, что влияние на сдвиговую прочность главного напряжения  $\sigma_3$  может быть значительным, для оценки вида напряженного состояния и определения необходимости учета  $\sigma_3$  обычно используется параметр Лодэ, равный

$$\mu = \frac{(\sigma_3 - \sigma_1) + (\sigma_3 - \sigma_2)}{\sigma_1 - \sigma_2}. \quad (3.7)$$

При осесимметричной задаче, когда  $\sigma_2 = \sigma_3$ , параметр  $\mu = -1$ , а при  $\sigma_3 = \sigma_1$  и  $\sigma_2 < \sigma_3$  бұлганда  $\mu = +1$ .

Осесимметрик масалада  $\sigma_2 = \sigma_3$  бўлганда параметр  $\mu_\sigma = -1$ , агар  $\sigma_3 = \sigma_1$  ва  $\sigma_2 < \sigma_3$   $\mu_\sigma = +1$ .  
 Если  $\mu_\sigma = 0$ , имеем место так называемый чистый сдвиг, когда  $\sigma_1 = -\sigma_2$ ;  $\sigma_3 = 0$ .

Использование теории Мизеса-Шлейхера-Боткина предполагает экспериментальное определение прочностных характеристик  $\theta$  и  $C$  грунта при том виде напряженного состояния, в котором он будет находиться в реальной инженерной конструкции.

Учитывая, что в большинстве случаев условия прочности Мора-Кулона удовлетворительно согласуются с реальным поведением грунтов, именно эта теория прочности получила наибольшее развитие в геотехнической теории и практике.

### 3.2. Сопротивление сдвигу скальных пород

Сопротивление сдвигу скальных пород определяется в общем случае структурными сцепление  $C_c$ .

Силы внутреннего трения настолько незначительны, что при решении практических задач их влиянием пренебрегают. Сопротивление сдвигу скальных пород выражается зависимостью

$$S = C_c, \quad (3.8)$$

где  $S$  – сопротивление сдвигу (скалыванию);

$C_c$  – структурные сцепление, обусловленное кристаллизационными связями.

Согласно уравнению (3.8) сопротивление сдвигу (скалыванию) скальных пород не зависит от величины нормального давления  $P$ .

В лабораторных условиях прочность скальной породы на сдвиг определяется раздавливанием образца породы на прессе. По результатам этих опытов определяют сопротивление породы скалыванию.

$$S = C_c = p_{\text{разд}}/2, \quad (3.9)$$

где  $p_{\text{разд}}$  – предел прочности породы на раздавливание.

Если опыт ведется в условиях объемного напряженного состояния (в стабилометрах), то сопротивление породы скалыванию определяют формулой:

$$S = C_c = (\zeta_1 - \zeta_2)/2, \quad (3.10)$$

где  $\zeta_1$  – предел прочности породы на раздавливание при боковом обжатии образца породы  $\zeta_2$ .

Полученные таким образом значения скалывания пород следует рассматривать только применительно к самой породе в монолите. Вопрос о величине сопротивления сдвигу толщи скалистых пород в целом с учетом ее трещиноватости требует постановки специальных опытов для каждого частного случая с учетом особенностей трещиноватости (ориентация, интенсивность трещиноватости, состав заполнителя трещин т.д.).

**Пример 3.1.** На прессе в условиях одноосного напряженного состояния был раздавлен образец известняка. При этом сопротивление образца известняка раздавливанию оказалось равным  $p_{\text{разд}} = 500 \text{ кг/см}^2 = 50 \text{ МПа}$ .

Определить величину сопротивления скалыванию известняка.

**Решение.** По формуле (3.9) определяем величину сопротивления скалыванию



известняка:

$$p_{\text{разд}}/2=500/2=250 \text{ кг/см}^2=25 \text{ МПа}.$$

**Пример 3.2.** В условиях трехосного напряженного состояния образец мела был подвергнут испытанию на раздавливание. При этом оказалось, что при всестороннем боковом обжатии  $\zeta_2=20 \text{ кг/см}^2=2 \text{ МПа}$  бұлганда бұр намунасы юк  $\zeta_1=100 \text{ кг/см}^2=10 \text{ МПа}$  бұлганда бұлакланган.

Определить сопротивление скалыванию мела.

**Решение.** Сопротивление скалыванию мела при испытании в условиях трехосного напряженного состояния определяется формулой (3.10):

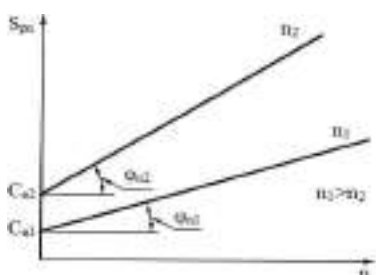
$$S = (\zeta_1 - \zeta_2)/2 = (100 - 20)/2 = 40 \text{ кг/см}^2 = 4 \text{ МПа}.$$

### 3.3. Сопротивляемость сдвигу сыпучих грунтов

Применительно к сыпучим грунтам сопротивляемость их сдвигу (рис. 3.2) как показателя прочности определяется (Н.Н.Маслов, 1941 г.)

$$S_{pn} = p \operatorname{tg} \theta_n + C_n, \quad (3.11)$$

бу ерда  $p$  – нормальное напряжение по площадке сдвига;  $\theta_n$  – угол внутреннего трения при пористости  $n$ ;  $C_n$  – структурное сцепление при пористости  $n$ .



**Рис. 3.2.** Сопротивляемость сдвигу песчаных грунтов с учетом их плотности

Напомним, что пористость  $n$  объем пор в единице объема грунта, %.

Наличие индексов  $p$  и  $n$  при параметрах  $S_{pn}$ ,  $C_n$  и  $\theta_n$  является отличительной чертой целостной системы взглядов Н.Н.Маслова на прочность грунтов и разработанной им *теории плотности-влажности*. Они используются для того, чтобы сразу указать на зависимость физических параметров: прочности грунта от его плотности, а сопротивляемости сдвигу – от плотности и величины нормальных напряжений.

Эффект проявления внутреннего трения в сыпучих грунтах определяется не столько взаимным скольжением частиц, сколько процессом их вращения и качения. При этом результирующий угол внутреннего трения сыпучего грунта существенно отличается от угла сухого внешнего трения скольжения, возникающего между отдельными твердыми поверхностями частиц сыпучего тела.

Сцепление сухих сыпучих грунтов при сдвиге обусловлены силами взаимного зацепления частиц друг за друга. Влияние зацепления возрастает с увеличением плотности сыпучего грунта (пористость  $n$  уменьшается). Некоторое увлажнение сыпучего грунта может привести к появлению дополнительного сцепления, обусловленного силами поверхностного натяжения воды, заполняющей поры сыпучего грунта. Однако увлажнение

не сказывается на изменении угла внутреннего трения грунта, так как пленки воды из-за малой толщины прорезаются контактными гранями частиц и не препятствуют реализации сил трения скольжения и качения в полном объеме.

Таблица 3.1

**Расчетные величины углов внутреннего трения сыпучих грунтов**

Категория песка	Угол внутреннего трения $\theta_n,^\circ$	
	Низкая плотность	Средняя плотность
Тонкозернистый пылеватый	26	28
Мелкозернистый	26	30
Среднезернистый	28	32
Крупнозернистый	30	34
С гравием галькой	32	36

Величина сцепления в сыпучих грунтах варьирует в очень широких пределах: от 0 (в предельно рыхлом состоянии) до 0,03 ... 0,05 МПа. В неоднородных сыпучих грунтах с включением крупных фракций (песчано- гравелисто-галечные грунты) сцепление обычно достаточно велико и достигает 0,1 и даже 0,2 МПа. Угол внутреннего трения также повышается с увеличением содержания в грунте крупных фракций, уменьшением окатанности слагающих пород зерен и увеличением его плотности. В зависимости от этих факторов угол внутреннего трения изменяется от 24 до 45° и выше. При переходе в песках от очень плотной укладки к рыхлой угол внутреннего трения может падать на 7 ... 12 и даже 15°.

Ориентировочные значения (Н.Н.Маслов, 1941 г.) расчетных величин углов внутреннего трения сыпучих грунтов с окатанными зернами приведены в табл. 3.1.

Для средних условий угол внутреннего трения песков может приниматься равным 30°.

**Пример 3.3.** Песок намывается в подходную к мосту насыпь с объемным весом скелета  $\rho_d=1,64 \text{ т/м}^3$ . При указанной плотности песок был испытан на сдвиг в одноплоскостном сдвиговом приборе, в результате чего получены следующие данные:

при вертикальной нагрузке  $\zeta_1=1 \text{ кг/см}^2=0,1 \text{ МПа}$  сопротивление сдвигу

$$S'_{pn}=0,8 \text{ кг/см}^2=0,08 \text{ МПа};$$

при вертикальной нагрузке  $\zeta_2=2 \text{ кг/см}^2=0,2 \text{ МПа}$  сопротивление сдвигу

$$S''_{pn}=1,5 \text{ кг/см}^2=0,15 \text{ МПа};$$

при вертикальной нагрузке  $\zeta_3=3 \text{ кг/см}^2=0,3 \text{ МПа}$  сопротивление сдвигу

$$S'''_{pb}=2,2 \text{ кг/см}^2=0,22 \text{ МПа}.$$

Определить параметры сдвига песка: угол внутреннего трения  $\theta_n$  и сцепление зацепления  $C_n$ .

**Решение.** Данные опытов на сдвиг наносятся на график зависимости сопротивления сдвигу  $S_{pn}$  от нормальной нагрузки  $p$  (см. рис. 3.1) и опытные точки соединяются прямой.

Отрезок, отсекаемый этой прямой на оси ординат, принимается за сцеплением  $C_n$ . Его величина обычно снимается прямо с графика (с учетом масштаба чертежа). В условиях примера сцепление зацепления равно

$$C_n=0,1 \text{ кг/см}^2=0,01 \text{ МПа}.$$

Угол внутреннего трения  $\theta_n$  рассчитывается по тангенсу угла наклона прямой сдвига. Поскольку в условиях примера опытные точки идеально ложатся на прямую сдвига, тангенс угла наклона этой прямой очевидно будет равно:

$$tg\varphi_n = \frac{S_{pn}^I - S_{pn}^I}{\frac{n}{\sigma_2 - \sigma_1}} = \frac{S_{pn}^I - S_{pn}^I}{\frac{P}{n} - \sigma_2} = \frac{1,5 - 0,8}{2 - 1} = \frac{2,2 - 1,5}{3 - 2} = 0,7.$$

Таким образом,  $\theta_n = 35^\circ$ .

**Пример 3.4.** При испытаниях песка одной и той же плотности в стабилометре получены следующие данные:

при боковом давлении  $\zeta_2 = 0,6 \text{ кг/см}^2 = 0,06 \text{ МПа}$  образец разрушился под вертикальной нагрузкой  $p' = 2,35 \text{ кг/см}^2 = 0,0235 \text{ МПа}$ ;

при боковом давлении  $\zeta_2' = 0,85 \text{ кг/см}^2 = 0,085 \text{ МПа}$  образец разрушился под вертикальной нагрузкой  $p'' = 3,10 \text{ кг/см}^2 = 0,31 \text{ МПа}$ ;

при боковом давлении  $\zeta_2'' = 1,30 \text{ кг/см}^2 = 0,13 \text{ МПа}$  образец разрушился под вертикальной нагрузкой  $p''' = 4,30 \text{ кг/см}^2 = 0,43 \text{ МПа}$ .

Определить параметр сдвига песка.

**Решение.** 1. На разности главных напряжений  $\zeta_1 - \zeta_2$  строим три круга Мора и проводим касательную к этим кругам (2.21-рассм).

2. Сцепление зацепление  $C_n$  определяем с учетом масштаба графика по отрезку, который отсекает на оси ординат касательная к кругам Мора. Эта величина равна:

$$C_n = 0,2 \text{ кг/см}^2 = 0,02 \text{ МПа}.$$

3. Определяем угол наклона касательной к кругам Мора. Для этого с графика снимаем любые две ординаты  $S_{pn}$ . Например, для  $\zeta_1 = 2 \text{ кг/см}^2 = 0,2 \text{ МПа}$   $S_{pn} = 1,25 \text{ кг/см}^2 = 0,125 \text{ МПа}$ , для  $\zeta_2 = 3 \text{ кг/см}^2 = 0,3 \text{ МПа}$   $S_{pn} = 1,80 \text{ кг/см}^2 = 0,18 \text{ МПа}$ .

Тогда:

$$tg\varphi_n = \frac{1,80 - 1,25}{3 - 2} = 0,55.$$

и  $\theta_n = 28^\circ 50'$ .

### 3.4. Сопротивляемость сдвигу глинистых грунтов

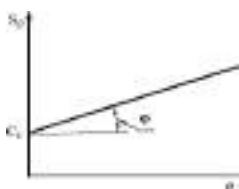
Сопротивляемость сдвигу глинистых грунтов имеет гораздо более сложную природу, чем сопротивляемость сдвигу сыпучих грунтов. В настоящее время определение прочности глинистых грунтов выполняется согласно теории плотности-влажности Н.Н.Маслова или теории эффективных напряжений К.Терсаги.

Согласно теории плотности-влажности выделяют три основные разновидности глинистых (связных) грунтов: жесткие, скрытопластичные и пластичные.

К *жестким* глинам относят древние, часто цементированные коренные (дочетвертичные) отложения, характеризующиеся значительной прочностью и плотностью, которая под нагрузкой практически не увеличивается и остается близкой к природной. В этом случае влажность также является величиной постоянной, а величина сцепления грунта определяется прочностью жестких межчастичных связей цементационного характера. Сопротивляемость сдвигу таких грунтов (рис. 2.3) определяется зависимостью

$$S_p = ptg\theta + C_c, \quad (3.12)$$

где  $C_c$  – структурное сцепление, не зависящее от плотности-влажности грунта.



**Рис. 3.3. Сопротивляемость сдвигу жестких глин**

В данном случае прочность связей структурного сцепления  $C_c$  обусловлена проявлением в грунтах процессов цементации – спекания, кристаллизации т.п. При деформациях грунта эти связи носят четко выраженный хрупкий и всегда необратимый характер разрушения. Сцепление  $C_c$  оказывается очень чувствительным к искусственному нарушению структуры грунта, которое очень часто происходит при разработке выемок, отсыпке и уплотнении грунта в дорожных насыпях и дамбах.

К жестким глинистым грунтам могут быть отнесены многие дочетвертичные глинистые породы: мергелистые и опоковидные глины, аргиллиты, алевролиты и т.п. Следует иметь в виду, что жесткие необратимые связи, а следовательно, и структурные сцепление  $C_c$  характерны также и для глин четвертичного возраста, если они имеют твердую или полутвердую консистенцию.

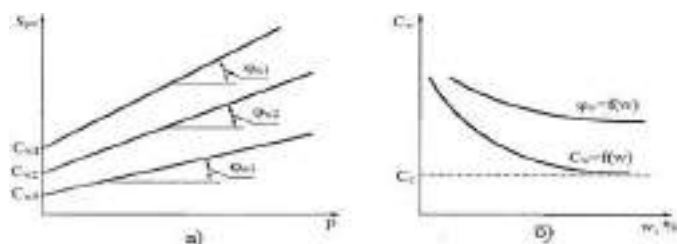
*Скрытопластичные* глинистые грунты имеют более сложную природу внутренних структурных связей, прочность которых в значительной степени

определяется состоянием грунта по его плотности-влажности. В этих условиях величина сопротивляемости сдвигу определяется зависимостью

$$S_{pw} = ptg\theta_w + C_w, \quad (3.13)$$

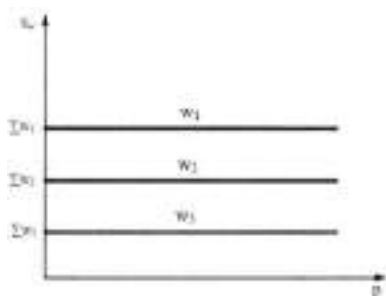
где  $\theta_w$  – угло внутреннего трения грунта при влажности  $w$ ;  $C_w$  – величина общего структурного сцепления при влажности  $w$ .

Графические зависимости (3.13) имеет вид пучка наклонных прямых (рис. 3.4, а), каждая из которых соответствует тому или иному постоянному значению плотности-влажности грунта.



**Рис. 3.4. Сопротивляемость сдвигу скрытопластичных глинистых грунтов (а) и зависимость общего структурного сцепления и угла трения от влажности (б)**

Следует обратить особое внимание, что углы наклона функций  $S_{pw}=f(p)$  к оси абсцисс различны. Увеличение плотности грунта и уменьшение его влажности  $w$  вызывают прежде всего увеличение угла внутреннего трения грунта  $\theta_w$ . Именно угол  $\theta_w$  и является согласно теории плотности-влажности истинным углом внутреннего трения глинистого грунта. Что касается общего структурного  $C_w$  величина которого определяется размером отрезка, отсекаемого на оси ординат прямой  $s_w=f(p)$  (см. рис. 3.4), то оно имеет достаточно сложную физическую природу, которая, в частности, проявляется при рассмотрении графической зависимости общего сцепления от влажности грунта. График функции  $C_w=f(w)$  (рис. 3.5) имеет ясно выраженную горизонтальную асимптоту, свидетельствующую о наличии в составе общего структурного сцепления  $C_w$  некоторой части, на величину которой изменение влажности грунта не оказывает заметного влияния.



**Рис. 3.5. Сопротивляемость сдвигу глинистых грунтов пластичной разновидности**

Данное обстоятельство послужило основанием полагать, что наличие общего структурного сцепления  $C_w$  обусловлено проявлением в глинистых грунтах прочности структурных связей двух типов. Часть из них проявляет все признаки хрупких цементационных связей, которые при разрушении не восстанавливаются и поэтому являются необратимыми. Эти связи обуславливают прочность жесткого структурного сцепления  $C_c$ . Другая часть общего структурного сцепления  $C_w$  приходится на прочность связей в глинистых грунтах, имеющих водно-коллоидную природу.

Из-за наличия именно этих связей глинистые грунты в зависимости от степени увлажнения могут многократно переходить из твердого состояния в текучее, и наоборот.

Тонкие частицы, слагающие глинистый грунт, в совокупности со всеми формами воды, заполняющей его поры и находящейся вокруг частиц грунта, формируют особый вид структурных связей глинистого грунта, прочность которых проявляется в качестве еще одной доли его структурной прочности, а именно: прочности-связности  $\Sigma_w$ . Тогда общее сцепление  $C_w$  можно представить в следующем виде:

$$C_w = \Sigma_w + C_c. \quad (3.14)$$

С учетом этой зависимости формула (3.13), определяющая сопротивляемость сдвигу глинистых грунтов скрытопластичной разновидности, несколько видоизменится:

$$S_{pw} = ptg\theta_w + \Sigma_w + C_c. \quad (3.15)$$

Отметим еще одну важную особенность структурных связей водно-коллоидной природы. Дело в том, что в течение достаточно длительного геологического времени формирования отложений грунта как осадочной горной породы водно-коллоидные оболочки в процессе диагенеза (уплотнения) и эпигенез (цементации) подвергаются процессам коллоидного старения. При этом толщина водных оболочек на поверхности частиц уменьшается, а влажность грунта снижается. Грунт теряет свою пластичность и приобретает некторорую жесткость. Коллоидные оболочки теряют в результате старения свою гибкость и способность полного восстановления при гидратации и дегидротации. В глинистом грунте происходит как бы процесс загустевания с постепенным переходом внутренних водно-коллоидных связей в жесткости. Доля связности  $\Sigma_w$  в грунте соответственно уменьшается, а доля сцепления, приходящегося на жесткое структурное сцепление  $C_c$ , увеличивается. При этом глинистый грунт приобретает повышенную твердость и жесткость.

*Пластичные* глинистые грунты относятся по геологическому возрасту к молодым отложениям тяжелых суглинков и жирных глин. В таких грунтах водно-коллоидные оболочки развиты настолько, что полностью исключается возможность непосредственного контакта минеральных частиц между собой. Именно по этой причине силы трения между частицами скелета грунта практически близки или равны нулю и, следовательно, коэффициент и угол трения имеют нулевые значения. Данное обстоятельство позволяет рассматривать пластичные глинистые грунты как тяжелую вязкую жидкость, в которой закономерности теорий трения сухих поверхностей и граничного трения уступают место закономерностям гидродинамического трения. В этих условиях сопротивляемость сдвигу пластичных глин оказывается независимой от величины нормальных напряжений.

С учетом изложенного ранее сопротивляемость сдвигу пластичных глинистых грунтов в наиболее краткой форме можно выразить формулой

$$s_w = \Sigma_w. \quad (3.16)$$

Графически функция (3.16), отвечающая тому или иному значению влажности  $w$  грунта, отображается прямой линией, параллельной оси абсцисс (3.5-рассм).

В геотехнической практике обычно это связано с предварительной разработкой грунтов тем или иным механическим способом, их последующей транспортировкой, отсыпкой и, наконец, уплотнением. Именно по этой схемой производится возведение насыпей автомобильных и железных дорог, отсыпка грунтовых плотин гидротехнических сооружений. В этих и аналогичных случаях жесткие цементационные структурные связи в глинистых грунтах необратимо разрушаются, что приводит к некоторому снижению прочности грунта, так как при этом  $C_c = 0$ .

Применительно к грунтам ненарушенной структуры сопротивляемость сдвигу глинистых грунтов скрытопластичной разновидности будет определяться формулой

$$S_{pw} = ptg\theta_w + \Sigma_w. \quad (3.17)$$

Нельзя не отметить, что разрушение жестких структурных связей в глинистых грунтах и снижение их прочности на сдвиг может происходить и в условиях длительных и чрезмерно больших сдвиговых деформаций, что иногда наблюдается в основаниях подпорных сооружений, грунтовых массивах природных склонов и откосах земляного полотна транспортных сооружений. В этой связи значительной практической интерес может представлять вопрос о так называемой длительной прочности глинистых грунтов.

В рамках теории плотности-влажности величина длительной сдвиговой прочности грунта обычно связывается с возможностью развития во времени длительных деформации ползучести.

Если подобные деформации отсутствуют, то величина длительной прочности грунтов ничем не отличается от их прочности, определяемой при быстром сдвиге. В этом случае формулы (3.12), (3.13) и (3.16) одновременно будут соответствовать значениям длительной прочности глинистых грунтов.

Однако если грунт испытывает длительно действующие деформации ползучести, приводящие обычно к постепенному разрушению жестких структурных связей, его длительная прочность выражается следующим образом:

Длительная прочность жестких глин –

$$s_p = ptg\theta; \quad (3.18)$$

длительная прочность скритопластичных глин –

$$s_{pw} = ptg\theta_w + \Sigma_w; \quad (3.19)$$

длительная прочность пластичных глин –

$$s_w = \Sigma_w. \quad (3.20)$$

**3.5-мисол.** Глинистый грунт был подвергнут испытанию на сдвиг в приборе прямого сдвига по методу незавершенной консолидации.

В результате испытания получены следующие данные (3.2-жадвал).

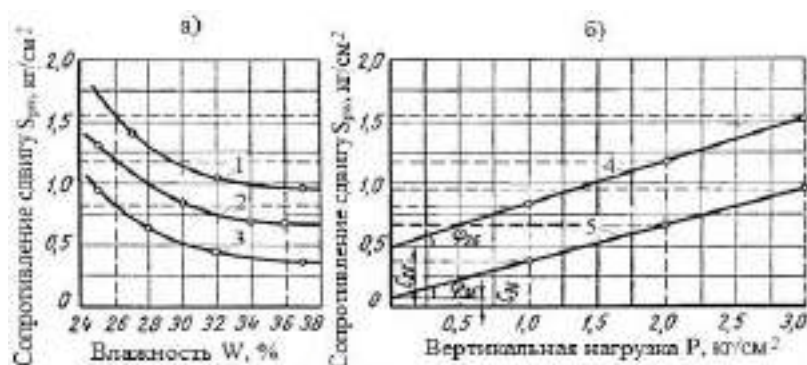
Определить значение параметров сдвига  $\theta_w$  и  $C_w$  глинистого грунта при влажности  $W_1=26\%$  и  $W_2=36\%$ .

**Решение.** 1. По данным табл. 3.2 строят график зависимости сопротивления сдвигу от влажности (рис. 3.6, а).

Таблица 3.2

Нормальная нагрузка $p_1=1$	Влажность $W$ грунта после сдвига, %	25	28	32	37
	Сопротивление сдвигу $s_{pw}$ ,	0,95	0,65	0,45	0,35

$кг/см^2=0,1 МПа$	$кг/см^2 (0,1 МПа)$				
Нормальная нагрузка $p_2=2$ $кг/см^2=0,2 МПа$	Влажность $W$ грунта после сдвига, %	25	30	34	36
	Сопротивление сдвигу $s_{pw}$ , $кг/см^2 (0,1 МПа)$	1,30	0,85	0,70	0,65
Нормальная нагрузка $p_3=3$ $кг/см^2=0,3 МПа$	Влажность $W$ грунта после сдвига, %	25	27	32	37
	Сопротивление сдвигу $s_{pw}$ , $кг/см^2 (0,1 МПа)$	1,75	1,40	1,05	0,95



1- $p=3 кг/см^2$ ; 2- $p=2 кг/см^2$ ; 3- $p=1 кг/см^2$ ;  
4- $W_1=26\%$ ;  $\theta_{26}=19^{\circ}28'$ ;  $C_{26}=0,5 кг/см^2$ ;  
5- $W_2=36\%$ ;  $\theta_{36}=16^{\circ}42'$ ;  $C_{36}=0,08 кг/см^2$ ;

**Рис. 3.6. График сопротивления сдвигу в зависимости:**  
а)-от влажности; б)-от нормальной нагрузки

2. Из точек на оси абсцисс, соответствующих значениям влажности 26% и 36%, восстанавливают перпендикуляры до пересечения их с кривыми зависимости сопротивления сдвигу от влажности. Точки пересечения перпендикуляров с указанными кривыми показывают сопротивление сдвигу  $S_{pw}$  данного грунта при данной нагрузке 1, 2 или 3  $кг/см^2=0,3 МПа$  и влажности 26% или 36%.

3. По найденным значениям  $S_{pw}$  строят график зависимости сопротивления сдвигу от нагрузки (рис. 3.6, б) и определяют параметры сдвига  $\theta_w$  и  $C_w$ .

При этом принимается, что в предельном состоянии зависимость между  $S_{pw}$  и  $p$  определяется линейным уравнением (3.13).



Графически указанному уравнению соответствует прямая линия, отсекающая на оси ординат отрезок  $C_w$ , и наконец наклонная к оси абсцисс под углом  $\theta_w$ .

Значения общего сцепления  $C_w$  определяется по масштабу чертежа, а угол внутреннего трения – по его тангенсу.

В условиях примера значение  $C_w$  при влажности глинистого грунта  $W_1=26\%$  равно  $C_w=0,50 \text{ кг/см}^2$ , а при влажности  $W_2=36\%$  равно  $C_w=0,08 \text{ кг/см}^2=0,008 \text{ МПа}$ .

Угол внутреннего трения можно рассчитать по любой из ординат двух точек прямой сдвига.

Для прямой сдвига при влажности 26% значение угла внутреннего трения  $\theta$  можно рассчитать по значениям  $S_{pw}$ , определяемым по графику, например, при нагрузках  $p_1=1 \text{ кг/см}^2=0,01 \text{ МПа}$  и  $p_2=2 \text{ кг/см}^2=0,2 \text{ МПа}$ :

$$S'_{pw}=0,85 \text{ кг/см}^2=0,085 \text{ МПа}, S''_{pw}=1,20 \text{ кг/см}^2=0,12 \text{ МПа},$$

$$\text{tg}\varphi_{26} = \frac{1,20 - 0,85}{2 - 1} = 0,35.$$

$$\theta_{26} = 19^\circ 28'.$$

Для глинистого грунта при влажности 36% значение угла внутреннего трения определяем при тех же значениях нормальных напряжений:

$$p_1=1 \text{ кг/см}^2=0,1 \text{ МПа}, p_2=2 \text{ кг/см}^2=0,2 \text{ МПа};$$

$$S'_{pw}=0,35 \text{ кг/см}^2=0,035 \text{ МПа}; S''_{pw}=0,65 \text{ кг/см}^2=0,065 \text{ МПа};$$

$$\text{tg}\varphi_{36} = \frac{0,65 - 0,35}{2 - 1} = 0,03; \quad \theta_{36} = 16^\circ 42'.$$

Точно таким же образом мы можем рассчитать значения  $\theta_w$  и  $C_w$  для любой влажности в пределах от  $W=25\%$  до  $W=37\%$ .

**Пример 3.6.** В результате опытов на сдвиг глинистого грунта по методу незавершенной консолидации получены следующие значения угла внутреннего трения  $\theta_w$  и общего сцепления  $C_w$  (табл. 3.3).

Таблица 3.3

Влажность $W$ , %	26,5	27,3	29,0	30,5	32,0
Угол внутреннего трения $\theta^p$	16	14	12	11,3	11
Общее сцепление $C_w$ , $\text{кг/см}^2$ (0,1 МПа)	0,23	0,17	0,09	0,075	0,075

Определить: 1) сопротивление сдвигу грунта с влажностью 28% при вертикальной нагрузке  $p=2 \text{ кг/см}^2=0,2 \text{ МПа}$ ;

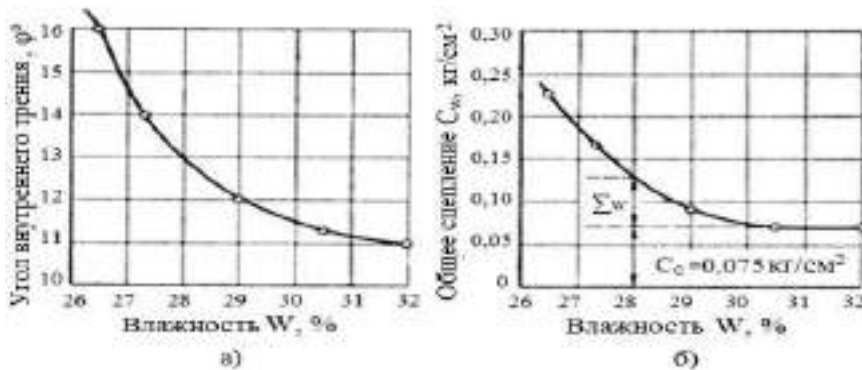
2) установить значение структурного сцепления  $C_c$  и связности  $\sum_w$ .

**Решение.** 1. По данным табл. 3.3 строится график зависимости  $\theta_w$  и  $C_w$  от влажности (рис. 3.7).

2. С графика снимаются значения  $\theta_{28}$  и  $C_{28}$ . В условиях примера они оказываются равным:  $\theta_{28} = 12^\circ$  и  $C_{28} = 0,13 \text{ кг/см}^2 = 0,013 \text{ МПа}$ .

3. По найденным значениям определяют сопротивление сдвигу глинистого грунта с влажностью 28% под нагрузкой  $2 \text{ кг/см}^2 = 0,2 \text{ МПа}$ :

$$S_{pw} = ptg\theta_w + C_w = 2 \cdot 0,21 + 0,13 = 0,54 \text{ кг/см}^2 = 0,054 \text{ МПа}.$$



**Рис. 3.7. График зависимости от влажности:**

а)-угла внутреннего трения и б)-сцепления

4. Уразделение общего сцепления  $C_w$  на сцепление связности  $\Sigma_w$  и структурное сцепление  $C_c$  производится по рис. 3.7, б. В условиях примера оно оказывается равным:

$$C_c = 0,075 \text{ кг/см}^2 = 0,0075 \text{ МПа};$$

$$\Sigma_w = 0,13 - 0,08 = 0,05 \text{ кг/см}^2 = 0,005 \text{ МПа}.$$

Таким образом, грунты представляют собой очень сложное физическое тело, и их состояние зависит от происхождения первичных горных пород. В зависимости от типа грунта, его плотности и влажности образуются различные структурные связи, вследствие чего различна и их прочность.

### Контрольные вопросы

1. Что такое показатель прочности грунтов.
2. Понятие сопротивления грунта сдвигу.
3. Стойкость к сдвигу сыпчих грунтов.

4. Сопротивление сдвигу глинистых грунтов.
5. Как определяют сопротивление грунтов в лабораторных условиях.
6. Как определить сопротивление каменистых горных грунтов.
7. Понятие предела устойчивости.
8. Законы Кулона и Мора.
9. Теория плотности влаги.
10. Водно-коллоидное соединение.

**Ключевые слова:** прочность, сопротивление, связанный и несвязанный грунт, предел прочности, сцепления, внутренний угол связи, нормальное напряжение, сопротивление сдвигу, структурная связь.

## ГЛАВА IV. НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЙ

### 4.1. Оценка прочности грунтовых оснований без учета нормальных напряжений

Знание характера и величины нормальных и касательных напряжений в грунтовых основаниях инженерных сооружений и способности той или иной разновидности грунта противостоять их воздействию позволяет подойти к решению вопроса о несущей способности оснований в целом.

Наиболее просто оценка несущей способности оснований сооружений выполняется в случае, когда основание представлено грунтом, прочность которого обуславливается только силами связности  $\Sigma_w$  или жесткого структурного сцепления  $C_c$ . К таким грунтам, как было сказано ранее, относятся глинистые грунты пластичной разновидности ( $\theta_w=0$ ,  $C_c=0$ ), жесткие глины и скальные грунты.

При отсутствии в грунтах основания значительных углов внутреннего трения  $\theta_w > 5^\circ$  оценка несущей способности грунта с учетом напряженного состояния оснований сооружений приводится на основе общего принципа, при котором определяется величина коэффициента запаса устойчивости  $K_{зан}$ , представляющего собой отношение величины сопротивляемости грунта основания сдвигу  $s_{очн}$  к величине действующего касательного напряжения  $\eta$ :

$$K_{зан} = \frac{s_{очн}}{\tau} . \quad (4.1)$$

Если  $K_{зан} > 1$ , то полагается, что прочность грунта обеспечена. Когда  $K_{зан} = 1$ , имеет место предельное состояние грунта по прочности. И наконец, при возможности нарушения прочности грунта величина  $K_{зан} < 1$ .

Данный принцип в зависимости от конкретных условий инженерной задачи может быть использован для оценки прочности и устойчивости как элемент грунтового основания в расчетной точке, так и всего основания в целом. Обычно рассматривается один из трех возможных вариантов оценки прочности:

- прочности грунта основания в расчетной точке  $A(z, x)$ ;
- прочности грунта основания по заданной площадке с углом ее ориентации  $\delta$  в расчетной точке  $A(z, x)$ ;
- прочности грунтового основания сооружения в целом.

**Оценка прочности грунта основания в произвольной расчетной точке основания  $A(z, x)$ .** В этом случае необходимо обратиться к элементам анализа напряженного состояния основания в точке, рассмотренного в гл. 2 с помощью диаграммы Мора (Рис. 2.21, а). В любой заданной точке из бесконечного множества площадок, которые можно через нее провести, есть два взаимно ортогональные площадки, на которых величина действующих касательных напряжений максимальна, т.е.  $\eta = \eta_{max}$ . При этом угол наклона к направлению действия главных напряжений  $\delta = 45^\circ$ . При этих условиях вероятность возможного нарушения прочности грунта в точке именно по этим площадкам является максимальной, по этому величина  $K_{зан}$  в соответствии с формулой (4.1) будет определяться следующим образом:

$$K_{зан} = \frac{s_{ОСН}}{\tau} \quad (4.2)$$

max

С учетом зависимости  $\eta_{max}$  от величины главных напряжений в той или иной расчетной точке  $A(z, x)$  в соответствии с формулой (2.35) будем иметь келати

$$K_{зан} = \frac{2s_{ОСН}}{\sigma_1 - \sigma_2} \quad (4.3)$$

Или же для случая равномерно распределенной нагрузке  $P_0$  с учетом формулы (2.36) получим

$$K_{зан} = \frac{\pi s_{ОСН}}{P_0 \sin \alpha} \quad (4.4)$$

где  $\alpha$  – угол видимости.

Следует напомнить, что требуемые величины  $\eta_{max}$  могут быть найдены по графикам (см. рис. 2.18 или 2.29) применительно к различным формам приложенной внешней нагрузки  $P_0$  на основание.

**Пример 4.1.** Требуется оценить степень прочности грунта в точке  $A(z, x)$  в условиях задачи примера 2.1 при сопротивляемости сдвигу грунта в основании  $s_w = 0,06$  МПа.

**Решение.** В результате решения задачи примера 2.1 в точке  $A(z, x)$  были найдены следующие величины главных напряжений:  $\sigma_1 = 0,112$  МПа,  $\sigma_2 = 0,01$  МПа. По формуле (4.3) получим  $K_{зан} = (2 \cdot 0,06) / (0,112 - 0,01) = 1,18 > 1,0$ , т.е. прочность в расчетной точке обеспечена.

**Оценка прочности грунта основания по заданной площадке в расчетной точке  $A(z, x)$ .** В отличие от предыдущего случая в этом варианте при определении коэффициента

запаса  $K_{зан}$  необходимо предварительно определить величину касательных напряжений, действующих именно по конкретной площадке, что в практических задачах часто обусловлено особенностями инженерно-геологического строения основания, его неоднородностью, наличием наклонно залегающих слоев или прослоек недостаточной прочности.

Обратимся вновь к диаграмме Мора (см. рис. 2.21), где  $\omega=2\delta$ . Величина касательных напряжений  $\eta_\delta$ , действующих в точке по площадке с углом ориентации  $\delta$ , с учетом формул (2.3) и (2.35) будет равна

$$\eta_{\delta} = \eta_{\max} \sin 2\delta. \quad (4.5)$$

Тогда величина коэффициента запаса прочности грунта по заданной площадке определится как

$$K_{\text{зан}} = \frac{s_{\text{осн}}}{\tau_{\max} \sin 2\delta}. \quad (4.6)$$

При наличии равномерно распределенной нагрузки  $P_0$  формула (4.6) примет следующий вид:

$$K_{\text{зан}} = \frac{\pi s_{\text{осн}}}{P_0 \sin \alpha \sin 2\delta}. \quad (4.7)$$

**Оценка прочности грунтового основания сооружения в целом.** Оценивая степень устойчивости грунтового основания в целом, т.е. с глобальных и обобщенных позиций, необходимо из множества расчетных точек выбрать такие, в которых грунт работает, с точки зрения действующих касательных напряжений, в наиболее неблагоприятных условиях. К таким точкам следует прежде всего отнести точки, в которых действуют самые максимальные касательные напряжения из всех возможных  $\eta_{\max}$ , называемые поэтому  $\eta_{\max.\max}$  – максимум максимум. Геометрическим местом этих точек (см.гл. 2) является окружность, опирающаяся на загруженную площадку как на свой диаметр. В этом случае угол видимости равен  $90^\circ$ ,  $\sin \alpha = 1$  и:

$$\tau_{\max.\max} = \frac{P_0}{\pi}. \quad (4.8)$$

Тогда для этих условий коэффициент запаса устойчивости основания в целом будет определяться выражением

$$K_{\text{зан}} = \frac{\pi s_{\text{осн}}}{P_0}. \quad (4.9)$$

Применительно к однородному грунтовому полупространству формула (4.9) позволяет не только определить величину  $K_{\text{зан}}$  при заданных значениях приложенной на основание внешней нагрузки  $P_0$ , но и оценить возможное значение безопасной нагрузки ( $P_0 = P_{\text{без}}$ ) исходя из заданных значений структурного сцепления  $C_c$  для жестких глин либо сцепления связности  $\Sigma_W$  для пластичных глинистых и слабых грунтов. Для этого достаточно принять величину  $K_{\text{зан}} = 1$  в формуле (4.9). Это равносильно условию, при котором ни в одной точке основания грунт не будет разрушен. Тогда исходя из формулы (4.9) можно записать

$$P_0 = P_{\text{без}} = \pi C_{\text{осн}}. \quad (4.10)$$

С учетом сопротивляемости сдвигу грунтов формула (4.10) примет следующий вид:

для жестких глин и скальных пород -

$$P_{без} = \pi C_c; \quad (4.11)$$

для пластичных глин и слабых грунтов -

$$P_{без} = \pi \Sigma_w. \quad (4.12)$$

Согласно полученным формулам безопасная нагрузка  $P_{без}$  примерно в три раза оказывается выше сопротивляемости сдвигу данных грунтов.

Необходимо отметить, что выражения (4.11) и (4.12) составлены с соблюдением очень строгих требований, поэтому под безопасной нагрузкой  $P_{без}$  мы будем впредь подразумевать нагрузку, определенную со значительным запасом и поэтому заведомо допустимую для данного сооружения. Установление  $P_{без}$  во многих случаях оказывается более чем полезно, так как позволяет в определенных условиях отказаться от более детальных расчетов.

Применительно к треугольной нагрузке, что в большей степени соответствует характеру загрузки оснований дорожными насыпями, величина  $P_{без}$  для слабых грунтов с учетом (см. рис. 2.29) значений  $\eta_{max,max} = 0,256 P_0$  будет равной

$$P_{без} = 1/0,256 \Sigma_w = 3,9 \Sigma_w. \quad (4.13)$$

Применительно к оценке коэффициента запаса общей устойчивости с учетом разновидностей грунта имеем:

для жестких глин и скальных пород -

$$K_{зан} = \frac{\pi C_c}{P_0}, \quad (4.14)$$

Для пластичных глин и слабых грунтов -

$$K_{зан} = \frac{\pi \Sigma_w}{P_0}. \quad (4.15)$$

**Пример 4.2.** На поверхности грунта от сооружения действует равномерно распределенная нагрузка  $0,15 \text{ МПа}$ . Основание сложено слабыми грунтами, сопротивляемость сдвигу которых не превосходит  $\Sigma_w = 0,07 \text{ МПа}$ . Требуется оценить степень устойчивости основания в целом.

**Решение.** По формуле (4.15) имеем:  $K_{зан} = 3,14 \cdot 0,07 / 0,15 = 1,47$ .

В данном примере коэффициент запаса  $K_{зан} > 1$ , что свидетельствует о значительном запасе прочности основания рассматриваемого сооружения при заданной нагрузке. При  $K_{зан} < 1$  мы столкнулись бы с положением, когда требование о безусловной прочности основания во всех его точках не было бы удовлетворено.

Если инженерное сооружение заглублено на некоторую величину  $h_{загл}$ , то в формулах (4.11) и (4.12) при оценке безопасной нагрузки  $P_{без}$ , приложенной на основание в уровне дневной поверхности, следует к правой части добивать еще одно слагаемое  $\rho \cdot h_{загл}$ . Этим слагаемым учитывается влияние силы тяжести вынудой из котлована земли при ее удельном весе  $\rho$ .

**Пример 4.3.** Требуется оценить возможность передачи на грунт нагрузки проектируемого сооружения в уровне дневной поверхности  $P_{coop}=0,15$  МПа. Основание сложено плотной пластичной глиной. Связность грунта, соответствующая его природному состоянию плотности-влажности,  $\Sigma_w=0,065$  МПа. Величина заглубления фундамента  $h_{загл}=1,5$  м, удельный вес грунта  $\rho_w=19$  кН/м<sup>3</sup>=0,019 МН/м<sup>3</sup>.

**Решение.** Учитывая, что  $P_{coop}=P_o+\rho_w h_{загл}$ , нагрузка на грунтовое основание от силы тяжести сооружения в уровне подошвы фундамента  $P_o=P_{coop}-\rho_w h_{загл}=0,15-0,019 \cdot 1,5=0,122$  МПа. По формуле (3.12) получим, что  $P_{без}=3,14 \cdot 0,065=0,204$  МПа.

Поскольку  $P_{без} > P_o$ , нагрузка  $P_{coop}$  безусловна может быть допущено и никаких дополнительных расчетов в данном случае уже не требуется.

Приведенные ранее выражения для оценки прочности грунта без учета влияния нормальных напряжений могут с некоторым дополнительным запасом с успехом использоваться и в случаях, когда угол внутреннего трения грунта  $\theta_w$  оказывается малым и лежит в пределах  $0 < \theta_w < (5 \dots 7^\circ)$ .

## 4.2. Оценка прочности грунтовых оснований с учетом роли нормальных напряжений

### 4.2.1. Условия прочности и устойчивости сыпучих грунтов

Если в грунтовом основании залегают грунты, прочность которых кроме сил сцепления определяется силами трения из-за проявления фактора угла внутреннего трения  $\theta$ , то оценка несущей способности основания приобретает некоторые особенности.

Сопrotивляемость сдвигу в этом случае выражается следующими зависимостями:

для сыпучих (несвязных) грунтов –

$$s_{pw}=ptg\theta_n+C_n; \quad (4.16)$$

для скритопластичных глин –

$$s_{pw}=ptg\theta_n+C_w; \quad (4.17)$$

Напряженное состояние в произвольной точке грунтового основания, как это было показано ранее, полностью характеризуется диаграммой Мора, однако с учетом зависимости (4.17) или (4.16), т.е. прочности грунта, принципиально могут иметь место лишь два случая.

В первом случае в расчетной точке грунт находится в предельном состоянии –  $K_{зан}=1$ .

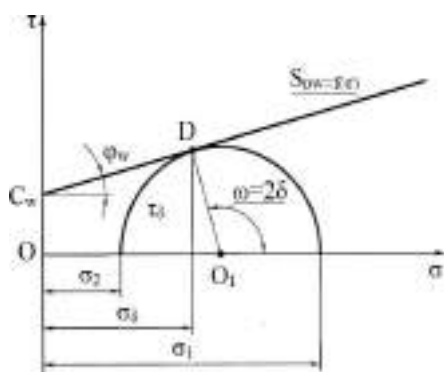
Применительно к этому случаю прямая предельной сдвиговой прочности Кулона, отвечающая уравнению (3.16) и (4.17), будет касаться круга Мора (рис. 4.1). Ориентация площадки, по которой достигается предельное состояние грунта, определяется на круге Мора углом  $\omega=2\delta$ .



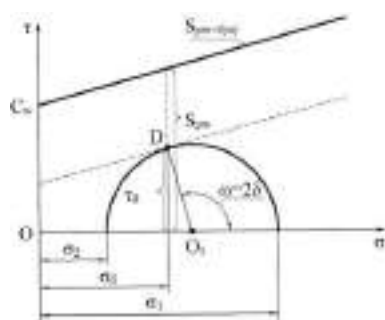
Во втором случае в расчетной точке грунт находится в допредельном состоянии -  $K_{зан} < 1$ .

Применительно к этому случаю прямая Кулона, отражающая прочность грунта на сдвиг, будет проходить выше контура круга Мора (рис. 4.2). Тогда с практической точки зрения важными представляются две принципиальные задачи:

- 1) оценка степени устойчивости грунта по произвольно заданной площадке;
- 2) оценка минимального запаса устойчивости в данной расчетной точке.



**Рис. 4.1. Предельное состояние грунта в точке – прямая сдвиговой прочности круга Мора**



**Рис. 4.2. Допредельное состояние грунта в расчетной точке – прямая сдвиговой прочности не касается круга Мора**

Первая задача может быть решена на основе использования общего принципа оценки устойчивости, т.е. путем определения соответствующего коэффициента запаса устойчивости по заданной площадке

$$K_{зан} = s_{\delta} / \eta_{\delta}, \quad (4.18)$$

где  $s_{\delta}$  – сопротивляемость сдвигу грунта по этой площадке;  $\eta_{\delta}$  – соответствующее касательное напряжение.

Вторая задача требует определения площадки, на которой величина  $K_{зан}$  будет минимальной. Для этого необходимо на графике (рис. 4.2) параллельно прямой предельного состояния грунта провести наклонную прямую, которая касалась бы круга Мора. Полученная точка касания  $D$  на круге Мора однозначно определит ориентацию наиболее невыгодной площадки в расчетной точке и даст возможность вычислить минимальное значение  $K_{зан}$  по формуле (4.18), но при соответствующих значениях нормальных  $\sigma_{\delta}$  и касательных напряжениях  $\eta_{\delta}$ , которые, в свою очередь, для данного случая будут равны:

$$\tau = \tau_{\max} \cos \varphi; \quad s_{\delta} = \left( \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} - \tau_{\max} \sin \varphi \right) \operatorname{tg} \varphi + C, \quad (4.19)$$

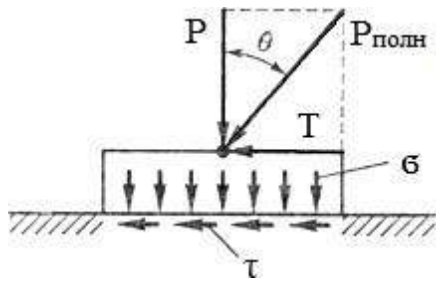
где  $s_{\delta}$  – сопротивляемость сдвигу соответствующего (глинистого или сыпучено) грунта по наиболее опасной площадке.

Таким образом, если речь идет об оценке степени устойчивости грунта основания в расчетной точке, то разновидность грунта основания, а следовательно, и зависимость (или независимость) его сопротивляемости сдвигу от величины нормальных напряжений не оказывает принципиального влияния на методику расчета  $K_{зан}$ .

Однако если это касается оценки степени устойчивости основания в целом, то зависимость сдвиговой прочности грунта основания от нормальных напряжений (фактор угла внутреннего трения) вносит в эту проблему существенные коррективы.

В механике грунтов для оценки в целом устойчивости грунтового основания, обладающего трением, используется подход, предложенный в разное время П.А.Миняевым (1914 г.), Н.П.Пузыревским (1923 г.), Н.М.Герсевановым (1931 г.) и О.К.Фрелихом (1934 г.). В основу в этого подхода лежит сравнительный анализ прочностных параметров идеально сыпучего грунта (угол трения  $\theta$ ) и угол отклонения  $\Theta$ .

Рассмотрим сущность этой методики на примере анализа условий предельного равновесия на сдвиг некоторого блока сыпучего грунта в обойме, лежащего на горизонтальной поверхности также идеально сыпучего грунта, т.е. грунта, обладающего только углом внутреннего трения  $\theta$  при сцеплении  $C = 0$  (рис. 4.3). Представим, что на этот блок действует под углом  $\Theta$  к вертикали некоторая сила  $P_{полн}$ . Разложим силу  $P_{полн}$  на две составляющие: вертикальную  $P$  и горизонтальную  $T$ . Если эти две силы разделить на площадь блока  $F$ , то в плоскости контакта блок – основание получим некоторую интенсивность нормальных  $\sigma$  и касательных  $\eta$  напряжений.



**Рис. 4.3. Схема к анализу условий предельного равновесия на плоский сдвиг произвольного блока**

Сопrotивляемость сдвигу блока по горизонтальной поверхности с учетом действующих нормальных напряжений и прочности грунта:

$$s = (P_{\text{полн}}/F) \cos \theta \operatorname{tg} \theta = \sigma \operatorname{tg} \theta. \quad (4.20)$$

Величина сдвигающих блок напряжений, в свою очередь:

$$\eta = (P_{\text{полн}}/F) \sin \theta. \quad (4.21)$$

В состоянии предельного равновесия удерживающие и сдвигающие напряжения, действующие в основании блока, должны быть равны, поэтому с учетом формул (4.20) и (4.21) можем записать следующее уравнение:

$$(P_{\text{полн}}/F) \cos \theta \operatorname{tg} \theta = (P_{\text{полн}}/F) \sin \theta.$$

После соответствующего сокращения подобных членов и деления левой и правой части данного уравнения на  $\cos \theta$  получим:

$$\operatorname{tg} \theta = \sin \theta / \cos \theta = \operatorname{tg} \theta \quad (4.22)$$

Однако это условие выполнимо, если  $\theta = 0$ . Таким образом, предельное состояние по прочности сыпучего грунта на сдвиг по площадке наступает только тогда, когда угол отклонения  $\theta$  полного напряжения (или суммарного усилия  $P_{\text{полн}}$ ) от вертикали равен углу внутреннего трения грунта  $\theta$ .

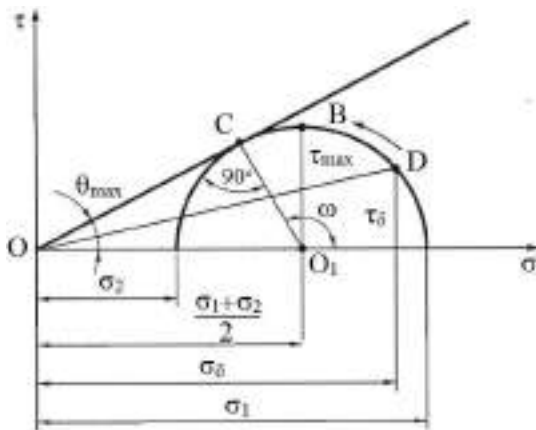
Данный вывод имеет принципиальное значение, поскольку позволяет иначе рассматривать условия прочности и устойчивости элемента грунта в расчетной точке основания сооружения. Действительно, обращаясь вновь к эллипсу напряжений (рис. 2.15), можно заметить, что угол отклонения  $\theta$  в зависимости от ориентации площадки  $\omega$  в точке  $A(z, x)$  принимает значения от 0 до  $\theta_{\text{max}}$ . Степень устойчивости грунта по той или иной площадке в этой точке может определяться путем сравнения значения угла внутреннего трения  $\theta$  и угла отклонения  $\theta$ . Если имеет место условие  $\theta > \theta$ , то по этой площадке грунт находится в допредельном состоянии, если же  $\theta < \theta$ , то имеет место предельно-запредельное состояние.

В том случае, когда необходимо оценить степень устойчивости грунта не по конкретной площадке, а в точке  $A(z, x)$  вообще, достаточно будет

только провести сравнение между собой величины угла трения  $\theta$  и возможного максимального значения угла отклонения  $\theta_{max}$  в этой точке.

На круге Мора, построенном на главных напряжениях в произвольной точке  $A(z, x)$ , угол отклонения  $\theta$  является углом между лучом, соединяющим начало координат  $O$  и произвольную точку  $D$  на круге Мора (рис. 4.4). При этом он будет равен

$$\theta = \arctg \frac{\tau_{\delta}}{\sigma_{\delta}} . \quad (4.23)$$



**Рис. 4.4. Определение максимального угла отклонения  $\theta_{max}$  в расчетной точке с помощью круга Мора**

Вместе с тем при перемещении точки  $D$  влево против часовой стрелки, что соответствует условию вращения расчетной площадки в точке  $A(z, x)$ , угол  $\theta$  постепенно увеличивается. Свое максимальное значение  $\theta_{max}$  угол отклонения  $\theta$  получит, когда он окажется между абсцисс и касательной к кругу Мора в точке  $C$  (см. рис. 4.4). В этом случае угол  $OCO_1$  равен  $90^\circ$  и из прямоугольника  $OCO_1$  следует, что синус угла  $COO_1$  равен отношению катета  $O_1C = \eta_{max} = (\sigma_1 - \sigma_2)/2$  к гипотенузе  $OO_1 = (\sigma_1 + \sigma_2)/2$ .

Отсюда следует

$$\sin \theta_{max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} . \quad (4.24)$$

При этом оказывается, что ориентация наиболее опасной площадки определяется углом наклона  $\omega = 2\delta = 90^\circ + \theta_{max}$ . Отсюда получим

$$\delta = \left( 45^\circ + \frac{\theta_{max}}{2} \right) . \quad (4.25)$$

В соответствии предельного равновесия сыпучей среды  $\theta = \theta_{max}$ , тогда формула (4.25) примет следующий вид:

$$\delta_{пр} = \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) . \quad (4.26)$$

Отсюда следует, что в условиях предельного состояния площадка, по которой может произойти сдвиг грунта, образует своей нормалью с направлением большего главного напряжения  $\sigma_1$  угол  $\delta_{np}$ , определяемой формулой (4.26). Напомним, что для твердого тела ( $\theta=0$ ) этот угол  $\delta_{np}=45^\circ$  и соответствует ориентации площадки, отвечающей действию  $\eta_{max}$ .

После подстановке в формулу (4.24) значений главных напряжений  $\sigma_1$  и  $\sigma_2$ , взятых в соответствии с формулами (2.25) и (2.26), получим:

$$\sin\theta = \frac{\sin\alpha}{\tan\alpha} \quad (4.27)$$

Полученная формула показывает, что угол наибольшего отклонения  $\theta_{max}$  для некоторой заданной точки в случае равномерно распределенной нагрузки зависит лишь от угла видимости  $\alpha$ , соответствующего данной точке. Отсюда следует, известные нам уже круги напряжений (см. рис. 2.18) являются кривыми не только равных главных напряжений  $\sigma_1$  и  $\sigma_2$  и наибольших касательных напряжений  $\eta_{max}$ , но одновременно и равных углов наибольшего отклонения  $\theta_{max}$ . Значения  $\theta_{max}$  в зависимости от углов видимости  $\alpha$  приведены в табл. 2.5.

Необходимо отметить, что формулы (4.24) и (4.27), определяющие величину  $\theta_{max}$ , были получены без учета влияния на формирование напряженного состояния основания собственной силы тяжести грунта. В современной механике грунтов приближенно принимается, что воздействие собственной силы тяжести грунта на толщу в целом подчиняется гидростатическому закону распределения напряжений. При этом условии главные напряжения от собственной силы тяжести  $\sigma_{1g}$  и  $\sigma_{2g}$  равны друг другу и вместе с тем равны природной нагрузке  $\rho_s z$ :

$$\sigma_{1g} = \sigma_{2g} = \rho_s z \quad (4.28)$$

где  $\rho_s$  – удельный вес грунта.

При гидростатическом законе распределения напряжения в точке  $A(z, x)$ , взятой на глубине  $z$  от подошвы фундамента, оказываются равными по всем направлениям. Это позволяет использовать принцип наложения главных напряжений путем суммирования главных напряжений от внешней нагрузки  $\sigma_1$  и  $\sigma_2$  с напряжениями от веса перекрывающей толщи грунта. Суммарный эллипс напряжений становится более полным и менее вытянутым, при этом угол сдвига  $\theta_{max}$  уменьшается и риск нарушения устойчивости грунта в данной точке снижается тем больше, чем глубже эта точка находится.

С учетом изложенного формула (4.28) примет несколько иной вид:

$$\sin\theta = \frac{(\sigma_1 + \sigma_{1g}) - (\sigma_2 + \sigma_{2g})}{(\sigma_1 + \sigma_{1g}) + (\sigma_2 + \sigma_{2g})}$$

После подстановки значений напряжений из формулы (4.28) получим окончательно

$$\sin\theta_{\max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2 + 2\rho_z}. \quad (4.29)$$

Знаменатель в формуле (4.29) в отличие от формулы (4.24) возрастает по мере увеличения глубины  $z$ , что ведет к уменьшению угла  $\theta_{\max}$  с глубиной и логичному повышению устойчивости грунтовой толщи.

Заглубление фундаментов сооружений, т.е. заложение их подошвы на некоторой, иногда весьма значительной глубине от дневной поверхности толщи, является одним из наиболее простых и эффективных мероприятий по повышению несущей способности грунтовых оснований.

Учет заглубления сооружения сводится к уже рассмотренной ранее задаче об учете при оценке несущей способности толщи, собственного веса грунта. В этом случае происходит только некоторое увеличение природной нагрузки в расчетной точке  $A(z, x)$  за счет слоя грунта мощностью  $h_{\text{загл}}$ .

Тогда формула (4.29) примет следующий вид

$$\sin\theta_{\max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2 + 2\rho_s(z + h_{\text{загл}})}. \quad (4.30)$$

При учете заглубления фундамента следует обратить внимание еще на одно важное обстоятельство. Если речь идет об определении равномерно распределенной нагрузке  $P_0$  от силы тяжести сооружения на контакте фундамента – грунт, то при наличии некоторого заглубления это давление, принимая во внимание взвешивающий (по закону Архимеда) эффект грунтовой толщи:

$$P_0 = P_{\text{соор}} - \rho_s h_{\text{загл}}. \quad (4.31)$$

Если величина заглубления фундамента такова, что сила тяжести вынутого из котлована грунта  $\rho_s h_{\text{загл}}$  равна силе тяжести сооружения  $P_{\text{соор}}$ , то из формулы (4.31) следует, что  $P_0 = 0$ . Таким образом, необходимо всегда иметь в виду, что возникающие в грунтовой толще напряжения от веса сооружения всегда являются напряжениями дополнительными, сверх природных напряжений, уже существующих от собственного веса грунта. Однако, чем больше величина заглубления основания фундамента, тем меньше будет величина этого приращения от силы тяжести сооружения.

До настоящего момента все рассуждения велись применительно к идеальным сыпучим грунтам, обладающим только углом внутреннего трения. Реальные сыпучие грунты обладают кроме угла внутреннего трения еще и некоторым структурным сцеплением  $C_s$ . Общим структурным сцеплением  $C_w$  обладают также и глинистые грунты скритопластичной разновидности. В этой связи возникает реальная необходимость при использовании угла отклонения  $\theta_{\max}$  как критерия устойчивости грунта дополнительно оценить влияние и этого фактора.

В механике грунтов для учета структурного сцепления при оценке наибольшего отклонения  $\theta_{max}$  используется некоторый искусственный прием, который заключается в том, что в грунте структурное сцепление  $C$  заменяется равновеликой силой внутреннего трения при заданном значении угла внутреннего трения  $\theta$ .

Увеличение сопротивляемости сдвигу грунта при соблюдении этого условия может быть реализовано только за счет увеличения величины нормальных напряжений по всем площадкам в любой расчетной точке основания.

Наиболее просто это достигается за счет приложения на поверхность грунтовой толщи равномерно распределенной нагрузки, по интенсивности равной силе тяжести столба грунта высотой  $h_{ст}$ , исходя из условия равнозначной замены сил сцепления в грунте силами внутреннего трения в соответствии с формулой  $C = \rho_s h_{ст} \operatorname{tg} \theta$ . Тогда получим:

$$h_{ст} = C / \rho_s \operatorname{tg} \theta. \quad (4.32)$$

В конечном итоге формула (4.29) после подстановки в нее зависимости (4.32) для определения угла максимального отклонения примет следующий окончательный вид:

$$\sin \theta_{\max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2 + 2\rho_s(z + h_{загл} + h_{ст})}. \quad (4.33)$$

Следовательно, наличие в грунте структурного сцепления приводит к повышению устойчивости основания сооружения и аналогично влиянию на него дополнительного заглубления. При значительных по величине силах структурного сцепления, например для скальных грунтов, устойчивость может быть обеспечена в полной мере даже при высокой нагрузке на грунт без всякого его заглубления.

#### 4.2.2. Краевая безопасная и допустимая нагрузка

При действии на грунтовое основание равномерно распределенная нагрузка  $P_0$  главные напряжения  $\sigma_1$  и  $\sigma_2$  определяются согласно формулам (2.25) и (2.26):

$$\sigma_1 = \frac{P_0}{1} (\alpha + \sin \alpha);$$

$$\sigma_2 = \frac{P_0}{1} (\alpha - \sin \alpha).$$

где  $\alpha$  – угол видимости для расчетной точки.

Подставив в формулу (4.33) значения главных напряжений  $\sigma_1$  и  $\sigma_2$  из приведенных ранее выражений, получим

$$\sin\theta = \frac{P_0 / \pi \sin\alpha}{\max(P_0 / \pi\alpha + \rho_s(z + h_{загл} + h_{см}))}. \quad (4.34)$$

Из этой зависимости найдем величину  $z$ , выразив ее через  $\alpha$  и  $\theta_{max}$ :

$$z = \frac{P_0}{\pi\rho} \left( \frac{\sin\theta}{\sin\alpha} - \alpha \right) - (h_{загл} + h_{см}) \quad (4.35)$$

В случае предельного напряженного состояния грунта в расчетной точке будет соблюдаться условие  $\theta = \theta_{пред}$ . Тогда формула (4.35) приобретает следующий вид:

$$z = \frac{P_0}{\pi\rho} \left( \frac{\sin\theta_{пред}}{\sin\alpha} - \alpha \right) - (h_{загл} + h_{см}) \quad (4.36)$$

Полученная формула (4.36) определяют глубину захождения точки предельного состояния под основании сооружения при заданных прочностных параметрах грунта.

Найдем далее наиболее глубокое  $z = z_{max}$  захождение точки предельного состояния ( $\theta = \theta_{max}$ ). Для этого продифференцируем уравнение (4.36) по  $\alpha$  и приравняем производную нулю. Получим

$$\frac{dz}{d\alpha} = \frac{P_0}{\pi\rho} \left( \frac{\cos\alpha}{\sin\alpha} - 1 \right) = 0.$$

Очевидно, что производная будет равна нулю только при  $\cos\alpha = \sin\alpha$ , а это возможно лишь тогда, когда угол видимости  $\alpha$  будет равен

$$\alpha = \frac{\pi}{4} - \varphi. \quad (4.37)$$

С учетом этого формула (4.36) преобразуется окончательно к виду

$$z_{max} = \frac{P_0}{\pi\rho} \left( \frac{\sin(\frac{\pi}{4} - \varphi)}{\sin(\frac{\pi}{4} - \varphi)} - \frac{\pi}{4} + \varphi \right) - (h_{загл} + h_{см}) \quad (4.38)$$

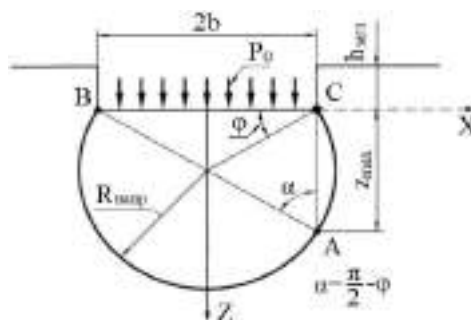
Из полученной формулы (4.38) следует важный вывод, что точки  $z_{max}$ , отвечающие различным значениям нагрузки  $P_0$ , лежат на окружности, с которой загруженный участок виден под углом видимости, определяемом формулой (4.37). Это окружность называется *направляющей окружностью*, а ее радиус, с учетом ширины загруженного участка, будет равен  $R_{напр} = b / \cos\theta$  (4.5-рasm).

Увеличение нагрузки  $P_0$  приводит к более глубокому захождению областей разрушения под основание сооружения. Решая зависимость (4.38) относительно  $P_0$ , получим

$$P = \frac{\pi\rho_s(z_{max} + h_{загл} + h_{см})}{\sin(\frac{\pi}{4} - \varphi) - \frac{\pi}{4} + \varphi} \quad (4.39)$$



где  $P_0$  – нагрузка, при которой область разрушения опускается в толщу основания на глубину  $z_{max}$ .



**Рис. 4.5. Схема к построению очертаний направляющей окружности и определению ее радиус**

Формула (4.39) позволяет, в свою очередь, найти такое значение нагрузки  $P_0$ , при которой развитие в основании областей разрушения полностью исключается, что обеспечивает абсолютную надежность грунтового основания и отсутствие каких-либо деформаций сооружения, связанных с опасностью возможного оттапливания грунтов из-под фундамента. В этом случае применительно ко всему основанию в целом можно говорить о данной нагрузке как о нагрузке совершенно безопасной. Тогда, полагая в формуле (4.39)  $z_{max}=0$ , имеем:

$$P = P_{без} = \frac{\pi \rho_s (h_{загл} + h_{см})}{ctg \varphi + \varphi - \pi / 2} \quad (4.40)$$

Для грунтов основания, характеризующихся отсутствием сцепления ( $C=0$ ), формула (4.40) упрощается

$$P_0 = P_{без} = \frac{\pi \rho_s h_{загл}}{ctg \varphi + \varphi - \pi / 2} \quad (4.41)$$

Именно в таком виде она и была предложена Н.П.Пузиревским.

Однако строительная практика показывает, что требование о полном отсутствии в основании сооружения областей предельного состояния оказывается чрезмерно строгим, в особенности для широко развитых фундаментов. Оказывается, что вполне возможно допустить некоторое ограничение развитие зон предельного состояния грунта в основании сооружения, главным образом за пределами контура его фундамента.

В этом случае области разрушения затрагивают внешние по отношению к фундаменту объемы грунта. Само же сооружение оказывается стоящим на массиве грунта, находящемся в устойчивом состоянии. В этом случае нагрузка  $P_0$ , приложенная на основание, может приниматься как допустимая нагрузка  $P_{доп}$ .

Обратимся вновь к схеме на рис 4.5. Здесь точкой пересечения контура фундамента и направляющей окружности является точка  $A$ . Из рассмотрения прямоугольного треугольника  $ABC$  видно, что величина,

отвечающая максимальной глубине развития зоны предельного состояния, будет равна  $z_{max}=2btg\theta$ . Подставив это значение в формулу (4.39), получим:

$$P_0 = P_{\partial on} = \frac{\pi \rho_s (2btg\varphi + h_{загл} + h_{см})}{ctg\varphi + \varphi - \pi / 2} \quad (4.42)$$

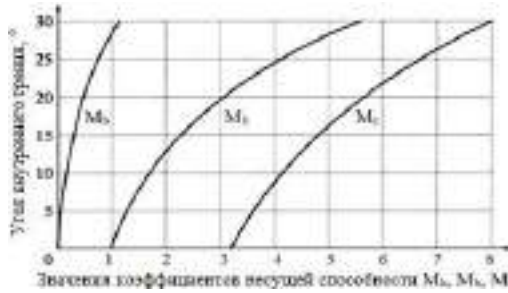
Формула (4.42), впервые полученная в 1949 г. Н.Н.Масловым, в отличие от формулы (4.40) Н.П.Пузиревского, указывает на зависимость допустимой нагрузки  $P_{\partial on}$ , помимо прочих факторов, от ширины фундамента  $2b$ . Причем нагрузка возрастает одновременно с ростом этого параметра, что представляется вполне логичным, так как относительная площадь зон предельного состояния, а следовательно, и их роль уменьшаются с увеличением размеров загруженной площадки.

Следует подчеркнуть, что практика строительства подтверждает допустимость при расчете оснований сооружений областей предельного состояния исходя из некоторых ограничений по степени их развития под подошвой фундаментов. Так, если в формуле Н.Н.Маслова эти зоны не должны заходить за контур фундамента, то в соответствии с требованиями действующего СНК 2.02.01 глубина развития областей нарушения прочности под краями фундамента не должна быть более  $0,5b$ , т.е. в этих условиях формула (4.42) будет иметь следующий вид

$$P_0 = P_{\partial o} = \frac{\pi \rho_s (0,5b + h_{загл} + h_{см})}{n \quad ctg\varphi + \varphi - \pi / 2} \quad (4.43)$$

Особо подчеркнем, что полученные по формулам (4.40)...(4.43) величины  $P_{\partial ez}$  и  $P_{\partial on}$  относятся к нагрузкам  $P_0$ , прикладываемым в уровне подошвы фундамента, без учета на этом уровне действующей природной (бытовой) нагрузки от собственной силы тяжести. При учете этой нагрузки в случае заглубления фундамента необходимо всегда исходить из упомянутого ранее условия (4.31), что  $P_{coop} = P_0 + \rho_s h_{загл}$ .

Для удобства практического использования формулы (4.42) на рис. 4.6 приведен расчетный график. Этот график включает в себя ряд коэффициентов несущей способности  $M_b$ ,  $M_h$  и  $M_c$ , определяемых в соответствии с формулами:



**Рис. 4.6. График Маслова для определения коэффициентов несущей способности основания**

$$M_b = \frac{\pi \rho_s \operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \pi / 2}; \quad (4.44)$$

$$M_h = \frac{M_b}{\operatorname{tg} \varphi} + 1; \quad (4.45)$$

$$M = \frac{M_b}{\operatorname{tg}^2 \varphi}. \quad (4.46)$$

С учетом формул (4.44) ... (4.46) выражение (4.42) приобретает следующий вид:

$$P_{\text{доп. coop}} = (M_b 2b + M_h h) \rho_s + M_c C. \quad (4.47)$$

Данная формула уже учитывает силу тяжести вынуженного из котлована грунта и не требует каких-либо учитывающих этот фактор дополнений.

Отметим, что коэффициенты, определяемые по графику (рис. 4.6), не зависят от используемой системы единиц.

**Пример 4.4.** Установить допускаемую нагрузку по формуле Маслова с учетом следующих данных: ширина подошвы сооружения  $2b=12$  м; заглубление  $h_{\text{загл}}=2$  м; удельный вес грунта в заполненном состоянии  $\rho_{sb}=9,8$  кН/м<sup>3</sup>=0,0098 МН/М<sup>3</sup>; угол внутреннего трения грунта  $\theta=22^\circ$ ; сцепление  $C=0,02$  МПа.

**Решение.** По графику рис 4.6 определяем коэффициенты:  $M_b=1$ ;  $M_h=3,5$ ;  $M_c=6$ . Подставляем найденные значения в формулу (4.47). Получим

$$P_{\text{доп. coop}} = (1,0 \cdot 12 + 3,5 \cdot 2) 0,0098 + 6,0 \cdot 0,02 = 0,186 + 0,12 = 0,3 \text{ МПа.}$$

В другой системе единиц будем иметь

$$P_{\text{доп. coop}} = (1,0 \cdot 12 + 3,5 \cdot 2) 0,98 + 6,0 \cdot 0,2 = 8,6 + 12 = 30,6 \text{ т/м}^2 = 3,1 \text{ кг/см}^2.$$

**Пример 4.5.** Определить безопасную нагрузку на грунт по следующим данным: заглубление фундамента  $h_{загл} = 3$  м, грунт основания – супесь с углом внутреннего трения  $\theta_w = 20^\circ$ , общим сцеплением  $c_w = 1,0$  т/м<sup>2</sup> и объемным весом  $\rho_w = 1,95$  т/м<sup>3</sup>.

**Решение.** Согласно формуле Н.П.Пузиревского безопасная нагрузка равна

$$p_{без} = \frac{\left( \pi \rho_w \left( h_{загл} + \frac{c_w}{\text{tg}\varphi} \right) + \rho_w \left( \frac{W}{\text{ctg}\varphi + \varphi} - \frac{W}{2} \right) \right)}{\text{ctg}\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \rho_w h_{загл}$$

$$= \frac{3,14 \cdot 1,95 \left( 3 + \frac{1}{1,95 \cdot 0,36} \right) + 1,95 \cdot \left( \frac{20}{20} - \frac{20}{2} \right)}{2,75 + \frac{180}{180} \cdot 3,14 - 1,57} + 1,95 \cdot 3$$

$$+ 1,95 \cdot 3 = 23,5 \text{ т/м}^2 = 0,235 \text{ МПа.}$$

**Пример 4.6.** По условию примера 4.5 определить допускаемую нагрузку на грунт, если ширина подошвы фундамента  $2b = 4$  м.

1. По формуле Н.Н.Маслова допускаемая нагрузка на грунт будет равна:

$$p_{дон} = \frac{\left( \pi \rho_w \left( 2b \text{tg}\varphi_w + h_{загл} + \frac{c_w}{\text{tg}\varphi} \right) + \rho_w \left( \frac{W}{\text{ctg}\varphi + \varphi} - \frac{W}{2} \right) \right)}{\text{ctg}\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \rho_w h_{загл}$$

$$= \frac{3,14 \cdot 1,95 \left( 4 \cdot 0,36 + 3 + \frac{1}{1,95 \cdot 0,36} \right) + 1,95 \cdot \left( \frac{20}{20} - \frac{20}{2} \right)}{2,75 + \frac{180}{180} \cdot 3,14 - 1,57} + 3 \cdot 1,95 = 29,6 \text{ т/м}^2 = 0,296 \text{ МПа.}$$

$$\left( \frac{\quad}{180} \right) \frac{\quad}{2}$$

Это же решение, но значительно проще, осуществляется при помощи рис. 4.6 или по формуле (4.47).

По указанному графику для  $\theta_w=20^\circ$  находим значения коэффициентов  $M_b, M_h, M_C$ :

$$M_b=0,75; M_h=3,1; M_C=5,7.$$

Тогда

$$P_{дон}=(M_b 2b+M_h h_{загл})\rho_w+M_C C_w=(0,75 \cdot 2 \cdot 2+3,1 \cdot 3)1,95+5,71 \cdot 1= \\ =29,7 \text{ м/м}^2=0,297 \text{ МПа.}$$

### 4.3. Критическая нагрузка на грунтовые основание

Проведенные ранее анализ свидетельствует, что в зависимости от значения равномерно распределенной нагрузки  $P_0$ , оказываемой сооружением на грунтовое основание, может иметь место либо полное отсутствие в

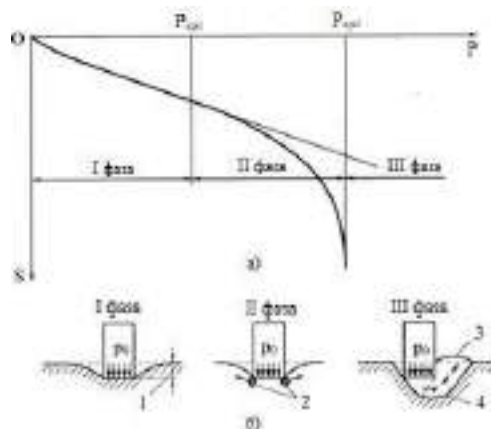
основании сооружения каких-либо локальных точек и зон предельного состояния (пластических зон) грунта, либо наличие этих зон при той или иной степени их развития. Последнее обстоятельство не может не отражаться на характере поведения и величине осадки сооружения в целом. В настоящее время принято выделить три основные фазы работы грунтового основания в зависимости от величины нагрузки.

I фаза характеризуется таким уровнем загрузки основания внешней нагрузкой, при котором определяющее влияние на грунтовое основание оказывают нормальные напряжения  $\sigma_\delta$  при слабо ощутимой роли касательных напряжений  $\eta_\delta$ . В этом случае под влиянием нормальных напряжений происходит уплотнение грунтов основания и развитие осадок сооружения во времени, которое носит явно выраженный затухающий характер. При этом обеспечены безусловная прочность и устойчивость основания в целом. Считается, что такое состояние грунтового основания сохраняется, если нагрузка  $P_0$  не превышает  $P_{без}$ , которую в ряде случаев определяют как *начальную*, или *первую, критическую нагрузку*. Если в этой фазе работы основания, когда  $P_0 < P_{без}$ , кривая роста осадок (рис. 4.7) носит вогнутый характер, то это является свидетельством наличия процессов уплотнения грунтов основания, которые приводят к увеличению сдвиговой прочности грунтов, несущей способности основания и росту  $P_{без}$ . Вместе с тем  $P_{без}$  и потенциальные возможности работы грунтового основания в I-й фазе, как наиболее благоприятной, зависят от скорости роста  $P_0$ . Если скорость нарастания внешней нагрузке  $P_0$  существенно опережает процесс уплотнения грунтов основания, величина безопасной или первой критической нагрузки  $P_{без}$  полностью будет определяться только начальным состоянием грунта по его плотности-влажности.

В практике гражданского строительства, когда дополнительные (сверх природных) нагрузки от сооружений невелики, зависимость осадки от величины нагрузки  $P_0$  в первой фазе (рис. 4.7, а) часто принимается линейной (Н.М.Герсеванов, 1930 г.), что существенно упрощает расчет конструкций фундаментных балок и плит.

При дальнейшем увеличении нагрузки сверх безопасной  $P_{без}$  грунтовое основание переходит в фазу II работы, при которой рост осадки сооружения происходит как за счет дальнейшего возможного уплотнения грунта, так и за счет локального нарушения

прочности грунта и прогрессирующего его отдаливания из-под подошвы фундамента, особенно в его краевых зонах (рис. 4.7, б). Поэтому фазу II по условиям работы грунта в основании можно назвать фазой нарушения прочности грунта, или фазой локальных сдвигов.



**Рис.4.7. График (а) и характер деформации (б) основания по Герсеванову:**

1 – осадка за счет уплотнения грунта; 2 – зоны локальных сдвигов;  
3 – выпор грунта основания; 4 – линия скольжения

Здесь мы сталкиваемся с одновременным проявлением влияния нормальных и касательных напряжений в условиях начинающегося и все прогрессирующего при возрастании нагрузки от силы тяжести сооружения разрушения грунта. Однако это явление, связанное с деформацией сдвига грунта, допустимо только в жестко ограниченных пределах.

Применительно к основаниям обычных сооружений нагрузкой, при которой допускается безопасная степень развития пластических зон, является допустимая нагрузка  $P_{доп}$ , определяемая формулой (4.42) Маслова или формулой (4.43), по ШНК 2.02.01 согласно которой допускается развитие областей нарушения прочности под краями фундамента на глубину не более 25% полной ширины фундамента  $2b$ .

При дальнейшем росте нагрузки осадка сооружения в этой фазе работы грунта оказывается по величине весьма значительной и, что самое главное, не поддается прогнозу при проектировании сооружения, и почти всегда является неравномерной.

Нередко в результате проявления ползучести глинистых грунтов в основании такая осадка сооружений приобретает долго незатухающий характер, что в крайних случаях может привести к нарушению общей устойчивости сооружения.

Наконец, при достижении нагрузкой предельного значения наступает обычно резкое и внезапное полное нарушение общей устойчивости основания, связанное с выпором грунта. Это состояние основания свидетельствует о наступлении фазы III его работы. Которую можно назвать фазой нарушения общей устойчивости основания. В этой связи такую нагрузку ( $P_0=P_{кр}$ ) принято

называть *второй критической*, или *несущей, способностью* грунта.

При определении критической нагрузки формула русского инженера Г.Е.Паукера имеет следующий вид:

$$P_{кр} = \rho_s (h_{загл} + h_{ст}) \operatorname{tg}^4(45^\circ + \theta/2). \quad (4.48)$$

При отсутствии в грунте сцепления, т.е. при  $h_{ст} = 0$ , формула (4.48) приобретает следующий вид:

$$P_{кр} = \rho_s h_{загл} \operatorname{tg}^4(45^\circ + \theta/2). \quad (4.49) \text{ В 1921 г.}$$

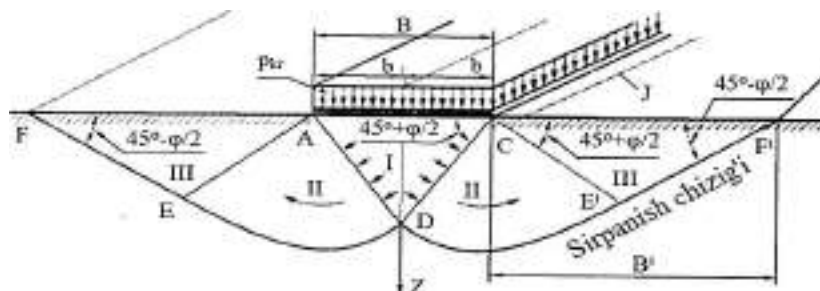
Немецким ученым Л.Прандтлем была предложена расчетная схема для определения критической нагрузки на основания, сложенные сыпучими грунтами. При этом предполагалась (рис. 4.8), что нарушение устойчивости основания при нагрузке выше критической возникает в результате смещения по некоторой фиксированной поверхности скольжения и выпора целых блоков грунта как твердых монолитных тел. Поверхности скольжения в условиях плоской задачи проектируются на плоскости чертежа как линии (траектории) скольжения или линии скола для жестких скальных

пород.

Линии скольжения при выпоре в толще грунта совпадают:

для породы с углом внутреннего трения  $\theta = 0$  (монолитные скальные породы или мягкие пластичные глины) с направлениями, ориентированными под углом  $45^\circ$  к главным направлениям (площадки действия  $\eta_{max}$ );

для грунтов с углом внутреннего трения  $\theta > 0$  (зернистые грунты, жесткие и скрытопластичные глины) по площадкам предельного равновесия, т.е. под углами к главным направлениям  $\delta_{кр} = 45^\circ + \theta/2$  и  $\delta''_{кр} = 45^\circ - \theta/2$  согласно формуле (4.25).



**Рис. 4.8. Расчетная схема Прандтля для определения критической нагрузки  $P_{кр}$  для грунтов при  $v > 0$**

Выход линий скольжения на поверхность толщи в точках  $F$  и  $F'$  за пределами площадки нагружения измеряется:

для пород при  $\theta = 0$  углом  $\beta = 45^\circ$ ;

для пород при  $\theta \neq 0$  углом  $\beta = (45^\circ - \theta/2)$ .

По схеме Прандтля (см. рис. 4.8) линия скольжения имеет сложное

очертание и состоит из трех симметричных участков:

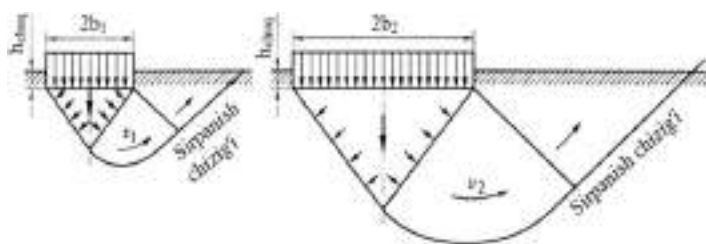
- 1)  $AD$  или  $DC$  – прямолинейных;
- 2)  $DE$  или  $DE'$  – криволинейных (например, по закону логарифмической спирали);
- 3)  $EF$  или  $E'F'$  – снова прямолинейных.

Согласно расчетной схеме Прандтля в частично загруженной с поверхности среде образуется симметрично относительно оси  $Z$  три зоны.

Зона I носит характер клина, образуемого из уплотненного под нагрузкой грунта. Этот клин тесно связан с сооружением и перемещается совместно с ним как некоторое твердое тело в общем случае по вертикали вниз. При движении этот клин действует распирающим образом на прилегающие к нему в зонах II массы грунта. При чрезмерной нагрузке грунт здесь теряет свою устойчивость, переходит в пластическое состояние (фаза сдвигов в условиях запредельного состояния) и оказывает давление на грунт в зонах III. В результате этого давления грунт в зонах III как сплошной массив перемещается по поверхности скольжения вбок и вверх. Так возникает выпирание грунта в сооружением зоне.

Теоретически выпирание грунта в соответствии со схемой рис. 4.8 может осуществляться водну или обе стороны. Однако на практике в силу неравномерности)нагрузки и неоднородности грунта нарушение устойчивости основания всегда происходит с односторонним выпором грунта. В этом случае возникает одностороннее скольжение земляного клина по одной из боковых его поверхностей, например по линии  $AD$ . Очевидно, что при этом условии само сооружение испытывает кроме опускания еще некоторое вращение и боковое смещение. Такая деформация сооружения в заключительной фазе деформации его основания, т.е в фазе выпирания, является весьма характерной. Следует также отметить, что процесс деформации сооружения наступает обычно внезапно и протекает в течение весьма короткого времени (часто в течение нескольких минут).

Объем смещаемого и выпираемого грунтов определяется шириной загруженного участка и заглублением сооружений, что иллюстрируется схемами рис. 4.9 и 4.10 и не требует дополнительных пояснений.



**Рис. 4.9. Связь объемов выпираемых масс грунта с шириной загруженного участка при  $h_{загл} = const$**



Таким образом, степень устойчивости основания сооружения и его несущая способность возрастают:

- при повышении сопротивляемости грунтов основания сдвигу ( $s$ ,  $\theta$  и  $C$ );
- увеличении ширины сооружения ( $2b$ );
- увеличении заглубления ( $h_{\text{загл}}$ ) сооружения;
- низком стоянии уровня грунтовых вод.

Строгий математический учет всех этих факторов при взаимной увязке между собой встречает значительные трудности и до сих пор не нашли своего окончательного решения.

Применительно к основаниям, обладающим только сцеплением, величина критической нагрузки  $P_{кр}$  без учета собственной силы тяжести грунта обобщенно будет равна

$$P_{кр} = (\pi + 2,5)C. \quad (4.50)$$

Для глинистых грунтов пластичной разновидности в данной формуле вместо сцепления  $C$  следует использовать связность  $\Sigma_w$ .

Величина критической нагрузки  $P_{кр}$  позволяет по известному значению коэффициента запаса устойчивости  $K_{\text{зан}}$  определить допустимую нагрузку  $P_{\text{дон}}$ , т.е.  $P_{\text{дон}} = P_{кр} / K_{\text{зан}}$ . В зависимости от уровня капитальности инженерных сооружений и состояния оснований величина коэффициента запаса принимается в пределах 1,25...1,5. В случае ответственных сооружений и сложных оснований  $K_{\text{зан}} = 2...3$ .

Для определения критической нагрузки  $P_{кр}$  для грунтов при  $\theta > 0$  за рубежом наиболее часто используют формулу, предложенную К.Терцаги. Терцаги учитывает жесткость фундамента и трение по его подошве. В основу вывода этой формулы положена расчетная схема Л. Прандтля (см. рис. 4.8), однако с некоторыми допущениями. Это допущения касаются различной трактовки деформации основания применительно к различным грунтам. По этому Терцаги выдвигает два варианта своей формулы:

*Первый вариант* – жесткие и плотные глинистые, а также сыпучие грунты, характеризующиеся при чрезмерной нагрузке обычно внезапной и резкой просадкой и смещением сооружения вследствие выперания грунта.

*Второй вариант* – мягкие пластичные и скрытопластичные глинистые грунты, вызывающие на первой стадии деформации при чрезмерной нагрузке значительную осадку сооружения в результате местных сдвигов и выперания грунта из-под подошвы сооружения и лишь в конечной фазе приводящие к резкой просадке грунта в результате выпора.

Оба варианта формулы применяются для ленточных фундаментов (плоская задача) и для фундаментов с подошвой в виде квадрата или круга.

Формулы по обоим вариантам – как для ленточных, так и для квадратных фундаментов, – различаются лишь численными значениями коэффициентов:

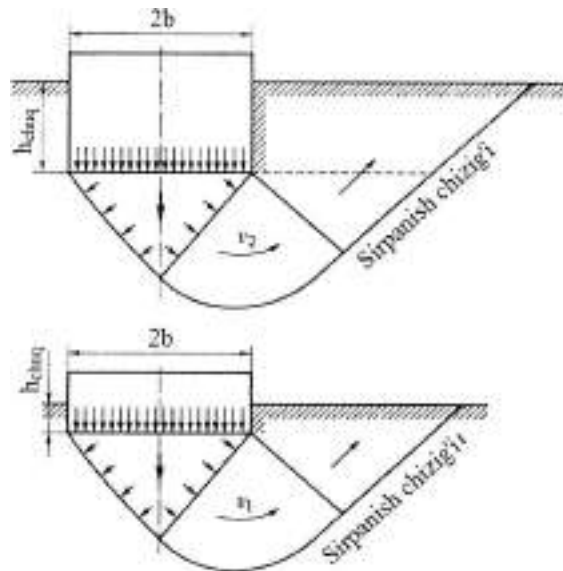
для ленточных фундаментов:

$$P_{кр} = \rho b H_{\rho} + \rho h_{загл} N_q + C N_c; \quad (4.51)$$

для квадратных фундаментов:

$$P_{кр} = \rho b N_{\rho} + \rho h_{загл} N_q + C N_c; \quad (4.52)$$

Во всех случаях критическая нагрузка  $P_{кр}$  функционально через угол внутреннего трения и удельный вес породы связана с шириной загруженного участка ( $2b$  или  $b$ ) и заглублением сооружения ( $h_{загл}$ ). Третье слагаемое в формулах учитывает сцепление грунта.

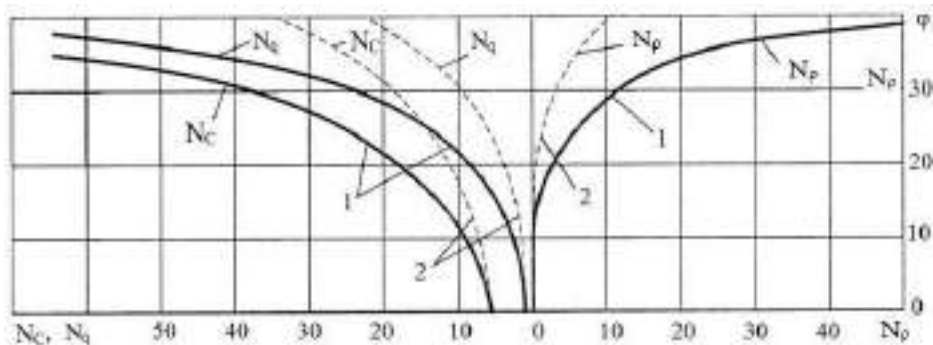


**Рис. 4.10. Связь объемов выпераемых масс грунта основания с изменением заглубления сооружения при  $2b = \text{const}$**

Для определения значений коэффициентов несущей способности  $N_{\rho}$ ,  $N_q$  и  $N_c$  для плотных глин и слабых грунтов в обоих вариантах конструкций фундаментов используется график, изображенный на рис. 4.11. При этом необходимо располагать данными об углах трения  $\theta$ , которые в общем случае устанавливаются по результатам лабораторных опытов.

Приближенное решение в условиях плоской задачи для небольших ленточных фундаментов на песчаном основании было получено В.Г.Березанцевым (табл. 4.1) исходя из предположения, что уплотненное ядро имеет вид равнобедренного прямоугольного треугольника с гипотенузой, равной ширине  $2b$  фундамента. В этом случае:

$$P_{кр} = 2\rho b N_{\rho} + \rho h_{загл} N_q + C N_c. \quad (4.53)$$



**Рис. 4.11. График для определения коэффициентов несущей способности  $N_p, N_q, N_c$  в формулах Терцаги:**

1 – для относительно плотных грунтов; 2 – для слабых грунтов

Таблица 4.1

Значения коэффициентов  $N_p, N_q$  и  $N_c$  в формулах (4.52) и (4.53) по Березанцеву

$\theta, ^\circ$	Значения коэффициентов для фундаментов					
	ленточных			квадратных или круглых		
	$N_p$	$N_q$	$N_c$	$N_p$	$N_q$	$N_c$
16	1,7	4,4	11,7	4,1	4,5	12,8
18	2,3	5,3	13,2	5,7	6,5	16,8
20	3,0	6,5	15,1	7,3	8,5	20,9
22	3,8	8,0	17,2	9,9	10,8	24,6
24	4,9	9,8	19,8	14,0	14,1	29,9
26	6,8	12,3	23,2	18,9	18,6	36,4
28	8,0	15,0	25,8	25,3	24,8	45,0
30	10,8	19,3	31,5	34,6	32,8	55,4
32	14,3	24,7	38,0	48,8	45,5	71,5
34	19,8	32,6	47,0	60,2	64,0	93,6
36	26,2	41,5	55,7	97,2	87,6	120,0
38	37,4	54,8	70,0	142,5	127,0	161,0
40	50,1	72,0	84,7	216,0	185,0	219,0
42	77,3	98,7	108,8	317,0	270,0	300,0
44	110,3	137,2	141,2	-	-	-
46	153,6	195,0	187,5	-	-	-

Для круглого фундамента, а также для квадратного фундамента с полушириной, равной радиусу круга, В.Г.Берензанцев дал похожую формулу, но коэффициенты при этом имеют другие значения:

$$P_{кр} = \rho b P_{\rho} + \rho h_{загл} N_q + C N_c. \quad (4.54)$$

В строительной практике нередко при решении подобных задач используется прием, когда фундамент, представляющий собой по форме слабо вытянутый прямоугольник с размерами в плане  $2a \times 2b$ , заменяется

равновеликим ему по площади кругом радиусом  $r = 2 \sqrt{ab/\pi}$ .

Условия применения формул Паукера, Терсаги, Березанцева иллюстрируются следующим примером.

**Пример 4.7.** Требуется определить допускаемую нагрузку  $P_{дон}$  в основании ленточного фундамента шириной  $2b=12,5$  м. Фундамент заглублена на 2 м; грунт – ленточная глина ниже уровня грунтовых вод; удельный вес  $\rho_{езв}=10,5$  кН/м<sup>3</sup>, угол внутреннего трения  $\theta=18^\circ$ ;  $tg\theta=0,32$ ; сцепление  $C=12$  кПа.

**Решение.** 1. По графику Терсаги (см. рис. 4.11) по кривым для слабых грунтов находим значения коэффициентов  $N_{\rho}=1$ ,  $N_q=3,2$  и  $N_c=11$ . По формуле (4.51) получаем  $P_{кр}=10,5 \cdot 6,25 \cdot 1,0 + 10,5 \cdot 2,0 \cdot 3,2 + 12 \cdot 11 = 65,63 + 67,2 + 132 = 264,83$  кПа = 0,265 МПа. При  $K_{зап}=2$ , что характерно для этой формулы, имеем  $P_{дон}=0,133$  МПа.

2. По формуле (4.8) Паукера с учетом исходных данных сначала определяем  $h_{см}=12/10,50 \cdot 0,32=3,58$  м, затем

$$P_{кр}=10,5 \cdot (2,0 + 3,58) \cdot tg^4(45^\circ + 18^2/2) = 10,5 \cdot 5,58 \cdot tg^4 54 = 58,59(1,38)^4;$$

$P_{кр}=58,59 \cdot 3,64=213,3$  кПа = 0,213 МПа. При  $K_{зап}=1,5$  получим  $P_{дон}=0,213/1,5 = 0,142$  МПа.

3. Для решения также используем формулу (4.53) Березанцева. Величину боковой пригрузки  $q$  определяем по формуле  $q=\rho_{езв}h_{загл}=10,5 \cdot 2,0=21,0$  кПа.

Определяем значение коэффициентов  $N_{\rho}$ ,  $N_q$  и  $N_c$  по табл. 4.1:  $N_{\rho}=2,3$ ,  $N_q=5,3$  и  $N_c=13,2$ . Подставив найденные значения коэффициентов и заданные характеристики в формулу (4.52), получим  $P_{кр}=2 \cdot 10,5 \cdot 6,25 \cdot 2,3 + 21,0 \cdot 5,3 + 12,0 \cdot 13,2 = 301,9 + 111,3 + 158,4 = 571,6$  кПа = 0,572 МПа. При  $K_{зап}=1,5$  получим  $P_{дон}=0,572/1,5 = 0,38$  МПа.

В заключение следует отметить, что применительно к проблеме устойчивости грунтовых оснований дорожных насыпей в настоящее время отсутствуют решения, которые подобно формулам (4.41) Пузыревского или (4.42) Маслова четко устанавливали бы взаимосвязь степени развития зон предельного состояния оснований насыпей и их устойчивости.

**Таким образом,** знание величин и характеристик нормальных и касательных напряжений в основании инженерного сооружения, а также

способности различных грунтов противостоять их воздействию позволяет решить вопрос о несущей способности основания в целом.

### Контрольные вопросы

1. Понятие о коэффициенте запаса устойчивости.
2. Оценка прочности грунтового основания здания.
3. Условия прочности сыпучих грунтов.
4. Условия прочности глинистых грунтов.
5. Предельная и допущаемая нагрузка.
6. Критическая нагрузка под грунтовой основание.
7. Описание деформации основания конструкции по Герсеванову.
8. Линия скольжения.
9. Определение критических нагрузок на линейные и квадратные фундаменты.
10. Локальный линия скольжения.

**Ключавые слова:** коэффициент запаса, максимальная касательная сила, угол выдимости, безопасный и допускаемые нагрузки, сыпучый, пластичные и скритопластычные грунты, критическая нагрузка, линия скольжения.

## ГЛАВА V. МЕТОДЫ ОЦЕНКИ УСТОЙЧИВОСТИ СКЛОНОВ И ОТКОСОВ

### 5.1. Метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения

В практике проектирования и строительства автомобильных и железных дорог часто возникает вопрос об оценке устойчивости откосов насыпей и выемок, высота и глубина которых превышает 12 м, поскольку в этих условиях возникает опасность разрушения конструкции земляного полотна при его расположении на недостаточно устойчивом природном склоне. Обычно эта задача сводится к определению в заданных условиях допустимой крутизны откоса, так как хорошо известно, что при избыточной крутизне откосов земляных массивов возникает опасность их обрушения. Обрушение откоса представляет собой одну из простейших форм проявления оползневого процесса.

Обрушение откоса, как и любая другая форма нарушения устойчивости грунтового массива, в механике грунтов связывается с преодолением действующими на некоторых площадках касательными сдвигающими напряжениями сил сопротивления грунта сдвигу. Касательные напряжения, как это было показано в гл. 2, возникает в толще откоса в результате действия на элементы грунта собственной силы тяжести грунтовой толщи, а также дополнительной нагрузки на откосе и давления фильтрующей через толщу откоса воды. Сопротивление грунта сдвигу, как и во всех иных случаях, определяется возникающими в его массиве силами внутреннего трения (фактор угла внутреннего трения и нормальных напряжений) и сцепления. Нарушение прочности грунта происходит по наиболее напряженным площадкам, где отношение его сопротивляемости сдвигу к величине касательного напряжения оказывается минимальным. В приделе все эти площадки сливаются в некоторую криволинейную поверхность скольжения, находящую в условиях плоской задачи отражение в плоскости чертежа в виде некоторой линии скольжения. Точное очертание линии скольжения, необходимое для решения задачи в

целом, в силу недостаточной изученности самого механизма и природы оползневого явления до настоящего времени не установлено.

Существующие расчетные методы по оценке степени устойчивости склонов и откосов подразделяются на две большие группы. К первой группе следует отнести методы, позволяющие оценить степень устойчивости грунтовых массивов, имеющих однородное строение. Для этих массивов наиболее характерной формой нарушения устойчивости является обрушение со срезом и вращением. Ко второй группе относятся методы, базирующиеся на наличии в толще откоса или склона фиксированной (как правило, геологическим строением) плоскости скольжения.

Эти методы дают возможность анализировать степень устойчивости массивов с такими формами деформирования (по классификации Маслова), как оползень-сдвиг и сползание (скольжение).

Из методов первой группы следует отметить широко известные методы. Впервые предложенные К.Е.Петтерсоном в 1916 г. и С. Гультенем в 1916, 1919 гг. В основе этих методов лежит предположение о том, что нарушение устойчивости однородных откосов происходит в результате сдвига-среза и перемещения некоторой его части вдоль единой поверхности скольжения, принимаемой в данном случае за цилиндрическую. Такому упрощению в известной степени способствовали натурные наблюдения и выводы, сделанные шведской геотехнической комиссией на основе материалов обследования оползневых объектов на шведских железных дорогах и свидетельствующие о вращательном характере некоторых оползней вдоль криволинейных поверхностей скольжения, глубоко заходящих в толщу глинистых грунтов.

Дальнейшая разработка метода круглоцилиндрических поверхностей скольжения (КЦПС) получила в трудах Феллениуса (1927 г.) и К.Терсаги (1929 г.)

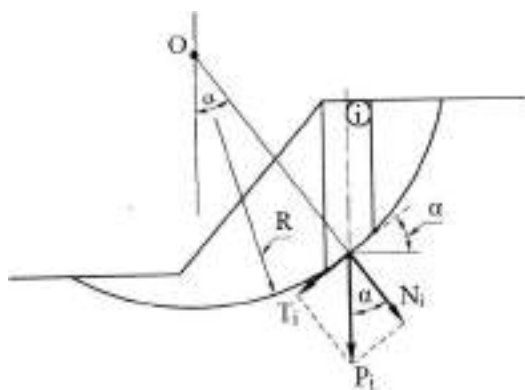
В соответствии с методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения оценка степени устойчивости однородного откоса в упрощенном виде проводится по минимальному значению коэффициента запаса  $K_{зап}$ . Он определяется из отношения моментов удерживающих  $M_{уд}$  и вращающих  $M_{вр}$  сил, полученных для блока грунта единичной ширины, расположенного выше круговой (цилиндрической) поверхности скольжения, приведенной из произвольного центра вращения  $O$  (рис. 5.1):

$$K_{зап} = M_{уд} / M_{вр}. \quad (5.1)$$

$M_{уд}$  и  $M_{вр}$  весь массив, устойчивость которого оценивается, разбивается на блоки одинаковой ширины. Затем для каждого блока определяются нормальная  $N_i$  и тангенциальная  $T_i$  составляющие силы собственной силы тяжести  $P_i$  блока по формулам.

$$N_i = P_i \cos \alpha_i; \quad T_i = P_i \sin \alpha_i, \quad (5.2)$$

где  $\alpha_i$  – угол между нормалью к поверхности скольжения и вертикалью, проходящей через центр каждого  $i$ -го блока.



**Рис. 5.1. Схема действия сил в основании расчетного блока при оценке устойчивости откоса по методу круглоцилиндрической поверхности скольжения**

В итоге, принимая, что грунт обладает некоторыми значениями угла внутреннего трения и сцепления, применительно к оценке величины коэффициента запаса устойчивости откоса в целом имеем

$$K_{зан} = \frac{\sum(P_i \cos\alpha_i \operatorname{tg}\varphi_i + C_i l_i)}{\sum P_i \sin\alpha_i}, \quad (5.3)$$

где  $l_i$  – основание каждого блока по длине дуги кривой скольжения.

В такой записи формула (5.3) позволяет оценивать степень устойчивости не только однородных откосов, но и откосов с горизонтальной слоистостью, поскольку величины прочностных характеристик грунта  $\theta_i$  и  $C_i$  могут быть различными в зависимости от геологического строения массива.

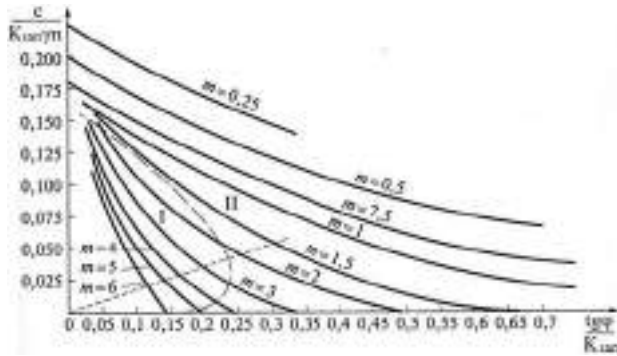
Кроме того, без большой погрешности (около 10% в сторону завышения коэффициента запаса), принимая  $\cos\alpha_i=1$ , формула (5.3) может быть записана в более простом виде:

$$K_{зан} = \frac{\sum P_i \cos\alpha_i \operatorname{tg}\varphi_i + \sum c_i l_i}{\sum P_i x_i} R, \quad (5.4)$$

где  $R$  – радиус круглоцилиндрической дуги скольжения;

$x_i$  – плечо от линии действия центра тяжести блока до центра вращения (рис. 5.1).

Для облегчения процедуры расчетов устойчивости откосов и склонов в 1937 г. Д.Тейлором были составлены расчетные таблицы и графики. В дальнейшем появились такие способы расчетов, как метод площадей, метод последовательных приближений, таблицы Гольдштейна, графики Чугаева, Ломизе (рис. 5.2). В последние три десятилетия особую популярность приобрел график Янбу (5.3), поскольку он дает возможность сразу определить центр наиболее невыгодной поверхности скольжения и минимальное значение  $K_{зан}$ .



**Рис. 5.2. График Ломизе для расчета устойчивости откосов прямолинейного очертания:**

$m$  – заложение откоса

**Учет наличия грунтовых вод.** При расчете устойчивости откосов дорожных насыпей на затопляемых поймах, а также откосов аямок, прорезающих водоносные горизонты, необходимо учитывать возможность насыщения грунта водой, которая проявляется в следующем:

- в пределах водонасыщенной зоны уменьшается величина сцепления грунта, но при этом угол внутреннего трения для песчаных грунтов остается без изменения;

- грунт затопленной части насыпи испытывает взвешивающее действие воды;

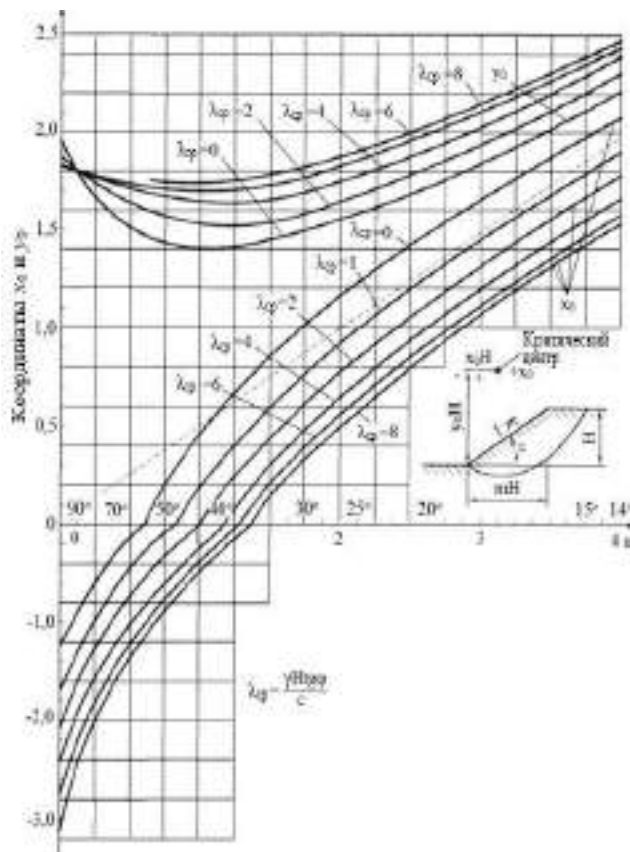
- при фильтрации воды из грунтового массива к поверхности откосов возникает фильтрационное поровое давление воды на грунт.

Погружение в воду грунта, как и любого другого физического тела, связано с его взвешиванием в соответствии с законом Архимеда. При этом удельный вес зернистого грунта, учитывая возможность проникновения свободной воды в его поры, будет определяться зависимостью

$$\rho_{взв} = (\rho_s - 1)(1 - n), \quad (5.5)$$

где  $\rho_s$  – удельный вес частиц грунта;  $n$  – пористость грунта в долях единицы.





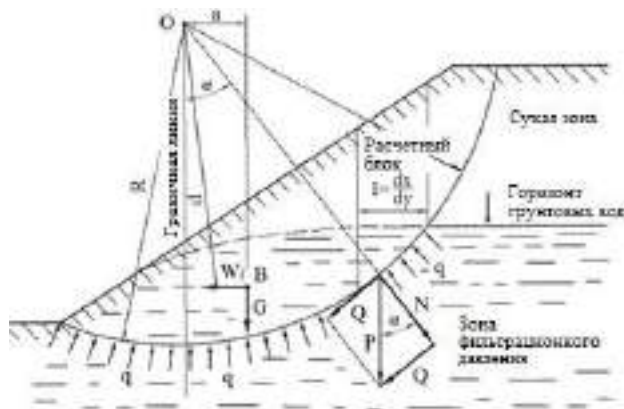
**Рис. 5.3. График Ямбу для определения координат центра  $O$  наиболее опасной круглоцилиндрической поверхности скольжения**

Удельный вес грунта в затопленном состоянии близок к  $10 \text{ кН/м}^3$  и соответственно оказывается примерно в два раза меньше удельного веса полностью водонасыщенного грунта в надводном состоянии  $\rho_s = 20 \text{ кН/м}^3$ .

Для оценки степени устойчивости склона или откоса в подводном состоянии вес грунтовой толщи в объеме оползневого тела в пределах между кривой депрессии и поверхностью скольжения (рис. 5.4) определяется исходя из удельного веса грунта  $\rho_{взв}$ .

В этих условиях для случая полного затопления склона или откоса принципиальная формула метода КЦПС для глинистого грунта примет следующий вид:

$$K_{зан} = \frac{\sum P_i \rho_{взв} \cos \alpha_i \tan \varphi + Cl}{\sum P_i \rho_{взв} \sin \alpha_i} \quad (5.6)$$



**Рис. 5.4. Схема к учету фильтрационного давления при расчете устойчивости откоса по круглоцилиндрической поверхности скольжения**

Для сыпучих зернистых грунтов при  $C=0$

$$K_{зан} = \frac{\sum P_{i\text{взв}} \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi}{\sum P_{i\text{взв}} \sin \alpha_i} \quad (5.7)$$

Проведя соответствующие сокращения и преобразования в формуле (5.7) получим:

$$K_{зан} = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \alpha} \quad (5.8)$$

Отсюда следует, что эффект затопления несколько не сказывается на степени устойчивости подобных откосов.

Иначе себя ведут склоны и откосы, сложенные грунтами, обладающими явно выраженным сцеплением. Тогда согласно формуле (5.6) при взвешивании водой грунтовой толщи роль сцепления возрастает. Повышается при этом и запас устойчивости склона или откоса. Это положение получает наглядное подтверждение в часто безукоризненном состоянии откосов морских каналов при наличии очень слабых донных отложений, правла, в замкнутых акваториях.

**Учет действия фильтрационных сил.** В ином положении оказываются откосы или склоны, подвергаются воздействию фильтрационного давления грунтовых вод, которое создается во всех случаях движения подземных вод. Если есть градиент, обусловленный уклоном поверхности свободного подземного потока или линии пьезометрического уровня для напорных вод, то там есть и падение напора, вызываемое преодолением сопротивления течению воды в грунте. Это сопротивление в виде реакции и создает фильтрационное давление.

Обычно подземный поток дренируется в сторону долины, т.е. он течет в сторону падения склона (см. рис. 5.4). При этом толща, слагающая склон, испытывает фильтрационное давление, имеющее одинаковое направление с оползневым давлением. Следовательно, в данном случае фильтрационное давление является одним из факторов, побуждающих к развитию оползневых явлений.

Теоретические исследования в области фильтрационного давления (Н.П.Пузыревский, 1923 г.) показывают, что в условиях круглоцилиндрической поверхности скольжения учет Теоретические исследования в области фильтрационного давления (Н.П.Пузыревский, 1923 г.) показывают, что в условиях круглоцилиндрической поверхности скольжения учет  $W_\phi$  в оползневом анализе и расчете устойчивости может быть осуществлен достаточно просто.

При круглоцилиндрической поверхности скольжения момент фильтрационного давления  $W_\phi$  на оползневое тело относительно центра кривой скольжения  $O$  равен моменту относительно этого центра силы тяжести выделенного водяного тела  $G$  (5.4-рasm):

$$G_a - W_{\phi d} = 0, \quad (5.9)$$

где  $a$  и  $d$  – плечо.

В этих условиях величина  $K_{зан}$  определяется по формуле

$$K_{зан} = \frac{\sum (P_{взв} \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i + C_i l_i)}{\sum P_i \sin \alpha_i}, \quad (5.10)$$

где  $P_{взв}$  – сила тяжести каждого из расчетных блоков, определенная с учетом взвешивания.

**Пример 5.1.** Водохранилища проектируется глубиной 8 м и устраивается в тощих пылеватых суглинках, имеющих следующие характеристики: в состоянии природной влажности – объемный вес  $\rho_w = 1,90 \text{ т/м}^3 = 19 \text{ кН/м}^3$ , угол внутреннего трения  $\theta_w = 17^\circ$ , сцепления  $c_w = 1,63 \text{ т/м}^2 = 0,163 \text{ МПа}$ . Объемный вес взвешенного в воде грунта  $\rho_{вод} = 1,0 \text{ т/м}^3 = 10 \text{ кН/м}^3$ .

Откосы водохранилища проектируется высотой  $H = 10 \text{ м}$  с заложением 1:1,5.

Определить: 1. Коэффициент устойчивости откоса до заполнения водохранилища водой.

2. После заполнения водохранилища водой до отметки 8 м, т.е. в состоянии простого подтопления.

3. При сработке водохранилища на глубину 7 м, когда появляется кривая депрессия грунтовых вод и, следовательно, фильтрационное давление.

**Решение.** 1. Расчет устойчивости откоса до затопления бассейна водой упрощенной формулае.

После выполнения в определенном масштабе чертежа откоса по графику Н.Янбу (рис. 5.3) находят положение центра кривой скольжения с наименьшим коэффициентом запаса.

Для того чтобы найти координаты центра кривой скольжения, предварительно вычисляют  $\lambda_{cp}$

$$\lambda_{cp} = \frac{\rho}{c_w} \frac{H \operatorname{tg} \varphi}{W} = \frac{1,0 \cdot 10 \operatorname{tg} 17^\circ}{1,63} = 3$$

По найденному значению  $\lambda_{cp}=3$  и углу откоса  $\beta=33^\circ 47'$  (заложение откоса 1:1,5) по графику Янбу находят значения  $x_0$  и  $y_0$ :

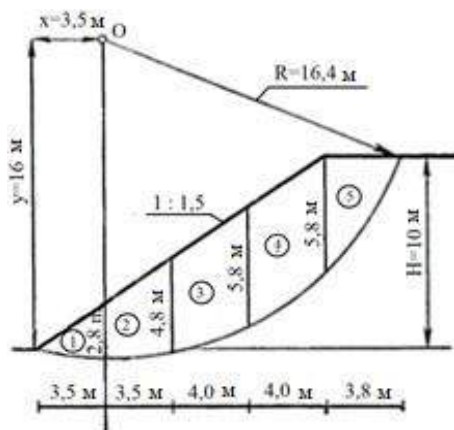
$$x_0=0,35 \text{ ва } y_0=1,6.$$

Тогда координаты центра вращения  $O$  будут равны:

$$x=x_0 H=0,35 \cdot 10=3,5 \text{ м};$$

$$y=y_0 H=1,6 \cdot 10=16 \text{ м}.$$

Откладывая от подошвы откоса вверх 16 м и вправо 3,5 м (рис. 5.5), получаем положение точки  $O$  – центр вращения.



**Рис. 5.5. Схема к расчету устойчивости незатопленного откоса по методу круглоцилиндрической поверхности скольжения**

Из найденного центра вращения через подошву откоса проводим дугу окружности скольжения. Графически, по масштабу, определяем радиус кривой скольжения:

$$R=16,4 \text{ м}.$$

Разбиваем оползневое тело на блоки, как это указано на рис. 5.5, графически определяем их ширину и высоту сторон и производим расчет всех необходимых элементов, входящих в формулу (5.4).

Например, для блока 1.

- а) Площадь блока  $\omega_1=(3,5 \cdot 2,8)/2=4,9 \text{ м}^2$ ; объем  $4,9 \cdot 1 \text{ м} = 4,9 \text{ м}^3$ .

б) Вес длока  $P_1=4,9 \text{ м}^3 \cdot 1,9 \text{ т/м}^3=9,3 \text{ т}$ .

в) Плечо центр тяжести блока относительно точки вращения  $O$ :

$$x=-3,5/3=-1,18.$$

г) Момент веса блока относительно точки вращения  $O$ :

$$x_1 P_1=-1,18 \cdot 9,3=-11 \text{ тм}.$$

Момент принимается отрицательным для входящей ветви кривой скольжения. Для нисходящей ветви кривой скольжения моменты положительные. В условиях примера моменты весов блоков 2, 3, 4 и 5 - положительные.

Данные расчета сведены в табл. 5.1.

Таблица 5.1

№ блоков	Средняя высота блока, м	Ширина блока, м	Объем блока, м <sup>3</sup>	Вес блока $P_i$ , т	Плечо $x_i$ , м	Момент $P_i \cdot x_i$ , тм
1	1,4	3,5	4,9	9,3	-1,2	-11
2	3,8	3,5	12,3	23,4	1,8	42
3	5,3	4,0	21,2	40,2	5,5	220
4	5,8	4,0	23,0	44,0	9,5	418
5	2,9	3,8	11,0	20,9	12,8	268
				$\sum P_i=137,8$	$\sum P_i \cdot x_i=959$	

Определяем длину дуги скольжения  $L$ : а)

$$\sin \beta_1=3,5/16,4=0,213; \beta_1=12^\circ 18';$$

$$\text{б) } \sin \beta_2=15,5/16,4=0,945; \beta_2=70^\circ 54'.$$

$$\beta_1 + \beta_2=83^\circ 12' \text{ или в радианах } \arcsin 83^\circ 12'=1,45.$$

Длина дуги  $L$ :

$$L=16,4 \cdot 1,45=23,8 \text{ м}.$$

Коэффициент запаса согласно формуле (5.4) будет равен

$$K_{\text{зап}} = \frac{\operatorname{tg} \varphi_w \sum P_i + c_w L}{\sum P x_i} R = \frac{0,31 \cdot 137,8 + 1,63 \cdot 23,8}{959} \cdot 16,4 = 1,35.$$

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

2. Расчет устойчивости откоса до заполнения бассейна водой по формуле (5.3) с учетом угла  $\alpha$ .

Для сравнения степени точности, вычисленного по формуле (5.4) запаса коэффициент устойчивости, рассчитаем его по той же круглоцилиндрической поверхности скольжения по формуле (5.3). Для этого следует рассчитать значение угла  $\alpha$  – угол наклона касательной к поверхности скольжения,

численно равного углу, образованному вертикалью с радиусом-вектором  $R$ , проведенным через точку приложения веса блока (5.5-рассм).

Например, для блока 4 угол  $\alpha_4$  определяется согласно следующим уравнением:

$$\begin{aligned} \sin\alpha_4 &= 9,5/16,4=0,58; \\ \cos\alpha_4 &= 13,35/16,4=0,81 \end{aligned}$$

и так для каждого из выделенных блоков. Все расчетные данные сведены в табл. 5.2.

Таблица 5.2

№ блоков	Вес блока $P_i$ , $m$	$\sin\alpha_i$	$\cos\alpha_i$	$P_i \sin\alpha_i$ , $m$	$P_i \cos\alpha_i \operatorname{tg}\theta$ , $m$
1	9,3	-0,07	1,00	-0,65	2,88
2	23,4	0,11	0,99	2,58	7,20
3	40,2	0,34	0,94	13,70	11,70
4	44,0	0,58	0,81	25,60	11,02
5	20,9	0,78	0,63	16,30	4,09
				57,53	36,89

Следовательно, коэффициент запаса будет равен

$$K_{\text{зан}} = \frac{36,89 + 1,63 \cdot 23,8}{57,53} = 1,32.$$

Процент погрешности упрощенной формулы (5.4) по отношению к результату по формуле (5.3) составит:

$$\frac{1,45 - 1,32}{1,32} \cdot 100\% = 9,8\%.$$

### 3. Расчет устойчивости затопленного откоса на высоту 8 м.

Расчет ведется точно так же, как и в случае незатопленного откоса, но вес блоков принимается с учетом взвешивания грунта водой.

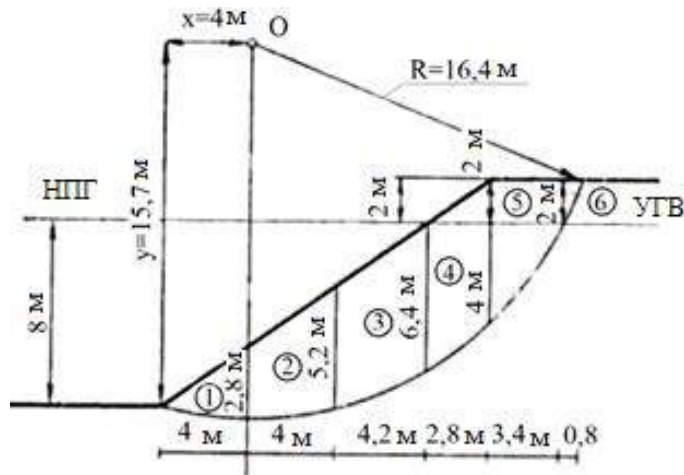
Расчетная схема показана на рис. 5.6. Чтобы определить положение центра вращения по графику Янбу в условиях затопленного откоса, следует вычислить средневзвешенное значение объемного веса грунта. Получаем верхние сухого грунта откоса с объемным  $\rho_w=1,9 \text{ т/м}^3$ , нижние 8 м затопленного откоса –  $\rho_{вод}=1,9 \text{ т/м}^3$ .

Тогда

$$P_{cp} = (8 \cdot 1 + 2 \cdot 1,9) / 10 = 1,18 \text{ т/м}^3.$$

Коэффициент графика Янбу  $\lambda_{cp}$  будет равен:

$$\lambda_{cp} = \frac{\rho_w H \operatorname{tg}\varphi_w}{c_w} = \frac{1,18 \cdot 10 \cdot 0,31}{1,63} = 2,2.$$



**Рис. 5.6. Схема к расчету устойчивости затопленного откоса по методу круглоцилиндрической поверхности скольжения**

Для  $\lambda_{cp}=2,2$  и угла заложения откоса  $\beta=33^{\circ}47'$  находим значения условных координат:

$$x_0=0,4 \text{ и } y_0=1,57.$$

Значения координат центра вращения будут:

$$x=x_0H=0,4 \cdot 10=4 \text{ м; } y=y_0H=1,57 \cdot 10=15,7 \text{ м.}$$

По найденным координатам находим положение центра вращения; очерчиваем круглоцилиндрическую поверхность скольжения, разбиваем сектор скольжения на блоки и находим необходимые данные для расчета коэффициента запаса устойчивости откоса.

Данные расчетов сведены в табл. 5.3.

*Таблица 5.3*

№ блоков	Средняя высота блока $h_{cp}$ , м	Ширина блока, м	Объем блока $V_i$ , м <sup>3</sup>	$\rho_w$ , т/м <sup>3</sup>	Вес блока $P_i$ , т	Плечо $x_i$ , м	Момент $P_i \cdot x_i$ , тм
1	1,4	4,0	5,6	1,0	5,6	-1,3	-7,3
2	4,0	4,0	16,0	1,0	16,0	2,0	32,0
3	5,8	4,2	30,2	1,0	30,2	6,1	184,0
4	5,2	2,8	14,5	1,0	14,5	9,6	139,0
4	1,0	2,8	2,8	1,0	5,3	10,1	53,5
5	2,0	3,4	6,8	1,0	6,8	12,1	84,8
5	2,0	3,4	6,8	1,0	12,9	12,7	164,0
6	1,0	0,8	0,8	1,0	1,5	14,7	21,0
					92,8		671

При радиусе дуги скольжения  $R=16,4$  м т ее длине 24,0 м по формуле (5.4) получим

$$K_{зап} = \frac{\sum P_{b.вод} \cdot tg\varphi_i + \sum c_i l_i}{\sum P_{b.вод} \cdot x_i} R = \frac{92,8 \cdot 0,31 + 1,63 \cdot 24}{671} \cdot 16,4 = 1,7.$$

Простое затопление откоса всегда приводит к увеличению коэффициента запаса его устойчивости (если при затоплении откоса не снижаются параметры сдвига грунтов, из которых сложен откос).

**Учет сейсмических воздействий при оценке устойчивости грунтовых массивов.** Существенную и иногда решающую роль в потере устойчивости склонов, откосов и подпорных сооружений играют сейсмические силы, возникающие при землетрясениях. Эти силы в приведенных выше формулах не учитываются.

Учет сейсмических воздействий осуществляется различными методами в зависимости от принятой расчетной схемы. Ниже излагается простейший вариант учета сейсмических сил, из которого ясен основной принцип подхода.

При использовании метода КЦПС для такого учета сдвигающие силы умножаются на сейсмический коэффициент  $K_c$ , больше единицы. Он назначается на основе формулы

$$K_c = 1 + \frac{\alpha_{max}}{c \cdot g} \quad (5.11)$$

где  $\alpha_{max}$  – расчетная величина сейсмического ускорения;

$g$  – ускорение силы тяжести.

Вычисленная по этой формуле  $K_c$  отражены в таблице 5.4

Таблица 5.4

Расчетная сейсмичность в баллах	7	8	9
$K_c$	1,03	1,05	1,10

Расчетная сейсмичность складывается из сейсмичности региона  $\gamma$  и сейсмической характеристики грунтовых условий  $m$ .

Сейсмичность региона  $\gamma$  устанавливается по специальным картам, созданным на основе многолетних наблюдений за сейсмической активностью на данной территории.

Сейсмическая характеристика грунтовых условий  $m$  оценивается в дополнительных баллах, назначаемых по табличным данным. В качестве примера приведена таблица 5.5.



Таблица 5.5

№ п/п	Вид грунтовой толщи	Сейсмическая характеристика $m$ , в баллах
1.	Аллювиальные отложения (щебеночные и песчаные)	1 – 2
2.	Сухие грунты: глинистые, мергелистые и лёссовые	1 – 3
3.	Болотистые и водонасыщенные грунты	3 – 4

Расчетная сейсмичность в баллах определяется как сумма

$$K_c = \rho_o + m. \quad (5.12)$$

При расчете по схеме горизонтальных сил сейсмика учитывается не путем увеличения сдвигающих сил, а путем уменьшения удерживающих сил, отражаемых коэффициентом сдвига.

Коэффициент сдвига при учете сейсмики вычисляют по формуле

$$F = \frac{tg(\varphi - \delta) + \frac{c}{ps}}{p_s}, \quad (5.13)$$

где  $\delta$  – так называемый «сейсмический угол»;

$p_s$  – нормальные напряжения с учетом сейсмичности.

Величину сейсмического угла определяют в зависимости от балльности сейсмического воздействия (таблица 5.6).

Таблица 5.6

Баллы	$\alpha_{max}, мм/сек^2$	$\delta^\circ$
7	101 – 250	2
8	251 – 500	3
9	501 – 1000	6
10	1001 – 2500	14
11	2501 – 5000	27
12	> 5000	> 27

Проф. Э.М.Добров предлагает определить коэффициент запаса с учетом сейсмических сил по формуле:

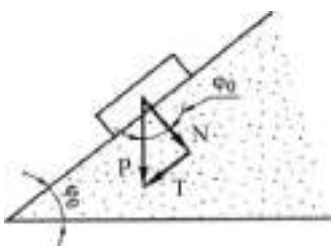
$$K_{зан} = \frac{\sum (P_i \cos \alpha_i tg \varphi_i + C_i l_i) R}{\sum P \sin \alpha + S_{c,r} m + S_{c,b} n}, \quad (5.14)$$

где  $S_{c,r}$  и  $S_{c,b}$  – горизонтальные и вертикальные сейсмические инерционные силы;  $m$  и  $n$  – длина плечо от горизонтального и вертикального инерции до центра круга.

Во многих случаях оползни возникают при значениях  $K_{зан} < 1$ . Для обеспечения надлежащей степени устойчивости необходимо, чтобы  $K_{зан} > 1$ .

## 5.2. Построение откоса равноустойчивого очертания

Наблюдения за очертаниями достаточно стабильных природных склонов и откосов показывают, что характер их образующей в значительной степени определяется разновидностью грунта и его прочностными характеристиками. Для рыхлых песчаных или любых других сыпучих грунтов (см. рис. 5.7) образующая так называемого естественного откоса является прямой линией, наклоненной к горизонту под углом  $\alpha = \theta$ .

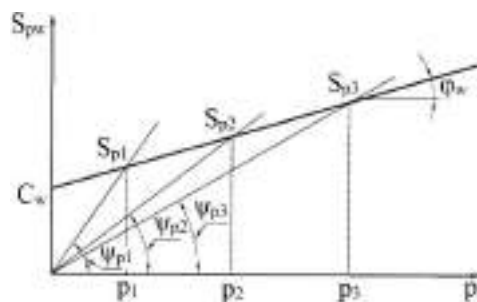


**Рис. 5.7. Схема определения угла внутреннего трения по углу естественного откоса сыпучего грунта**

В случае если грунт не сыпучий, а связной и обладает кроме угла трения  $\theta_w$  тем или иным сцеплением  $C_w$ , то обычно природный склон или откос приобретает четко выраженное криволинейное очертание с очень пологим основанием и достаточно крутым, почти вертикальным, верхним уступом. Возникает вопрос, чем это объясняется и нет ли здесь каких-либо основ и закономерностей, связанных, прежде всего, с физической природой самого грунта.

Обратимся к анализу графика функции сопротивляемости сдвигу (рис. 5.8) грунта, обладающего углом трения  $\theta$  и сцеплением  $C$ . Сопротивляемость сдвигу связного грунта выразится несколько упрощенной по форме зависимостью:

$$S_p = p \operatorname{tg} \theta + C. \quad (5.15)$$



**Рис. 5.8. Условие определения величины углов сдвига**

Далее, используя график рис. 5.8, на оси абсцисс отложим три значения нормального напряжения  $p_1, p_2$  и  $p_3$ , которым на оси ординат, в свою очередь, соответствуют три значения сопротивляемости сдвигу:  $s_{p1}, s_{p2}$ , и  $s_{p3}$ . Соединим начало координат с точками на графике функции  $s_p = f(p)$ . Тогда между этими лучами и осью абсцисс получим три различных угла:  $\psi_{p1}, \psi_{p2}$  и  $\psi_{p3}$ . С увеличением нормального напряжения при сдвиге угол  $\psi$  уменьшается. Этот угол принято (Н.Н. Маслов, 1949 г.) называть углом сопротивления сдвигу и обозначать  $\psi_p$ , подчеркивая его зависимость от нормальных напряжений  $p$ . Определим его значение, для чего разделим левую и правую части уравнения (5.15) на  $p$ :

$$F_p = s/p = \operatorname{tg}\psi_p = \operatorname{tg}\theta + C/p. \quad (5.16)$$

Отсюда следует, что:

$$\psi_p = \operatorname{arctg}(\operatorname{tg}\theta + C/p) = \operatorname{arctg}F_p. \quad (5.17)$$

Согласно полученной зависимости можно отметить, что величина угла сопротивления сдвигу  $\psi_p$  уменьшается с увеличением нормального напряжения и при  $p \rightarrow \infty$  он стремится к углу трения  $\theta$ . Для идеально сыпучих грунтов при  $C=0$  угол сдвига  $\psi_p = \theta$ .

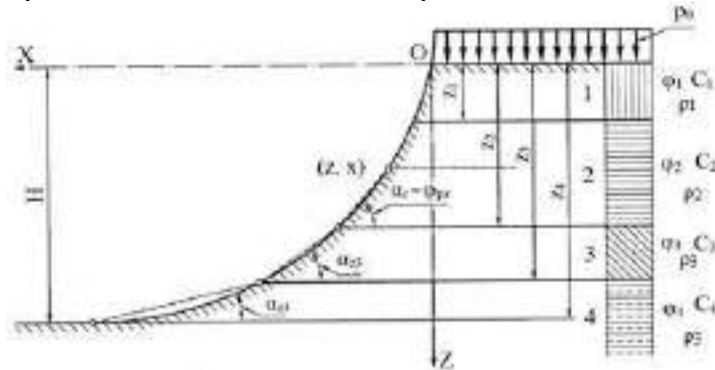
Аналитическое выражение для построения очертания образующей такого откоса может быть получено из следующего условия:

$$\operatorname{tg}\alpha_z = \frac{dz}{dx} = \operatorname{tg}\varphi = \frac{C}{\rho z} \quad (5.18)$$

После интегрирования формулы (5.18), учитывая, что при  $z=0$   $x=0$ , получим:

$$x = \frac{1}{\rho \operatorname{tg}^2\varphi} = [\rho z \operatorname{tg}\varphi + C \ln C - C \ln(\rho z \operatorname{tg}\varphi + C)]. \quad (5.19)$$

В соответствии с формулой (5.19) построение образующей откоса, найденной из условий равнопрочности, выполняется в координатной системе  $ZOX$  (рис. 5.9).



**Рис. 5.9. Построение равнопрочного откоса графическим методом  $F_p$  в пластовой толще**

Тем не менее во многих случаях построение равнопрочного откоса графическим методом Маслова с использованием графических приемов оказывается предпочтительным, особенно при пластовом строении толщи. Исходной позицией в этом построении будет положение о равенства угла откоса  $\alpha_z$  в любой точке поверхности откоса на глубине  $z$  углу сопротивления сдвигу, соответствующему той же глубине, т.е.  $\alpha_z = \psi_{pz}$ .

В данном случае основным уравнением для определения  $\psi_{pz}$  будет:

$$\psi_{pz} = \arctg(\operatorname{tg}\theta_i + C_i/\rho_i z) = \arctg F_{pz}, \quad (5.20)$$

где  $\theta_i$  и  $C_i$  – соответственно угол внутреннего трения и сцепление, характерные для пласта грунта, залегающего на расчетной глубине  $z_i$ ;  $\rho_i$  – удельный вес грунта, как средней для толщи, перекрывающей горизонт  $z_i$ .

Построение выполняется в следующем порядке. Откос разделяется по высоте на ряд расчетных слоев с подошвой на глубинах  $z_1, z_2, \dots, z_n$  от поверхности толщи. При уменьшении мощности этих слоев точность построения, естественно, увеличивается. При наличии в толще откоса пластов различных пород соответствующие расчетным слоям горизонты должны совпадать с контактами этих пластов.

Далее для каждого из этих горизонтов по выражению (5.20) находят значение угла сопротивления сдвигу  $\psi_{pz}$  и определяют соответствующие найденным значениям углов сопротивления сдвигу величины углов откоса  $\alpha_z$ . Построение откоса начинается с

нижней его точки для  $z=H$ , где  $H$  – полная высота откоса. Здесь откладывают отвечающий данному горизонту угол  $\alpha_{z4}$  и продолжают определяющую

его линию до пересечения со следующим горизонтом на глубине  $z_3$ . В точке пересечения откладываем угол  $\alpha_{z3}$ , соответствующий этому

горизонту. Находят новое пересечение определяющей его

линии с очередным менее глубоко расположенным горизонтом  $z$  и так до выхода откоса на поверхность. Полученные точки пересечения расчетных горизонтов с линиями, определяющими углы откосов  $\alpha_z$ , соединяют плавной кривой. На этом

построение равнопрочного откоса

графическим методом заканчивается.

Важным моментом является то, построенный откос при обеспечении на его поверхности условия  $\alpha_z = \psi_{pz}$  ни в коей мере не может считаться предельным, т.е. имеющим коэффициент запаса обзей устойчивости  $K_{зан}=1$ .

**Пример 5.2.** Пологая возвышенность высотой 30 м прорезается выемкой. Возвышенность сложена следующими грунтами (рис. 5.10).

Слой 1. С поверхности на глубину 10 м идут суглинки, имеющие объемный вес  $\rho_w=1,9 \text{ т/м}^3=19 \text{ кН/м}^3$ , угол внутреннего трения  $\theta_w=20^\circ$  и общее сцепление  $c_w=2,9 \text{ т/м}^2=0,29 \text{ МПа}$ .

Слой 2. Под суглинками залегает толща в 5 м суглинков с прослоями песка и супеси; объемный вес суглинков  $\rho_w=2,1 \text{ т/м}^3$ ,  $\theta_w=25^\circ$  и  $c_w=6 \text{ т/м}^2=0,6 \text{ МПа}$ .

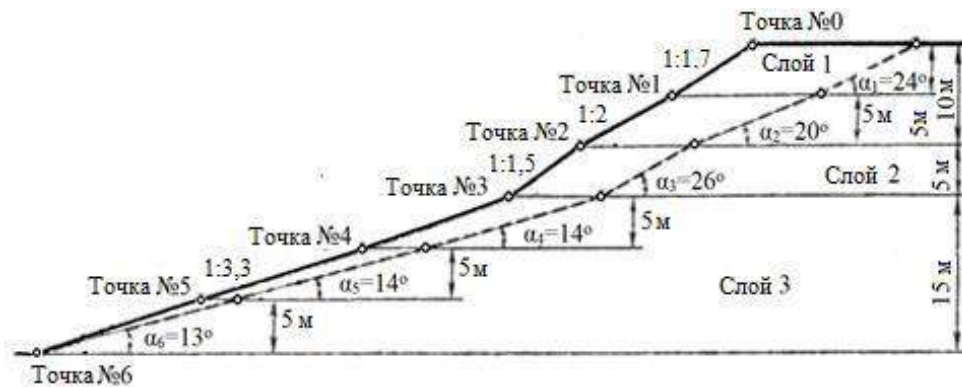
Слой 3. Суглинки горизонта 2 подстилают глины мощностью 15 м; объемный вес глин  $\rho_w=2,0 \text{ т/м}^3$ ,  $\theta_w=15^\circ$  и  $c_w=1,5 \text{ т/м}^2=0,15 \text{ МПа}$ .

По методу  $F_p$  спроектировать:

- а) очертание устойчивого откоса при коэффициенте запаса  $K_{зан}=1$ ; б) очертание откосов при коэффициенте запаса  $K_{зан}=1,25$ .

**Решение.** Откос проектируем графо-аналитическим методом согласно формуле

$$K_{зан} = \frac{\text{tg}\psi_p}{\text{tg}\alpha}, \quad (5.21)$$



**Рис. 5.10.** очертание откоса, построенного по методу равнопрочного откоса  $F_p$  (сплошная линия при  $K_{зан}=1$ , пунктирная  $K_{зан}=1,25$ )

где  $\alpha$  – угол наклона к горизонту откоса в рассматриваемой точке (рис. 5.9);

$\psi_p$  – угол сдвига в той же точке грунтового массива.

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

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

1. Рассчитывается природная нагрузка  $p_{np}$ :

$$P_{np}=z_1\rho_w=5\cdot 1,9=9,5 \text{ т/м}^2=0,95 \text{ МПа}.$$

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

$$F_{\text{п}} = tg\psi_1 = tg\varphi_w + \frac{c_w}{Pta} = tg20^\circ + \frac{2,0}{9,5} = 0,57,$$

$\psi_1 = 30^\circ$  (с округлением до градуса)

3. При  $\kappa_{зан}=1$  угол заложения откоса  $\alpha_1$  будет равен  $\psi_1 = \alpha_1 = 30^\circ$ ; При  $\kappa_{зан}=1,25$  бұлганда:

$$\alpha_1 = \frac{\psi_1}{1,25} = \frac{30}{1,25} = 24^\circ$$

И так рассчитывается каждая последующая точка.

Данные расчета сведены в табл. 5.6.

Таблица 5.6

№ точки	z,	$P_{np}, m/m^2$ (0,1 МПа)	$\theta_w^\circ$	$tg\theta_w$	$C_w, m/m^2$ (0,1 МПа)	$C_w/P_{np}$	$tg\psi$	$\psi$	$\alpha$ при $\kappa_{зан}=1$	$\alpha$ при $\kappa_{зан}=1,25$
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	29,0	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 б по транспортиру или по значению 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. 5.10.

**Пример 5.3.** Откос высотой 15 м сложен однородным глинистым грунтом, имеющим следующие характеристики: объемный вес  $\rho_w = 2,0 \text{ т/м}^3 = 20 \text{ кН/м}^3$ , угол внутреннего трения  $\theta_w = 15^\circ$ , сцепление  $c_w = 4 \text{ т/м}^2 = 0,04 \text{ МПа}$ .

Построить очертание устойчивого откоса методом  $F_p$ , аналитическим способом без учета и с учетом равномерно распределенной нагрузки за откосом  $P_0 = 3 \text{ кг/см}^2 = 0,3 \text{ МПа}$ .

**Решение.** 1. Построение очертания откоса при отсутствии нагрузки  $P_0$  за бровкой откоса ведется по формуле (5.21). При  $p_0=0$  эта формула будет иметь следующий вид:

$$x = \frac{1}{\rho W^2 \operatorname{tg}^2 \varphi} \left[ \rho \frac{z \operatorname{tg} \varphi}{w} + c \frac{\ln c W}{W} - c \frac{\ln(\rho \frac{z \operatorname{tg} \varphi}{w} + c)}{W} \right].$$

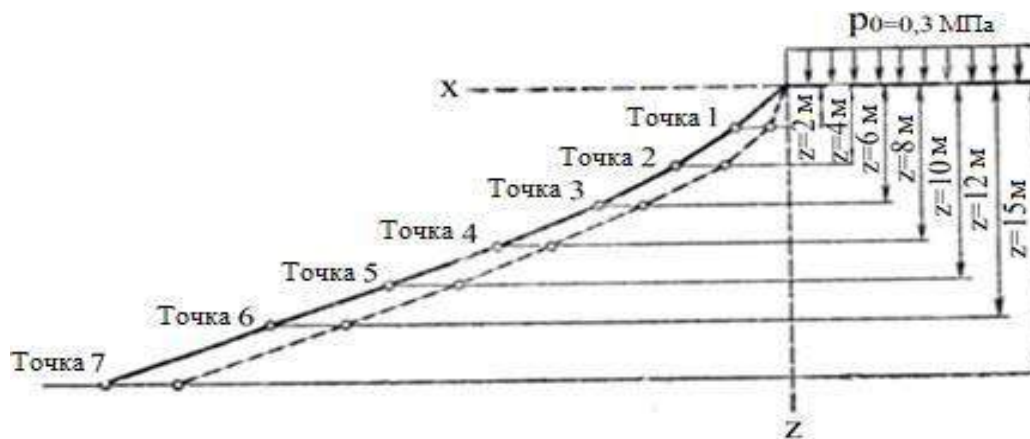
Для расчета координат  $x$  устойчивого откоса расчленим его по высоте на условные слои мощностью по 2 м и для основания каждого выделенного таким образом слоя грунта определим  $x$ .

Например, для подошвы первого слоя. При  $z=2$  (рис. 5.11), будем иметь:

$$x_1 = \frac{1}{2 \operatorname{tg} 15^\circ} [2 \cdot 2 \operatorname{tg} 15^\circ + 4 \cdot 4 - 4(2 \cdot 2 \operatorname{tg} 15^\circ + 4)] = 0,7 \text{ м.}$$

Производим таким путем расчеты  $x$  для каждой точки, получим значения, приведенные в табл. 5.7.

2. Построение очертания устойчивого откоса при наличии равномерно распределенной нагрузки  $P_0=3 \text{ кг/см}^2=0,3 \text{ МПа}$  за бровкой откоса (рис. 5.11) ведется по формуле (5.19). Поскольку порядок расчета координат  $x$  указан в п. 1 решение задачи, ограничимся сводкой расчетных данных в табл. 5.8.



**Рис. 5.11.** Очертание устойчивого откоса, рассчитанное по методу  $F_p$  аналитическим способом: сплошная линия – с учетом равномерно распределенной нагрузки  $p_0=3 \text{ кг/см}^2=0,3 \text{ МПа}$ ; пунктирная – без учета нагрузки  $p_0$

Таблица 5.7

№ слоев	$z, м$	$tg\theta_w$	$\frac{1}{\rho_w tg^2 \phi_w}$	$\rho_w z tg \phi_w$	$c_w$ $ln c_w$	$c_w ln(\rho_w z x tg \phi_w + c) + c_w$	$x, м$
1	2	0,27	7,15	1,08	5,52	6,5	0,7
2	4	0,27	7,15	2,16	5,52	7,3	2,7
3	6	0,27	7,15	3,24	5,52	7,9	6,1
4	8	0,27	7,15	4,32	5,52	8,5	9,6
5	10	0,27	7,15	5,40	5,52	8,9	14,5
6	12	0,27	7,15	6,48	5,52	9,3	19,3
7	15	0,27	7,15	8,10	5,52	9,9	26,8

Таблица 5.8

№ слоев	$z, м$	$tg\theta_w$	$\frac{1}{\rho_w tg^2 \phi_w}$	$\rho_w z tg \phi_w$	$c_w ln(\rho_0 tg \phi_w + c_w)$	$c_w ln \left[ \frac{(p_0 + \rho_w z)x}{W} tg \phi_w + c \right]$	$x, м$
1	2	0,27	7,15	1,08	6,28	7,04	2,3
2	4	0,27	7,15	2,16	6,28	7,76	4,9
3	6	0,27	7,15	3,24	6,28	8,36	8,3
4	8	0,27	7,15	4,32	6,28	8,84	12,9
5	10	0,27	7,15	5,40	6,28	9,24	17,3
6	12	0,27	7,15	6,48	6,28	9,64	22,8
7	15	0,27	7,15	8,10	6,28	10,20	30,0

Построенные по табл. 5.7 и 5.8 откосы показаны на рис. 5.11.

### 5.3. Метод горизонтальных сил

Применительно к откосам и склонам, деформирующимся в форме оползня-сдвига или скольжения, при оценке степени их устойчивости обычно используют метод горизонтальных сил Маслова-Берера (1941 г.), методы Шахунянца (1953 г.), Чугаева (1964 г.) и др.

Поверхность скольжения устанавливается в каждом частном случае на основе анализа конкретных инженерно-геологических условий и, в первую очередь, таких, как характер слоистости, наклон слоев, наличие слабых прослоек и т.п. При этом она может иметь вид одной плоскости или состоять из нескольких плоскостей с различными углами наклона, а также может



включать в себя и участки с круглоцилиндрической поверхностью смещения. Весь оползневой массив грунта, расположенный выше плоскости скольжения, разбивают вертикальными сечениями на блоки с таким расчетом, чтобы их границы соответствовали местам перелома поверхности скольжения и в пределах каждого блока на поверхности скольжения сохранялись постоянными значениями сдвиговых характеристик грунта. Далее определяют силу тяжести каждого блока  $P$ . При наличии грунтовых вод учитывают взвешивающий эффект.

Удерживающие силы и силы активного давления. Определяемые в пределах каждого блока, проецируются на горизонтальную ось (рис. 5.12), что является характерной особенностью данного метода. Расчет этих сил в пределах каждого блока производится аналитически или графически.

В соответствии с методом горизонтальных сил Маслова-Берера степень устойчивости откосов оценивается по величине коэффициента запаса, определяемого по формуле:

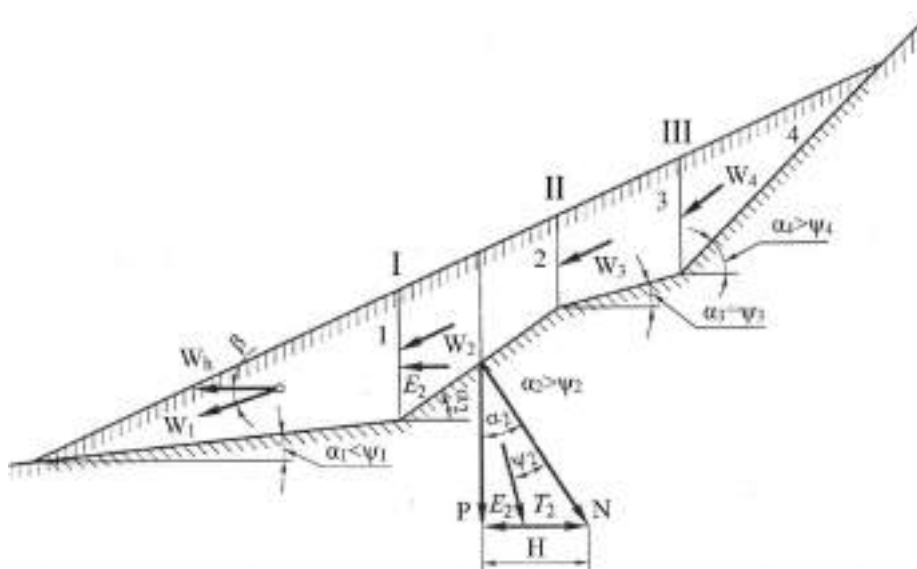


Рис. 5.12. Принцип разложения сил в основании расчетного блока при расчете устойчивости природного склона по методу горизонтальных сил Маслова

$$K = \frac{\sum T_i}{\text{зап} \sum (\pm H)^i} \quad (5.21)$$

при

$$E = P \operatorname{tg}(\alpha - \psi_i); \quad (5.22)$$

$$T_i = H_i - E_i = P_i [tg\alpha_i - tg(\alpha_i - \psi_{pi})] \quad (5.23)$$

В этих формулах:  $T_i$  – часть распора (давления на стенку  $i$ -го блока), воспринимаемая трением и сцеплением грунта (по поверхности скольжения);  $H_i$  – распор (давление на стенку блока) при отсутствии в грунте трения и сцепления;  $\psi_{pi}$  – угол сопротивления сдвигу на поверхности скольжения данного блока при нормальном напряжении;  $\alpha_i$  – угол наклона поверхности скольжения данного блока к горизонту;  $P_i$  – сила тяжести  $i$ -блока;  $E_i$  – непогашенная часть давления (активное давление) на лежащий ниже блока.

Формула (5.22) дает возможность при необходимости определить степень устойчивости каждого выделенного в оползневом массиве блока (см. рис. 5.12). Если  $\alpha_i = \psi_{pi}$ , то имеет место равновесное положение блока. Если  $\alpha_i > \psi_{pi}$ , то его собственная устойчивость не обеспечена и он давит на блок, который лежит ниже на плоскости скольжения ( $E > 0$ ). Наконец, при  $\alpha_i < \psi_{pi}$  расчетный блок обладает запасом устойчивости и подобно подпорной стенке воспринимает давление от расположенных выше блоков.

При наличии в толще оползневого склона фильтрационного потока грунтовых вод необходимо учитывать дополнительное фильтрационное давление  $W_\phi$ . Численное значение этого давления в каждом из выделенных блоков:

$$W_\phi = \rho_{вод} \omega_i I_i \quad (5.24)$$

где  $\omega_i$  – площадь сечения потока в плоскости чертежа ниже кривой депрессии.

Направление линии действия фильтрационной силы  $W_\phi$  в пределах каждого из блоков может быть принято параллельно кривой депрессии в данном блоке, где она образует с горизонтом некоторый угол  $\beta_{i\phi}$ .

Тогда коэффициент запаса устойчивости  $K_{зап.\phi}$  оползневого тела при учете фильтрационного давления в соответствии с формулой (5.21) будет определяться следующим выражением:

$$K_{зап.\phi} = \frac{\sum T_i}{\sum (\pm H_i) + \sum W_i \cos \beta_{i\phi}} \quad (5.25)$$

В расчетном методе Шахунянца, в отличие от метода горизонтальных сил, по основанию каждого из выделенных блоков оползневого тела производится операция разложения силы собственной силы тяжести блока  $P_i$  на две составляющие: нормальную (к плоскости скольжения)  $N_i$  и тангенциальную  $T_i$ . После чего вычисление коэффициента запаса устойчивости склона производится по формуле:

$$K_{\text{зап}} = \frac{\sum_{i=1}^m [N_i \operatorname{tg} \varphi_i + C_i l + T_i] \cos \varphi_i}{\sum_{i=1}^m T_{ic} \frac{\cos \varphi_i}{\cos(\alpha_i - \varphi_i)}} \quad (5.26)$$

где  $T_{iy}$  и  $T_{ic}$  – соответственно удерживающая и сдвигающая тангенциальные составляющие силы тяжести  $P_i$ .

**Таким образом,** оценка боковой устойчивости насыпей и выемок определяется минимальной величиной запаса устойчивости и направлена на определение соотношения моментов удерживающей и сдвигающей сил. Для этого используются вышеперечисленные способы в зависимости от состояния откоса.

### Контрольные вопросы

1. Понятие о коэффициенте устойчивости.
2. Метод круглоцилиндрических поверхности скольжения.
3. Понятия о моментах удерживающей и вращающей сил.
4. Понятие о графике Янбу.
5. Учет фильтрующей способности.
6. Учет сейсмической силы.
7. Понятие о равнопрочный откос.
8. Метод горизонтальной силы.
9. Сопротивление сдвигу связанных грунтов.
10. Понятие о удерживающем и крутящем моментах.

**Таянч иборалар:** айлана цилиндрли юза силжиши, ушаб турувчи ва айлантириб сурувчи моментлар, филтратсия кучи, сейсмик куч, тенг турғунликдаги ыиялик, горизонтал куч усули.

**Ключавые слова:** круглоцилиндрический поверхности скольжения, удерживающие и сдвигающие моменты, фильтрующая сила, сейсмическая сила, равновесный уклон, метод горизонтальных сил.

## Глава VI. ОЦЕНКА УСТОЙЧИВОСТИ ПОДПОРНОГО СООРУЖЕНИЯ.

### 6.1. Подпорные сооружения и их назначение

Под подпорными сооружениями понимают специальные геотехнические конструкции или элементы других инженерных конструкций, которые должны обеспечить восприятие бокового давления от контактирующего с ним природного или техногенного грунтового массива.

Классическим примером подпорного сооружения являются подпорные стенки (рис. 6.1), которые могут иметь различные конструктивные оформления. Роль подпорных стенок выполняют также береговые устои мостов.

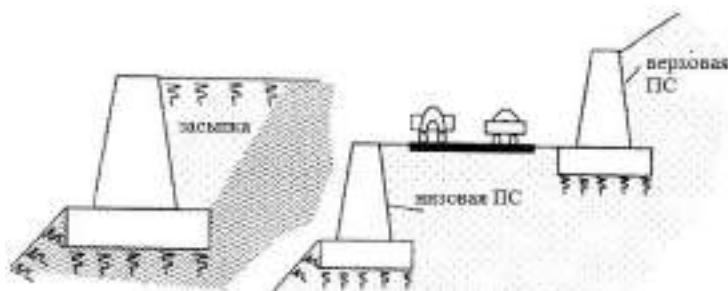


Рис. 6.1. Схема подпорных стенок

В качестве подпорных сооружений на оползнеопасных склонах используют также свайные конструкции (рис. 6.2).

Вертикальные стенки подземных переходов также работают по схеме подпорных стенок.

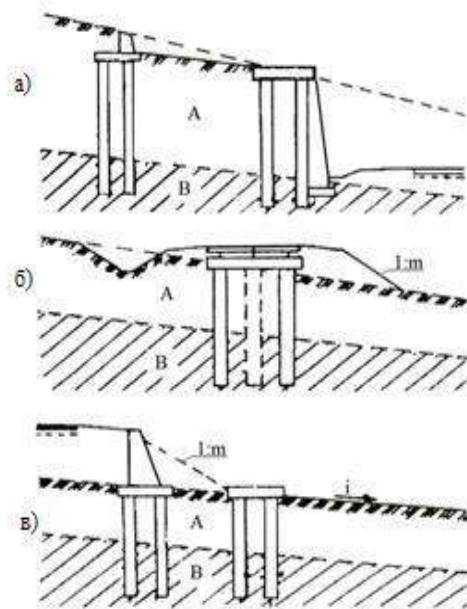
В последние годы все шире применяют так называемые армогрунтовые геотехнические конструкции, представляющие собой насыпные массивы, включающие различные армирующие элементы, чаще всего геосетки и т.п. Применение этих конструкций наиболее эффективно в стесненных местах, где нет места для размещения откосных частей насыпей при крутизне откосов, требующейся при устройстве насыпи без армирования откосной части (рис. 6.3).

При любом варианте конструкции подпорного сооружения оно должно воспринимать без нарушения устойчивости боковое давление от грунтового массива, находящегося за стенкой. В связи с этим необходимо уметь определять величину этого давления. Ниже мы рассмотрим вопрос о давлении грунта на подпорное сооружение на примере простейшего варианта конструкции стенки, так называемой массивной гравитационной подпорной стенки.

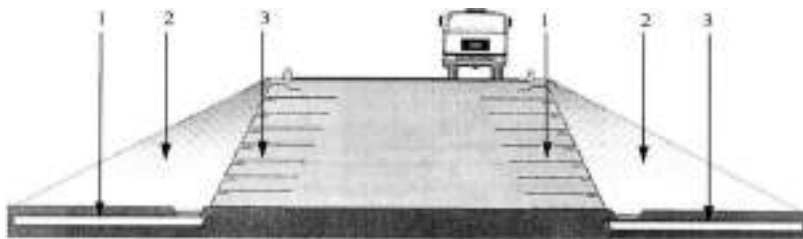
## 6.2. Давление грунта на подпорную стенку

Различают активное давление грунта на подпорную стенку  $E_a$  и пассивное давление  $E_n$ .

Активное давление грунтового массива на стенку возникает тогда, когда смещение стенки под действием давления массива происходит в направлении давления (рис. 6.4).

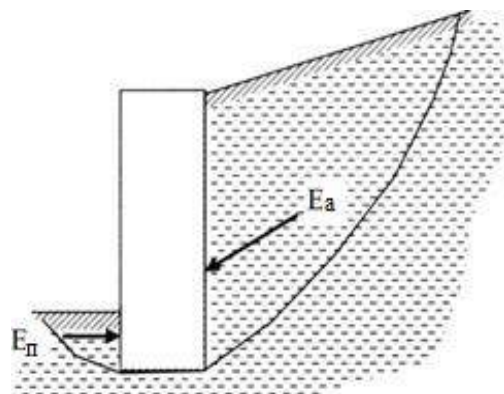


**Рис 6.2. Схема свайных противооползневых конструкций:**  
А – оползневой массив; В – устойчивая толща; а) -  
верховое; б)– осевое; в) – низовое



**Рис. 6.3. Применение армогрунтовой конструкции при устройстве насыпи в стесненных условиях:**

1 – сохраняемая площадка; 2 – сэкономленный объем грунта.  
3 – геосинтетический материал



**Рис. 6.4. Активное ( $E_a$ ) и пассивное ( $E_p$ ) давление грунта на подпорную стенку**

Пассивное давление возникает тогда, когда стенка смещается в сторону массива. В этом случае давление на стенку со стороны массива представляет собой силу реакции массива.

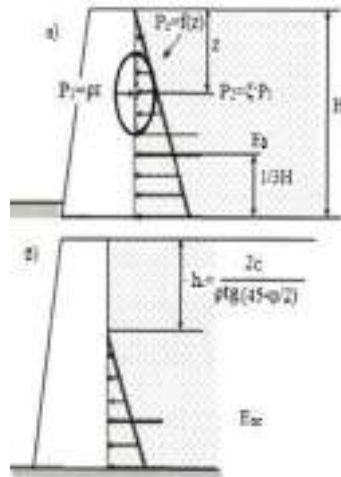
Величина активного и пассивного давления различны, причем при прочих равных условиях пассивное давление всегда больше активного.

Наиболее ранним решением, позволяющим определить величину  $E_a$  является решение Кулона, иллюстрируемое на рис.6.5. Здесь призма АВМ рассматривается как жесткий клин, смещающийся по плоской поверхности АМ. При этом рассматривается грунтовый массив, обладающий только трением (т.е.  $c=0$ ). На клин АВМ действуют три силы: сила веса  $G$ , сила трения по поверхности скольжения  $T$  и сила реакции стенки на клин, т.е. сила взаимодействия клина со стенкой, определяющая величину активного давления  $E_a$ .

В условиях предельного равновесия сила трения  $T$ , возникающая на поверхности скольжения АМ направлена под углом внутреннего трения  $\varphi$  к нормали к поверхности скольжения.

Сила  $G$  направлена всегда по вертикали. Тогда, как сила  $E_a$  должна быть направлена под углом  $\varphi_c$  к нормам поверхности стенки, причем  $\varphi_c$  — угол трения грунта о вертикальную поверхность стенки. Зная величину  $G$ ,  $\varphi$  и  $\varphi_c$  можно построить силовой треугольник, из которого графически легко определяется искомая величина  $E_a$ .





**Рис. 6.6. Схемы к определению активного давления по методу Ренкина:**

а) – для случая  $c=0$ ; б) – для случая  $c \neq 0$ .

Далее, учитывая, что в данном случае

$$\zeta_1 = \rho_s \cdot z, \quad (6.4)$$

получаем значение  $\zeta_2$

$$\zeta_2 = \xi \cdot \rho_s \cdot z = \rho_s \cdot \text{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}), \quad (6.5)$$

где  $z$  – расстояние от верха засыпки до рассматриваемой точки (по вертикали);

$\rho_s$  – удельный вес грунта.

Отсюда видно, что  $\zeta_2$  линейно зависит от  $z$  (см. рис. 6.6).

Горизонт, на котором величина  $\zeta_2$  будет иметь максимальное значение будет, очевидно, находиться на уровне подошвы насыпи, т.е. соответствует  $z=H$ . Тогда максимальное боковое давление определится

$$\zeta_{2max} = \rho_s \cdot H \text{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}). \quad (6.6)$$

Чтобы найти полную силу активного бокового давления, очевидно, нужно проинтегрировать  $\zeta_2$  от 0 до  $H$  (т.е. вычислить площадь эпюры рис. 6.6). Тогда получаем

$$E_a = \frac{\rho_s \cdot H^2}{2} \text{tg}^2(45^\circ - \theta/2). \quad (6.7)$$

Если грунт обладает сцеплением, то для получения искомой зависимости используют приведение задачи  $c \neq 0$  к  $c=0$ .

Тогда получим следующую формулу



$$E_{ac} = \frac{\rho_s \cdot H^2}{2} \left[ \operatorname{tg}^2(45^\circ - \theta/2) - 2c[H \operatorname{tg}(45^\circ - \theta/2) - \frac{c}{\rho_s}] \right] \quad (6.8)$$

**Пример 6.1.** Подпорная стенка высотой  $H=9$  м имеет заглубление фундамента  $h_{загл}=3$  м и ширину  $2b=4$  м. Стенка удерживает песчаную засыпку с объемным весом  $\rho_w=1,80$  т/м<sup>3</sup>=18 кН/м<sup>3</sup>, углом внутреннего трения  $\theta=30^\circ$  и сцеплением  $c=0$ .

1. Построит эпюру активного давления грунта на стенку, рассчитать полное давление грунта на стенку и определить точку его приложения.

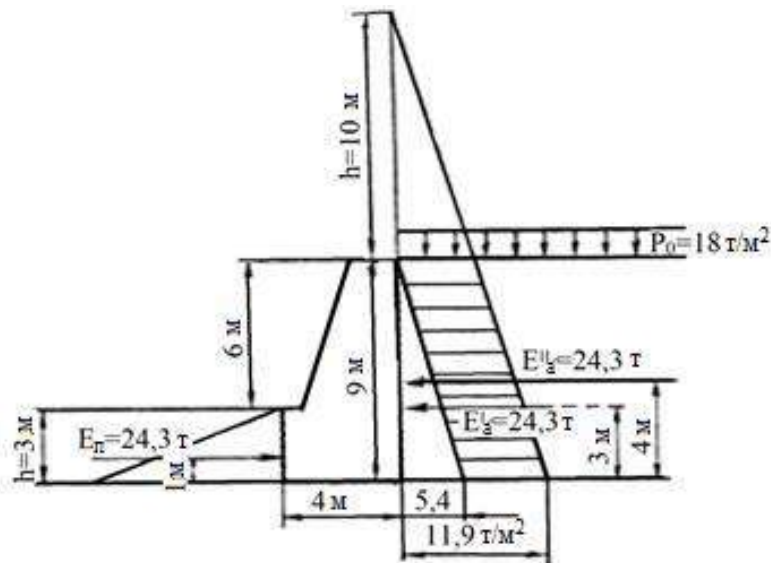
2. То же, при наличии равномерно распределенной нагрузки на поверхности засыпки (см. рис. 6.7)  $P_0=18$  т/м<sup>2</sup>=1,8 МПа.

3. Построит эпюру пассивного давления (отпора) грунта, рассчитать полное пассивное давление  $E_n$  и точку его приложения.

**Решение.** 1. Активное давление грунта без учета нагрузки на поверхности засыпки.

а) Поскольку давление грунта на стенку подчиняется закону прямой, то для построения эпюры давления земли на стенку достаточно двух координат: вверху и в подошвы фундамента подпорной стенки.

Верхняя координата при отсутствии нагрузки на поверхности засыпки равна нулю. В уровне подошвы фундамента согласно формуле (6.6) давление засыпки равно:



**Рис. 6.7.** Эпюры распределения давления грунта (заштрихованы) на подпорную стенку без учета сцепления

$$P_a = \rho_w H \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \theta/2) = 1,8 \cdot 9 \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - 30^\circ/2) = 5,4 \text{ т/м}^2 = 0,5 \text{ МПа.}$$

б) Полное активное давление на 1 м длины стенки по формуле (6.7) равно

$$E_a = \frac{\rho \cdot H^2}{2} \operatorname{tg}^2(45^\circ - \theta/2) = \frac{1,8 \cdot 9^2}{2} \operatorname{tg}^2(45^\circ - 30^\circ/2) = 24,3 \text{ м/м.}$$

в) Точки приложения  $E_a$  от подошвы фундамента стенки:

$$e_1 = (1/3)H = (1/3) \cdot 9 = 3 \text{ м.}$$

Построенная по этим данным эпюра давления грунта показана на рис.

6.7.

2. Активное давление грунта с учетом равномерно распределенной нагрузки  $p_0 = 2 \text{ кг/см}^2$  на поверхности засыпки.

а) Для построения эпюры распределения давления на стенку интенсивность равномерно распределенной нагрузки заменим фиктивной высотой грунта засыпки  $h$ :

$$h = p_0 / \rho_w = 18 / 1,8 = 10 \text{ м.}$$

Величину давления грунта в уровне подошвы фундамента при  $z=H$  определяем по формуле (6.6):

$$P_a = \rho_w (H+h) \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \theta/2) = 1,8(9+10) \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - 30^\circ/2) = 11,9 \text{ м/м}^2 = 0,119 \text{ МПа.}$$

б) Величина полного активного давления на 1 м длины стенки согласно рис. 6.7

$$E_a' = \frac{1}{2} \rho_w H(H+2h) \operatorname{tg}^2(45^\circ - \theta/2) = \frac{1}{2} \cdot 1,8 \cdot 9(9+2 \cdot 10) \cdot 0,33 = 77,6 \text{ т/м.}$$

в) Точка приложения  $E_a$  от подошвы фундамента стенки:

$$e = \frac{H}{3} \cdot \frac{H+3h}{H+2h} = \frac{9}{3} \cdot \frac{9+3 \cdot 10}{9+2 \cdot 10} = 4,0 \text{ м.}$$

3. Пассивное давление грунта.

а) Пассивное давление грунта на уровне обреза фундамента равно:

$P_n = \rho_w h_{загл} \operatorname{tg}^2(45^\circ + \theta/2) = 1,8 \cdot 3 \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ + 30^\circ/2) = 16,2 \text{ м/м}^2 = 0,16 \text{ МПа.}$  б) Полное пассивное давление грунта на 1 м длины стенки

$$E = \frac{1}{2} \rho_w H^2 \operatorname{tg}^2(45^\circ + \theta/2) = \frac{1}{2} \cdot 1,8 \cdot 3^2 \cdot 3 = 24,3 \text{ т/м}^2 = 0,243 \text{ МПа.}$$

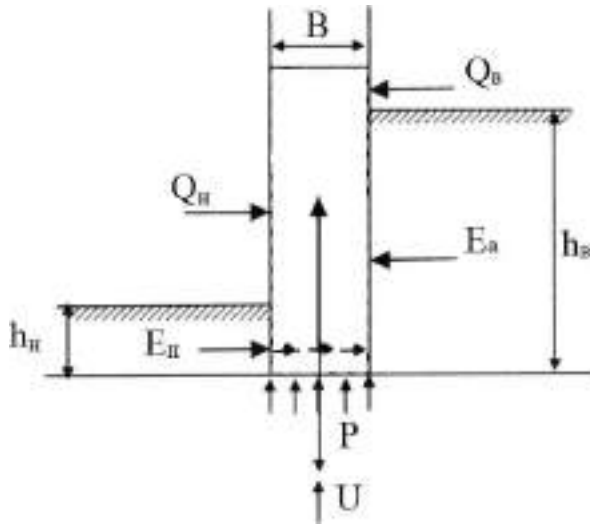
Расчитанные эпюры давления представлены на рис. 6.7. в)

Пойдевор остидан пассив босимнинг ыўйилиш нуытаси:

$$e_3 = (1/3)H = (1/3) \cdot h_{загл} = (1/3) \cdot 3 = 1 \text{ м.}$$

### 6.3. Расчетные схемы для оценки степени устойчивости подпорных стенок

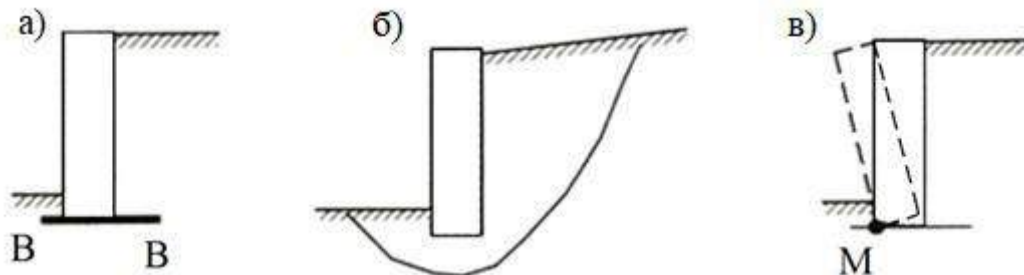
Схема сил, влияющих на устойчивость простейшей подпорной стенки, в общем случае (при наличии объемов по обе стороны стенки) представлена на рис. 6.8.



**Рис. 6.8. Общая схема сил, влияющих на устойчивость подпорной стенки:**

$P$  – сила собственного веса стенки;  $U$  – сила воздействия подземных вод на подошву стенки;  $E_a$  – сила активного давления;  $E_p$  – пассивное давление;  $Q_n$  – силы движения воды от левого водоёма;  $Q_v$  – то же от воды в резервуаре.

В общем случае рассматривают три основных варианта потери устойчивости подпорной стенки (рис. 6.9).



**Рис. 6.9. Основные варианты схем потери устойчивости подпорной стенки**

1. Плоский сдвиг, когда сооружение смещается по плоскости  $BB$ , проходящей на уровне подошвы сооружения (рис. 6.9, а).

2. Глубинный сдвиг, когда смещение подошвы происходит по поверхности, расположенной ниже подошвы сооружения (рис. 6.9, б). В простейшем случае эта поверхность принимается за круглоцилиндрическую.

3. Опрокидывание, когда сооружение под воздействием приложенных к нему сил опрокидывается вокруг точки  $M$  (рис. 6.9 в).

Степень устойчивости по схеме плоского сдвига определяется отношением удерживающих сил к сдвигающим, при схемах глубинного

сдвига и опрокидывания — соответственно отношением моментов удерживающих и сдвигающих сил относительно центров вращения.

Рассмотрим получение расчетных формул для схемы плоского сдвига. На подпорную стенку некоторого гидротехнического сооружения в общем случае действуют следующие силы (рис. 6.8):

сила собственного веса  $P$ ;

сила активного давления  $E_a$  с верховой стороны; сила пассивного давления  $E_n$  с низовой стороны; силы

давления воды водоёма  $Q_n$ ;

сила давления воды резервуара, расположенного на поверхности  $Q_в$ ; сила воздействия  $U$  от наличия подземных вод под подошвой

сооружения.

Указанные силы (кроме  $P$ ) условно относятся к сдвигающим (хотя некоторые из них препятствуют сдвигу, но они принимаются сдвигающими со знаком минус для упрощения расчета).

К удерживающим силам относят только силы трения и сцепления, развивающиеся на уровне подошвы  $[(P - U)tg\varphi_w + c_w B]$ . Коэффициент устойчивости вычисляется по зависимости

$$K_y = \frac{(P - U)tg\varphi_w + c_w B}{(Q_v - Q_n) + (E_{fv} - E_{fn})}, \quad (6.9)$$

Здесь  $E_{ав}$  – активное давление с верховой стороны;  $E_{ан}$  – то же с низовой.

Последнее принимают условно взамен пассивного давления, которое всегда больше активного.

На рис. 6.10 представлена схема расчета на глубинный сдвиг по круглоцилиндрической поверхности скольжения с радиусом  $R$ .

Коэффициент устойчивости определяется по формуле

$$K_y = \frac{\left| \sum_{i=1}^n (G_i \cdot \cos\alpha_i \cdot tg\varphi_i + c_{wi} \cdot l_i) \right|}{P \cdot v + E_f \cdot d}, \quad (6.10)$$

где  $v$  и  $d$  – координаты центра выбранной дуги скольжения;

$G_i$  – вес  $i$ -го блока, на которые разбивается отсек сдвига;

$\alpha_i$  – угол наклона поверхности скольжения  $i$ -го блока;

$\varphi_i$  и  $c_i$  – угол внутреннего трения и сцепления грунта в пределах  $i$ -го блока (на поверхности скольжения);

$E_a$  – активное давление грунта на стенку в направлении сдвига.

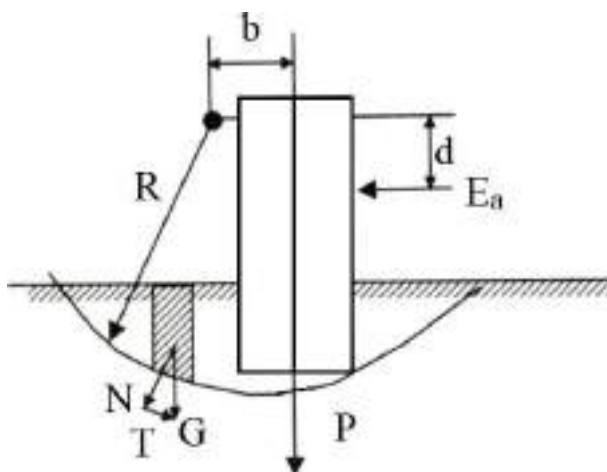


Рис. 6.10. Схема к расчету устойчивости подпорной стенки на глубинный сдвиг

При строительстве подпорных стенок, их подошва обычно заглубляется в толщу основания. поэтому при определении расчетной величины веса стенки  $P$  из веса собственно стенки вычитают вес грунта, выбранного из котлована.

Таким образом на практике считается, что для гарантии устойчивости стенки получаемый по приведенным зависимостям коэффициент устойчивости должен быть разделен на коэффициент запаса, принимаемый в зависимости от сложности условий и ответственности сооружения от 1,25 до 1,50.

#### Контрольные вопросы

1. Подпорные стены и их значимости.
2. Схемы подпорных стены.
3. Значение давление на подпорные стены.
4. Активные и пассивные давления.
5. Расчетные схемы для оценки устойчивости подпорных стен.
6. Удерживающие силы.
7. Ует сейсмичности при расчее устойчивости подпорных стен.
8. Метод Ренкина при расчете устойчивости подпорных стен.
9. Метод Кулона при расчте активных давление.
10. Понятие о —Сейсмический уголл.

**Ключовые слова:** подпорные стены, активные и пассивные давления, метод Кулона, метод Ренкина, сейсмическая сила, сейсмический угол.

## ГЛАВА VII. СЖИМАЕМОСТЬ ГРУНТОВ И ПРОГНОЗ ОСАДОК СООРУЖЕНИЙ

### 7.1. Общие положения

Сжимаемость грунта определяется способностью пор в грунте под нагрузкой уменьшаться в своем объеме, что приводит к более плотной упаковке в породе слагающих ее минеральных частиц. Этот процесс сопровождается неизбежным взаимным перемещением – микросдвигами элементарных частиц, слагающих породу. Естественно, что при полном водонасыщении грунта, т.е. при полном заполнении пор водой, его уплотнение может иметь место лишь при выдавливании из его пор некоторого объема заполняющей их воды. Иначе говоря, процесс уплотнения таких грунтов неизбежно ведет к снижению их влажности.

Уплотнение глинистых грунтов под нагрузкой обычно растягивается во времени, причем это время тем больше, чем более вязок и менее водонепроницаем грунт, т.е. чем он более глинист и плотен консистенции. Поэтому наибольшей сжимаемостью будут обладать грунты с пониженной внутренней сопротивляемостью сдвигу и одновременно обладающие малой плотностью. В сжимаемости породы в большинстве случаев решающую роль играет наличие или отсутствие в ней внутренних жестких структурных связей.

Все породы, характеризующиеся высоким структурным сцеплением, оказываются практически несжимаемыми. Таковы, например, все скальные и цементированные породы.

При уплотнении глинистых пород идет сближение слагающих их частиц, что ведет к повышению молекулярных сил, следовательно, сил внутренней связности. Если под нагрузкой глинистые грунты уплотняются, то это обстоятельство ведет к остаточным, необратимым деформациям и тем большим, чем менее плотен был грунт. Иначе говоря, грунт, уплотнившийся до некоторой степени под нагрузкой, при снятии этой нагрузки уже не возвращается по плотности в свое исходное состояние.

Процесс уплотнения сыпучих (несвязанных) грунтов идет с более глубоким и тесным внедрением зерен в поры породы и более урепким их заклиниванием. Очевидно и в этом случае, т.е. при насильственном уплотнении породы до некоторого критического состояния ее плотности, в деформации сжатия грунта будет превалировать ее необратимая часть.

В процессе осадки сооружений. Вызванной уплотнением грунта под их весом, наибольшее значение приобретает именно необратимая часть деформации. Которая и изучается в механике грунтов.

С увеличением плотности грунта способность его к дальнейшему уплотнению уменьшается. Это обстоятельство ведет к относительному снижению в общей деформации грунта остаточных деформаций и

повышению их упругой части. При этом условии в отношении слабо уплотненных грунтов приходится говорить об отсутствии линейной характеристики их сжимаемости.

Следует напомнить, что повышенная исходная плотность глинистых пород может явиться следствием:

- динамометоморфизма (наиболее характерно для дислоцированных толщ и горных пород);
- высокой обжимающей нагрузки от силы тяжести перекрывающих данный горизонт масс породы;
- высыхания (климатические условия, низкое стояние уровня грунтовых вод).

При снятии с грунта части воздействующей на него нагрузки процесс пойдет в обратном порядке: поры будут расширяться и при доступе к породе воды влажности ее будет увеличиваться. В конечном итоге грунт будет испытывать пучение.

## 7.2. Характеристики сжимаемости грунтов

Для прогноза деформации уплотнения грунтов под воздействием приложенных к ним нагрузок необходимо помимо величин напряжений, вызывающих эту деформацию, располагать и некоторыми показателями, характеризующими сжимаемость грунта. Показатели. Определяющие меру сжимаемости грунтов, называются *компрессионными характеристиками*.

Сжимаемость грунтов может быть охарактеризована следующими параметрами:

- зависимость коэффициента пористости  $e$  от давления  $p$ :  $e=f(p)$ ;
- коэффициент сжимаемости или уплотнения,  $m_0$ ;
- модуль общей деформации грунта,  $E_p$ ;
- величина относительной деформации, или модуль осадки,  $e_p$ .

**Зависимость коэффициента пористости  $e$  от давления  $p$ .** Прежде всего напомним, что коэффициент пористости  $e$  – это отношение объема пор к объему твердого вещества в некотором объеме грунта. Таким образом, коэффициент пористости  $e$ , будучи отнесенным к той или иной силе давления  $p$ , свидетельствует о плотности породы, достигнутой при обжатии ее под этим давлением. Коэффициент пористости – безразмерная характеристика.

Предложение по вырождению меры сжатия грунта под нагрузкой в виде зависимости коэффициента пористости грунта  $e$  от давления  $p$ , т.е. в виде  $e=f(p)$ , принадлежит К.Терцаги.

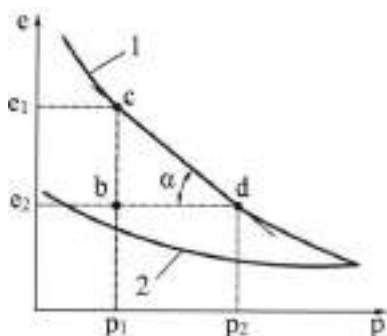
Рассматриваемая зависимость носит характер логарифмической функции вида:

$$e=e_0-1/\ln(p+c), \quad (7.1)$$

где  $e$  – коэффициент пористости при давлении  $p$ ;  $e_0$  – коэффициент пористости грунта в его исходном (начальном) состоянии плотности;  $c$  – параметр функции определяемой опытом.

Однако на практике данная зависимость используется лишь в редких случаях.

Обычно для определения коэффициента сжимаемости грунтов  $m_0$  используются табличные данные или строятся экспериментальные графики *компрессионных кривых*. Общий вид компрессионной кривой в виде графического изображения зависимости  $e=f(p)$  показана рис. 7.1. На этом рисунке нанесены две кривые (две ветви). Ветвь 1 отвечает обычной кривой. Характеризующей сжимаемость грунта (*ветвь нагрузки, сжатия*). Ветвь 2 называется *ветвью разгрузки, расширения* или *пучения* грунта.



**Рис. 7.1. Спрявление участка компрессионной кривой для определения коэффициента сжимаемости (уплотнения)  $m_0$ :**

1 – ветвь нагрузки;

2 – ветвь разгрузки

Для определения коэффициента пористости, отнесенного к некоторому давлению  $p$ , необходимо располагать данными по плотности грунта  $\rho$ , плотности его частиц  $\rho_s$  и влажности  $w$  (в долях единицы), отнесенных к этому состоянию. В этом случае коэффициент  $e$  определяется по выражению:

$$e = \frac{\rho_s (1+w) - \rho}{\rho} . \quad (7.2)$$

В частном случае при полном водонасыщении грунта (коэффициент водонасыщения  $G=1$ ) определение коэффициента пористости  $e$  значительно упрощается и может производиться по следующей формуле:

$$e = w \frac{\rho_d}{\rho_{вод}} , \quad (7.3)$$

где  $\rho_d$  – плотность частиц грунта;  $\rho_{вод}$  – плотность воды.

**Коэффициент сжимаемости (уплотнения)  $m_0$ .** Этот коэффициент является иной формой выражения компрессионной характеристики грунта, предложенной в свое время Н.М.Герсевановым.

Выражение уплотняемости грунта через коэффициент сжимаемости  $m_0$  основано на принципе спрямления компрессионной кривой вида  $e=f(p)$  на некотором ее участке (см. рис. 7.1, ветвь нагрузки). Коэффициент сжимаемости  $m_0$  представляет собой тангенс угла наклона  $\alpha$  компрессионной



кривой в данной ее точке, т.е. при данном давлении  $p$ , к горизонту. Таким образом,

$$m_0 = \operatorname{tg} \alpha. \quad (7.4)$$

Найдем значение  $\operatorname{tg} \alpha$  из прямоугольного треугольника  $cbd$  (см. рис. 7.1). Очевидно, можем записать, что:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1} \quad (7.5)$$

где  $p_1$  и  $p_2$  – соответственно исходное и последующее давления;  $e_1$  и  $e_2$  – отвечающие этим нагрузкам коэффициенты пористости.

Как следует из выражения (7.5), размерность коэффициента сжимаемости (уплотнения) является обратной размерности напряжений, т.е. исчисляется в  $\text{МПа}^{-1}$  или  $\text{м}^2/\text{МН}$ .

Формула (7.5) является приближенной формой выражения в конечных разностях закона уплотнения (Н.А.Цытович, 1934г.).

$$de = -m_0 dp. \quad (7.6)$$

В механике грунтов данному закону придается такое же существенное значение, как закону Гука в механике твердого тела.

Принимая во внимание, что коэффициент пористости есть отношение объема пор грунта к объему его твердой части (скелета), закон уплотнения может быть сформулирован следующим образом: *бесконечно малое относительное изменение объема пор грунта прямо пропорционально изменению давления.*

Следует особо обратить внимание, что в данном законе речь идет о том, что именно изменение коэффициента пористости пропорционально изменению давления. Абсолютная величина коэффициента пористости зависит не только от величины внешнего давления, но и от условий формирования и истории существования данного вида грунта.

Само же изменение коэффициента пористости для любых грунтов (песчаных, глинистых и пр.) при небольшом приращении давлений с достаточной для практических целей точностью можно принимать пропорциональным изменению давления.

Значительным достоинством коэффициента уплотнения  $m_0$  как одной из компрессионных характеристик является возможность выражать через него сжимаемость грунтов в численном виде. Например, если для давлений  $p_1=0,1 \text{ МПа}$  и  $p_2=0,3 \text{ МПа}$  по ветви уплотнения компрессионной кривой получили значение  $e_1=0,625$  и  $e_2=0,570$ , то по выражению (7.5) получим  $m_0=(0,625-0,570)/(0,3-0,1)=0,0055 \text{ МПа}^{-1}$ .

В зависимости от величины коэффициента уплотнения  $m_0$  степень сжимаемости грунтов может быть ориентировочно охарактеризована следующим образом:

Коэффициент уплотнения $m_0$	Сжимаемость грунта
Менее 0,0001 .....	Практически несжимаемый
0,0001...0,0005 .....	Слабая
0,0005...0,001 .....	Средняя
0,001...0,01 .....	Повышенная
Более 0,01 .....	Сильная

Несмотря на свое бесспорное достоинство метод выражения сжимаемости грунта с помощью коэффициента уплотнения  $m_0$  не свободен от недостатков. Он мало нагляден и для определения коэффициента  $m_0$  необходимо выполнить те же побочные операции, с которыми связано установление значений  $e$ , дополненные вычислением по выражению (7.5). Применение коэффициента  $m_0$  в расчетах осадок сопряжено с излишними осложнениями.

**Выражение сжимаемости грунта через модуль общей деформации  $E_p$ .** Как показывает опыт, выразить сжимаемость грунта оказывается возможным и через модуль общей деформации грунта  $E_p$ .

В данном случае модуль  $E_p$  является аналогом модуля упругости  $E$  (модуля Юнга), определяемого в соответствии с основным законом теории упругости (закон Гука) по выражению

$$E = p / \lambda, \quad (7.7)$$

где  $\lambda$  – относительная деформация.

Однако между модулем деформации  $E_p$  как мерой выражения сжимаемости грунта и модулем упругости  $E$  Юнга имеется существенное различие. Это различие вытекает из специфической природы грунтов как особых физических тел.

Ранее отмечалась значительная роль в уплотнении грунтов остаточной деформации. При этом условии модуль общей деформации  $E_p$  в отличие от модуля упругости  $E$  отражает как упругую, так и необратимую часть общей деформации грунта. Кроме того, интенсивность сжимаемости грунта в процессе его уплотнения под нагрузкой не остается постоянной и падает от ступени к ступени по мере увеличения плотности. Это приводит к переменному значению и зависимости самого модуля  $E$  от давления  $p$ , что отражено наличием индекса  $p$  при  $E$ , т.е.  $E_p$ . Таким образом, модуль общей деформации  $E_p$  связан с давлением  $p$  некоторой функциональной зависимостью  $E_p = f(p)$ .

Вместе с тем модуль упругости  $E$  в расчетах принимается постоянным и не зависящим от давления ( $p = \text{const}$ ). В соответствии с указанными особенностями модуля  $E_p$  выражение (7.7) для его определения при некотором заданном значении давления  $p$  через относительную деформацию  $\lambda$  приобретает следующий вид:

$$E_p = p / \lambda_p, \quad (7.8)$$

где  $\lambda_p$  – относительная деформация уплотнения образца грунта под давлением  $p$ .

Эта зависимость может быть использована для определения  $E_p$  в его простейшем выражении через  $p$  и  $\lambda_p$ .

**Пример 7.1.** Образец грунта высотой  $h=4$  см под давлением  $p=0,075$  МПа дал осадку  $\Delta h=0,2$  мм. Определить модуль общей деформации  $E_p$ .

**Решение.** Относительная деформация:  $\lambda_p=0,2:40=0,005$ . Используя формулу (7.8), получим  $E_p=0,075:0,005=12,5$  МПа.

Использование в расчетах модуля деформации  $E_p$  в виде некоторой функциональной зависимости от нагрузки в соответствии с выражением (7.8) никаких принципиальных возражений не встречает. Вместе с тем следует отметить, что в ряде случаев, особенно при достаточно малом приращении уплотняющей нагрузки, по практическим соображениям модуль общей деформации  $E_p$  для той или иной разновидности грунтов принимается постоянным ( $E_p=\text{const}$ ).

**Модуль осадки или сжимаемости,  $e_p$ .** Общий вид зависимости (7.8) послужил (Н.Н.Маслов, 1941 г.) основой использования в качестве меры сжимаемости грунта непосредственно величины относительной деформации  $\lambda_p$ . В этом случае отпадает необходимость выполнения каких бы то ни было расчетов, связанных с определением коэффициентов пористости или модуля деформации  $E_p$ . Определение  $\lambda_p$  при давлении  $p$  сводится к установлению абсолютной величины сжатия  $\Delta h$  образца высотой  $h$  с последующим вычтением  $\lambda_p$  по элементар формуле

$$\lambda_p = \Delta h / h. \quad (7.9)$$

Как следует из выражения (7.9), относительная осадка  $\lambda_p$  является безразмерной величиной. В практике она может быть использована в своем абсолютном значении в процентах (%) или промиллях (‰).

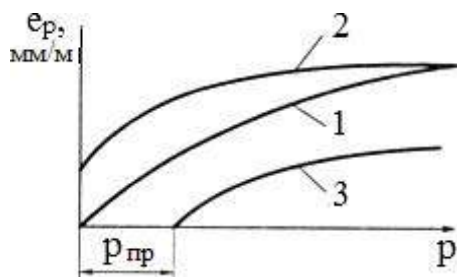
Последний способ выражения особенно удобен. Н.Н.Маслов предложил эту характеристику называть *модулем осадки* (или сжимаемости) и обозначат через  $e_p$ . Индекс  $p$  свидетельствует о значении давления  $p$ , которому соответствует данное значение  $\lambda_p$ . При этом условии модуль осадки грунта отражает значение деформации как сжатие в миллиметрах столба грунта высотой в 1 м при приложении к нему дополнительного давления  $p$ . Тогда формулы (7.9) будет иметь, мм/м,

$$e_p = 1000 \frac{\Delta h}{h} = \frac{\varepsilon_{нач} - \varepsilon_{кон}}{1 + \varepsilon_{нач}} \cdot 1000. \quad (7.10)$$

Модуль осадки  $e_p$  имеет определенный инженерный смысл, очень образен и весьма прост для практического использования в расчетах.

Допустим,  $e_{0,3}=15$  мм/м. Это означает, что метровый слой данного грунта при приложении к нему нагрузки  $p=0,3$  МПа дает осадку в 15 мм. Осадку  $\Delta h$  для случая одномерной задачи того же грунта при той же нагрузке для слоя мощностью  $h=3$  м просто определить по выражению  $\Delta h=e_{0,3}h=15\cdot 3=45$  мм.

Компрессионная зависимость  $e_p=f(p)$  в графической форме представлена на рис. 7.2. Кривая 1 соответствует стадии нагрузки грунта и его сжатию, а кривая 2 - разгрузке.



**Рис. 7.2. Компрессионные кривые:**  
 1 – нагрузки;  
 2 – разгрузки;  
 3 – с учетом природного напряжения в грунте  $p_{пр}$

Степень сжимаемости грунтов по величине модуля осадки  $e_p$  при  $p=0,3$  МПа может быть охарактеризована следующим образом:

Модуль осадки $e_p$ , мм/м	Сжимаемость
Менее 1 дан кам .....	Практически несжимаем
1...5.....	Слабая
5...20.....	Средняя
20...60.....	Повышенная
Более 60.....	Сильная

**7.2-мисол.** Плотность грунта  $\rho_d=2700$  кг/м<sup>3</sup>; плотность воды  $\rho_{вод}=1000$  кг/м<sup>3</sup>; влажность грунта при давлении  $p=0,3$  МПа  $w=25\%$ , или  $w=0,25$ . Коэффициент пористости  $e$  грунта при этой нагрузке определяется по формуле (7.3):  $e=27:10\cdot 0,25=0,67$ .

Как, видим, для выражения степени сжимаемости грунтов по зависимости  $e=f(p)$  требуется выполнение ряда дополнительных лабораторных и вычислительных операций: определение влажности. Плотности грунта и его частицу Использование этой зависимости при расчете (например, при прогнозе осадки сооружения) также сопряжено с тзлишними вычислениями. Кроме того, зависимость  $e=f(p)$  лишена наглядности и оперирует понятиями, мало знакомыми инженеру. При этом следует иметь в виду, что мерой сжимаемости грунта под давлением  $p$  является не сама величина коэффициента пористости  $e$ , а изменение коэффициента пористости, вызванное этой нагрузкой.

Сущность недостатком этого способа является также необходимость иметь для компрессионной характеристики грунта во всех случаях табличные данные или график и невозможность выразить ее некоторым числом.

**Пример 7.3.** Для расчета осадки подходной к мосту насыпи вблизи от поверхности речной еррасы был отобран образец аллювиального суглинка в состоянии полного водонасыщения для испытания его на компрессию.

Результаты испытаний на компрессию указанного суглинка приведены в табл. 7.1.

Построить компрессионную кривую вида  $\varepsilon=f(p)$ , если начальная высота образца  $h_0=30$  мм, удельный вес суглинка  $\rho_s=2,70$  г/см<sup>3</sup>=27 кН/м<sup>3</sup>, начальная влажность суглинка  $W_n=25\%$  и его объемный вес при указанной влажности  $\rho_w=2,01$  г/см<sup>3</sup>.

Таблица 7.1

Нагрузка $p$ , кг/см <sup>2</sup> (0,1 МПа)	Показания индикатора, мм	Полная осадка образца по индикатору $\Delta h$ , мм
0	8,50	0,00
1	8,38	0,12
2	8,31	0,19
3	8,27	0,23
4	8,24	0,26
5	8,21	0,29
6	8,19	0,31
7	8,18	0,32

**Решение.** 1. Определяем относительную осадку образца грунта  $e$  под каждой ступенью нагрузки по формуле (7.9):

$$\text{при нагрузке } p_1=1 \text{ кг/см}^2=0,1 \text{ МПа} \quad e_1 = \frac{\Delta h_1}{h_0} = \frac{0,12}{30} = 0,004;$$

$$\text{при нагрузке } p_2=2 \text{ кг/см}^2=0,2 \text{ МПа} \quad e_2 = \frac{\Delta h_2}{h_0} = \frac{0,19}{30} = 0,0063$$

и так для каждой последующей ступени нагрузки. Данные расчетов сведены в табл. 7.2.

2. Определяем начальное значение коэффициента пористости. Поскольку грунт находится в состоянии полного водонасыщения, то

$$\varepsilon_0 = W_n \rho_s \Delta_{\text{вод}} = 0,25 \cdot 2,70 \cdot 1 = 0,675.$$

3. Определяем коэффициент пористости грунта после уплотнения под нагрузкой:

при  $p_1=1 \text{ кг/см}^2=0,1 \text{ МПа}$

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_0 - e_1(1 + \varepsilon_0) = 0,675 - 0,004(1 + 0,675) = 0,668;$$

при  $p_2=2 \text{ кг/см}^2=0,2 \text{ МПа}$

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_0 - e_2(1 + \varepsilon_0) = 0,675 - 0,0063(1 + 0,675) = 0,664.$$

И так для каждой последующей ступени нагрузки. Данные расчетов сведены в табл. 7.2.

Таблица 7.2

Удельные нагрузки $p$ , $\text{кг/см}^2$ (0,1 МПа)	Полная осадка по индикатору $\Delta h$ , мм	Относительная осадка $e = \frac{\Delta h}{h_0}$	Коэффициент пористости $\varepsilon_k = \varepsilon_0 - e(1 + \varepsilon_0)$
0	0,00	0,000	0,675
1	0,12	0,004	0,668
2	0,19	0,0063	0,667
3	0,23	0,0077	0,662
4	0,26	0,0087	0,660
5	0,29	0,0097	0,659
6	0,31	0,0103	0,658
7	0,32	0,0107	0,657

4. По полученным значениям  $\varepsilon_k$  строят компрессионную кривую вида  $\varepsilon=f(p)$ , рис. 7.3.

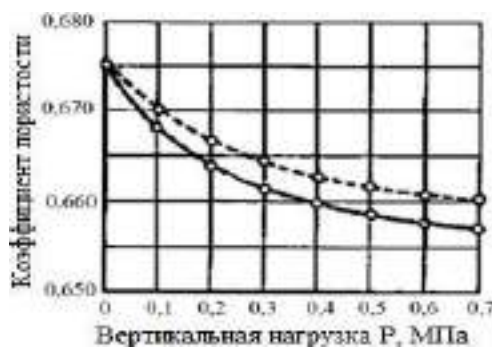


Рис. 7.3. Компрессионные кривые вида  $\varepsilon=f(p)$ , рассчитанная по показанию индикатора (сплошная линия) и по весу (пунктир)

**Пример 7.4.** По условию примера 7.3 построить компрессионную кривую вида  $e_p=f(p)$ .

**Решение.** 1. Согласно табл. 7.1 определяем модуль осадки  $e_p$  по формуле (7.10):

$$\text{при } p_1=1 \text{ кг/см}^2=0,1 \text{ МПа} \quad e = \frac{0,12}{p} \cdot 1000 = 4 \quad \text{мм/м};$$

$$\text{при } p_2=2 \text{ кг/см}^2=0,2 \text{ МПа} \quad e = \frac{0,19}{p} \cdot 1000 = 6,3 \quad \text{мм/м}$$

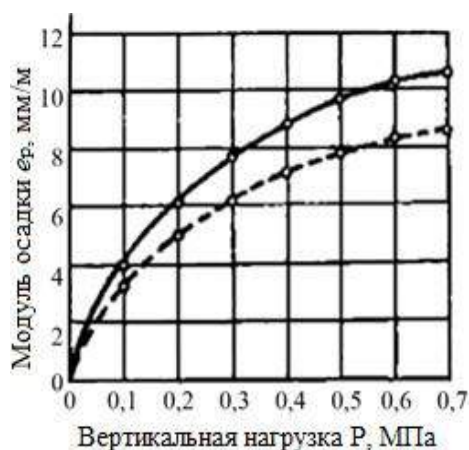
и так для каждой последующей нагрузки.

Данные расчетов сведены в табл. 7.3, а построенная по этим данным компрессионная кривая представлена на рис. 7.4.

Таблица 7.3

Нагрузки $p$ , $\text{кг/см}^2$ (0,1 МПа)	1	2	3	4	5	6	7
Модуль осадки, мм/м	4,0	6,3	7,7	8,7	9,7	10,3	10,7

В табл. 7.3 значения  $e_p$  рассчитаны по показанию индикатора. Если модуль осадки рассчитать по весу образца грунта, то получим его истинные значения. Результаты этих расчетов приведены 7.4.



**Рис. 7.4.** Компрессионные кривые вида  $e_p=f(p)$ , рассчитанные по показанию индикатора (сплошная линия) и по весу (пунктир)

**Пример 7.5.** Даны следующие компрессионные характеристики глинистого грунта:

при нагрузке  $p_1=1 \text{ кг/см}^2=0,1 \text{ МПа}$  коэффициент пористости  $\varepsilon_1=0,650$ ; при нагрузке  $p_2=2 \text{ кг/см}^2=0,2 \text{ МПа}$  коэффициент пористости  $\varepsilon_2=0,625$ ; при нагрузке  $p_3=3 \text{ кг/см}^2=0,3 \text{ МПа}$  коэффициент пористости  $\varepsilon_3=0,613$ ; при нагрузке  $p_4=4 \text{ кг/см}^2=0,4 \text{ МПа}$  коэффициент пористости  $\varepsilon_4=0,608$ . Начальное значение коэффициента пористости  $\varepsilon_0=0,680$ .

По приведенным данным построить компрессионную кривую.

**Решение.** Определяем модуль осадки  $e_p$  под каждой ступенью нагрузки по формуле (7.10).

Подставляя в формулу приведенные значения, получаем:

под нагрузкой  $p_1=1 \text{ кг/см}^2=0,1 \text{ МПа}$  модуль осадки

$$e_{p1} = \frac{0,680 - 0,650}{0,680} \cdot 4000 = 18 \text{ мм/м}; 1 +$$

под нагрузкой  $p_2=2 \text{ кг/см}^2=0,2 \text{ МПа}$  модуль осадки

$$e_{p2} = \frac{0,680 - 0,625}{0,680} \cdot 4000 = 33 \text{ мм/м}; 1 +$$

под нагрузкой  $p_3=3 \text{ кг/см}^2=0,3 \text{ МПа}$  модуль осадки

$$e_{p3} = \frac{0,680 - 0,613}{0,680} \cdot 4000 = 40 \text{ мм/м}; 1 +$$

под нагрузкой  $p_4=4 \text{ кг/см}^2=0,4 \text{ МПа}$  модуль осадки

$$e_{p4} = \frac{0,680 - 0,608}{0,680} \cdot 4000 = 43 \text{ мм/м}; 1 +$$

Компрессионные кривые по вычисленным значениям представлены на рис. 7.5.

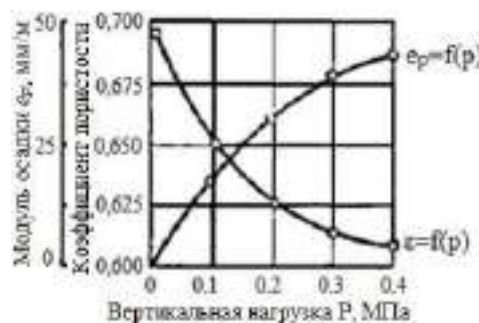


Рис. 7.5. Компрессионные кривые вида  $\varepsilon=f(p)$  и  $e_p=f(p)$

**Пример 7.6.** Определить компрессионный модуль деформации  $E_0$ , если при компрессионных испытаниях при увеличении нагрузки с  $p_1=1 \text{ кг/см}^2=0,1$



МПа до  $p_2=3 \text{ кг/см}^2=0,3 \text{ МПа}$  коэффициент пористости грунта уменьшился с  $\varepsilon_1=0,610$  до  $\varepsilon_2=0,595$ .

**Решение.** 1. Определяем коэффициент уплотнения грунта. Подставляя значение  $\varepsilon$  и  $p$  по условию задачи, получим:

$$a = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{p_2 - p_1} = \frac{0,610 - 0,595}{3 - 1} = 0,008 \text{ см}^2 / \text{кг}.$$

2. Рассчитывается значение компрессионного модуля деформации  $E_o$ . При  $\varepsilon_1=0,610$  и  $a=0,008 \text{ см}^2/\text{кг}$ :

$$E_o = \frac{1 + 0,610}{0,008} = 201 \text{ кг / см}^2 = 20,1 \text{ МПа}.$$

### 7.3. Прогноз величины осадки сооружения

Одним из возможных методов прогнозирования величины осадки сооружения является *метод суммирования*. Как отмечалось ранее, осадка поверхности толщ грунта под действием силы тяжести сооружения, а вместе с тем осадка самого сооружения, определяется в практических целях суммированием осадки отдельных расчетных слоев, на которые расчлняется толща основания, по формуле:

$$\eta_{oc} = \sum_0^D \eta_{oci} \quad (7.15)$$

При использовании в качестве механической характеристики грунта показателя его модуля осадки  $e_p$  выражение (7.15) для общего случая приобретает следующий вид:

$$\eta_{oc} = \sum_0^D e_{pz} h_i \quad (7.16)$$

где  $D$  – активная зона, т.е. мощность толщ, подлежащая учету при определении величины осадки;  $h_i$  – мощность расчетного слоя.

Таким образом, принимая во внимание выражение (7.16), окончательные формулы для определения величины конечной осадки  $\eta_{oc}$  сооружения могут быть представлены в следующем виде:

для условий трехмерной (пространственной) задачи:

$$\eta_{oc} = \sum_0^D M h_i \left[ e_{pz} - \nu (e_{px} - e_{py}) \right] \quad (7.17)$$

для условий двухмерной (плоской) задачи:

$$\eta' = \sum_D Mh(1-\nu^2) \left[ \begin{matrix} -\frac{\nu}{1-\nu} e_{pz} \\ e_{px} \end{matrix} \right] \quad (7.18)$$

для условий одномерной задачи:

$$\eta_{o'c} = \sum_0 e_{pz} h_i \quad (7.19)$$

В этих выражениях  $e_{pz}$ ,  $e_{px}$  и  $e_{py}$  – относительные деформации, вызванные соответствующим действием напряжений  $\zeta_z$ ,  $\zeta_x$  и  $\zeta_y$ .

Для реализации перехода от условий проведения компрессионного опыта в кольце с установленными значениями  $e_{pz}$ ,  $e_{px}$  и  $e_{py}$  без возможности бокового расширения образца к условиям свободной деформации грунта используется специальный коэффициент  $M$ , связанный с коэффициент Пуассон  $\nu$  зависимостью:

$$M = \frac{1-\nu}{2\nu} \cdot (1+\nu)(1-\nu) \quad (7.20)$$

В зависимости от задачи – пространственная, плоская или одномерная – следует пользоваться при уточненном анализе соответственно формулами (7.17), (7.18) или (7.19). Однако, как показывает анализ этих формул, во многих случаях достаточно точные результаты получаются при определении осадки по наиболее простой из этих формул (7.19), выведенной для случая одномерной задачи.

Это обусловлено относительно невысоким влиянием на результаты расчетов величины коэффициента Пуассона при его значениях  $\nu < 0,25 \dots 0,30$ . Это видно из вырождения (7.20) для определения коэффициента  $M$  и из самих формул (7.17), (7.18) или (7.19) для определения величины осадки сооружения. Следует отметить, что значения  $M=0,15 \dots 0,25$  отвечают средним часто встречающимся условиям. При подстановке в формулы (7.17) и (7.18) значения коэффициента Пуассона  $\nu=0$  эти формулы преобразуются в выражение (7.19), записанное для одномерной задачи, т.е. в этом случае

$$\eta_{o''c} = \eta_{o'c} = \eta_{o'c}$$

Следует напомнить, что горизонтальные напряжения  $\zeta_x$  и  $\zeta_y$  обычно значительно меньше вертикального нормального напряжения  $\zeta_z$ . Кроме того, грунты часто характеризуются некоторой анизотропией. Благодаря чему их деформация под действием горизонтальных напряжений  $\zeta_x$  и  $\zeta_y$  также нередко значительно меньше, чем деформация, вызываемая действием

вертикального нормального напряжения  $\zeta_z$ . Все это в известной мере обеспечивает возможность использования формулы (7.19) для прогноза осадки сооружений в обычных условиях.

При оценки возможного влияния на осадку некоторого сооружения силы тяжести смежного сооружения необходимо использовать формулы (7.17) и (7.18).

При прогнозе осадки сооружения по формулам (7.17)-(7.19) возникает вопрос о способе расчленения толщи на расчетные слои. Этому вопросу должно предшествовать решение задачи установления необходимости предела  $D$  суммирования. Величина мощности активной зоны может устанавливаться исходя из относительного значения величины напряжения  $\zeta_z$  по сравнению с природной нагрузкой  $\zeta_{zg}$  или ожидаемой осадки сооружения. В первом случае мощность активной зоны  $D$  определяется глубиной, где нормальное напряжение  $\zeta_z$  с точностью до  $\pm 0,005$  МПа равно 0,2 природной нагрузки  $\zeta_{zg}$  лежащей выше толщи, т.е. на глубине  $z=D$ , считая от подошвы фундамента, напряжение  $\zeta_z$  должно быть равно:

$$\zeta_{zD}=0,2 \zeta_{zg} \pm 0,005. \quad (7.21)$$

Сжимаемость грунтов может резко различаться. Поэтому представляется правильным при установлении мощности активной зоны  $D$  исходить из условия, что погрешность в определении величины осадки  $\eta'_c$  за счет отбрасывания из рассмотрения сжатия более глубоко расположенных горизонтов грунта не превышает 5%.

В ряде случаев вопрос о расчетной мощности активной зоны  $D$  рассматривается с позиций наличия в грунте начального градиента  $I_{нач}$ . Возможно, в этом случае мощность  $D$  окажется значительно меньше ожидаемой. При этом условии, возможно, найдет свое объяснение часто наблюдаемое превышение расчетных величин осадки сооружений над фактическими.

При расчленении толщи на расчетные горизонты необходимо стремиться к тому, чтобы максимальные и минимальные значения напряжений, падающие на поверхностный горизонт и подошву расчетного слоя, не слишком различались (не более чем на 0,02 ... 0,3 МПа). Это требование вызывает необходимость более дробного членения толщи в зоне наиболее интенсивного снижения напряжений по глубине толщи.

Из рассмотренных эпюров изменения напряжений  $\zeta_z$ ,  $\zeta_x$  и  $\zeta_y$  по глубине  $z$  толщи следует, что эта зона совпадает с покровным горизонтом толщи основания в пределах от поверхности до глубины  $z=1,5 - 2b$ , где  $b$  – половина ширины загруженного участка.

Расчетная величина нагрузки  $\zeta_{zg}$  определяется как типом (назначением и размерами сооружения), так и величиной его заглубления  $h_{загл}$ . Расчетное значение  $P_0$  определяется по выражению:

$$P_0 = P_{coop} - \rho_s h_{загл}, \quad (7.22)$$

где  $\rho_s$  – удельный вес грунта в зоне заглубления сооружения с учетом в необходимых случаях взвешивания грунта водой;  $\rho_s h_{загл}$  – вес извлеченного из котлована под фундамент грунта.

Отсюда слдует вывод, что при прочих равных условиях осадка сооружения  $\eta'_c$  уменьшается с увеличением заглубления сооружения. Ясно,

что при заглублении сооружения  $h_{загл} = P_{coop} / \rho_s$  расчетное значение нагрузки  $P_0$  будет равно нулю. В этом случае, если не считаться с возможностью пучения дна котлована, сооружение не будет испытывать никакой осадки ( $\eta'_c = 0$ ).

Сущность всех последующих операций по прогнозу осадки сооружения после установления мощности активной зоны  $D$ , расчленения толщи на расчетные слои мощностью  $h$  и установления расчетной нагрузки  $P_0$  заключается в следующем.

Рассмотрим, прежде всего, вариант наиболее простой задачи, когда толща в пределах активной зоны  $D$  является однородной и изотропной.

На рис. 7.6 приведена расчетная схема по прогнозу осадки некоторого сооружения, а на рис. 7.7 дана первичная (от границы текучести) компрессионная кривая в виде зависимости модуля осадки  $e_p$ , от давления  $p$  с учетом  $p_{np}$ , т.е.  $e_p = f(p)$ . Условие однородности и изотропности толщи следует из одинаковых физико-механических свойств толщи грунта в пределах всей мощности активного слоя  $D$ . Уменьшение сжимаемости грунта  $e_p$  с глубиной  $z$  идет закономерно в связи с нарастанием плотности грунта за счет увеличения веса перекрывающей толщи, т.е. природной нагрузки  $\zeta_{zg}$ . Условия изотропности толщи свидетельствует об одинаковой сжимаемости грунта по всем трем осям  $Z$ ,  $X$  и  $Y$ , что позволяет использовать одну и ту же компрессионную кривую (см. рис. 7.7) для прогноза деформации грунта в пределах всей толщи  $D$  и для расчета модулей осадки  $e_{pz}$ ,  $e_{px}$  и  $e_{py}$ , отвечающих соответственно воздействию напряжений  $\zeta_z$ ,  $\zeta_x$  и  $\zeta_y$ . Однако в целях дальнейшего упрощения методической стороны будем полагать, что осадка определяется в условиях одномерной задачи.

Вся толща сначала разделяется указанным ранее способом на ряд расчетных слоев. Определяем мощность каждого из этих слоев  $h_i$ . Для каждого из рассматриваемых расчетных слоев приводим срединные линии, по отношению к которым ведутся все расчеты по определению напряжений  $\zeta_z$ , а также соответствующих им модулей осадок  $e_{pz}$ . Определяем ординаты срединных линий  $z_i$  относительно подошвы сооружения.

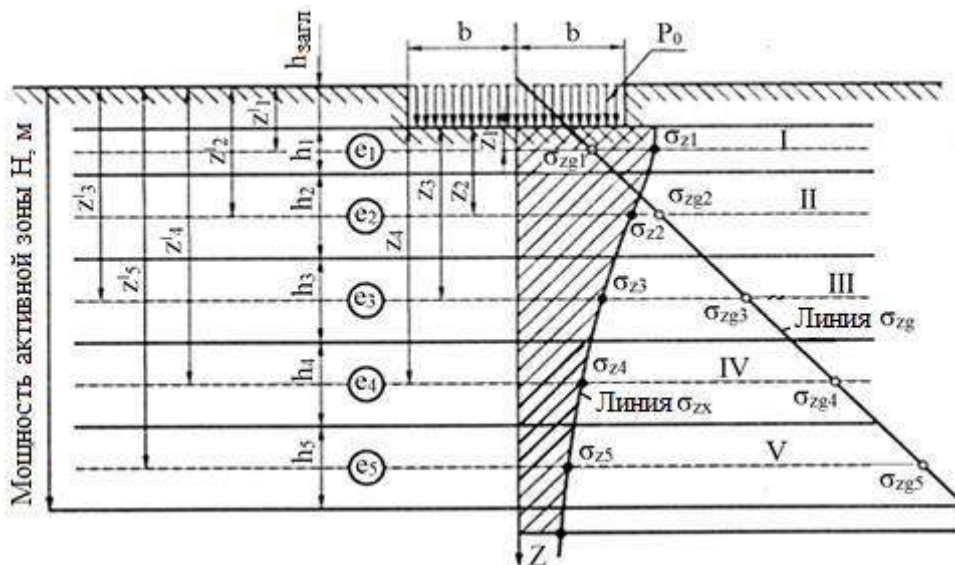


Рис. 7.6. Расчетная схема по прогнозу осадки сооружения

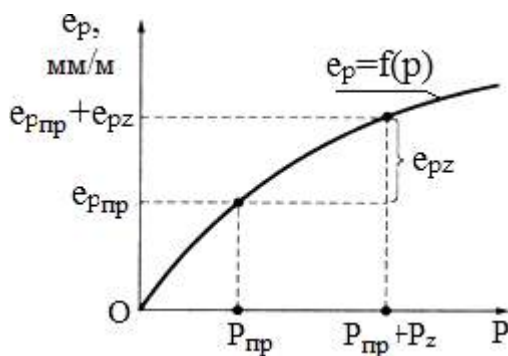


Рис. 7.7. Определение расчетного значения модуля осадки с учетом природного напряжения в грунте  $p_{гр}$

Далее для глубины  $z_i$  определяем величины напряжений  $\zeta_z$ . Определение напряжений  $\zeta_z$  во всех случаях ведется относительно расчетной нагрузки  $P_0$ , определяемой по формуле (7.22).

На расчетной схеме рис. 7.6 по найденным значениям этих напряжений строим эпюр  $\zeta_z=f(z)$ . Наносим линию природной нагрузки  $\zeta_{zgi}$  собственного веса грунта, которая берет свое начало от поверхности толщи грунта, которая берет свое начало от поверхности толщи грунта, с учетом того, что для каждого слоя природная (бытовая) нагрузка равно:

$$\zeta_{zgi} = \rho_{cp}(z_i + h_{загл}), \quad (7.23)$$

где  $\rho_{загл}$  – средний удельный вес для всей перекрывающей данный горизонт толщи грунта с учетом в необходимых случаях взвешивающего воздействия воды.

Далее в целях удобства и упрощения операции выполнения условия (7.21) проводим наклонную линию  $0,2 \zeta_{zg}$  – точка пересечения этой линии с

эпюром вертикальных напряжений  $\zeta_z=f(z)$  определит мощность активной зоны  $D$ .

Естественно, что грунт в каждом из расчетных слоев до возведения сооружения находился под действием природной нагрузки  $\zeta_{zg}$ . По мере возведения сооружения условия работы грунта в каждом из слоев меняются за счет возникающих здесь напряжений  $\zeta_z$ , а в условиях пространственной задачи также  $\zeta_x$  и  $\zeta_y$ . Под действием этих дополнительных напряжений грунт в пределах каждого слоя уплотняется и дает осадку:

$$\eta_{o'ci} = e_{pzi} h_i \quad (7.24)$$

Входящая в эту формулу величина осадки  $e_{pzi}$  определяется в рассматриваемом варианте задачи как результат дополнительного воздействия на грунт рассматриваемого слоя вновь возникающих в нем напряжений  $\zeta_z$  сверх ранее действующего в нем напряжения  $\zeta_{pzi}$  от веса перекрывающей толщи. Поэтому расчетная величина модуля осадки  $e_{pzi}$  для каждого слоя  $h_i$  в пределах активной зоны  $D$  при использовании первичной компрессионной кривой (см. рис. 7.7) определяется по формуле:

$$e_{pzi} = e(pzi+zgi) - e_{pzi} \quad (7.25)$$

Общая осадка всей толщи в целом устанавливается по выражению (7.19) как сумма всех частных осадок:

$$\eta_{o'c} = \sum_0^D e_{pz} h_i \quad (7.26)$$

или из выражений (7.17) и (7.18), если расчеты ведутся в условиях пространственной или плоской задачи.

На этом заканчиваются все расчеты по определению в рассматриваемых условиях величины возможной осадки сооружения.

**Пример 7.7.** Методом послойного суммирования в условиях одномерной задачи найти осадку по оси ленточного фундамента при следующих исходных данных.

Данные по ленточному фундаменту: ширина фундамента  $2b = 2$  м; глубина заложения  $h_{зал} = 2$  м, передаваемая нагрузка на грунт  $p_{соор} = 3$  кг/см<sup>2</sup>.

Данные по грунтам основания: с поверхности земли до глубины 7 м залегает тощий суглинок с объемным весом выше уровня грунтовых вод  $\rho'_w = 1,9$  т/м<sup>3</sup> = 19 кН/м<sup>3</sup>, пористость суглинка  $n = 33\%$ , удельный вес  $\rho_s = 2,7$ , компрессионная характеристика суглинка представлена на рис. 7.8.



Рис. 7.8. Компрессионные характеристики грунтов

С глубины 7 м и ниже залегает мощная толща глин с объемным весом  $\rho = 2 \text{ т/м}^3 = 20 \text{ кН/м}^3$  и компрессионной характеристикой, представленной на

рис. 7.8.

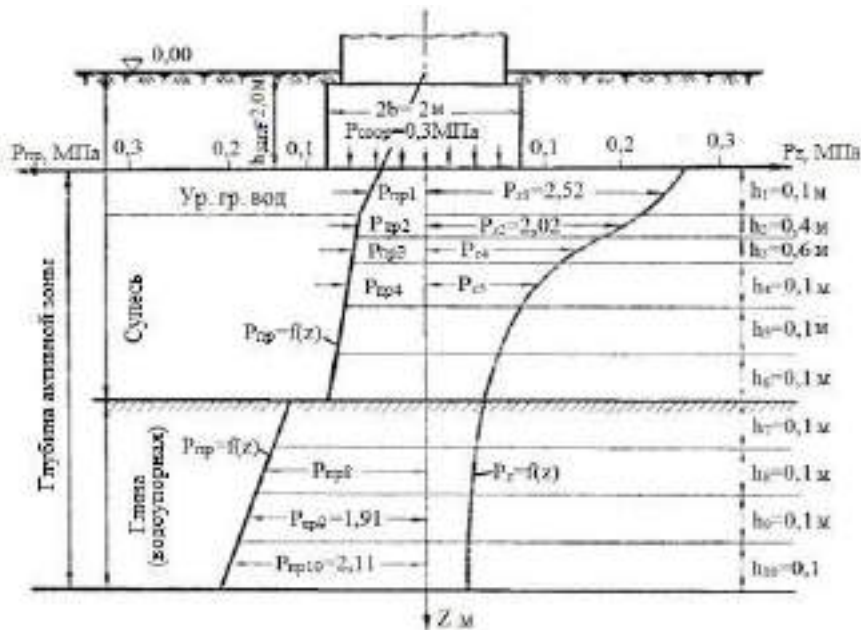
Уровень грунтовых вод стоит на глубине 3 м от поверхности земли.

**Решение.** I. Определение вертикальных нормальных напряжений  $p_z$  по оси ленточного фундамента для середины каждого расчетного слоя.

1. Определяется расчетное давление фундамента с учетом заглубления фундамента:

$$p_0 = p_{соор} - \rho' h_{w \text{ загл}} = 3 - (1,9 \cdot 2) \cdot 0,1 = 2,62 \text{ кг/см}^2 = 0,262 \text{ МПа}.$$

2. Производится разбивка толщи основания ниже подошвы фундамента на расчетные слои с учетом границ между пластами грунтов (рис. 7.9).



**Рис. 7.9. Расчетная схема к определению осадки сооружения методом послойного суммирования**

Поскольку природные границы пластов ниже подошвы фундамента находятся на глубине: 1 м (уровень грунтовых вод); от 1 м до 5 м (суглинок ниже уровня грунтовых вод, находящийся во взвешенном состоянии) и от 5 м и ниже – водоупорная глина; разбивку толщи основания на расчетные слои производим следующим образом:

а) суглинок выше уровня грунтовых вод мощность  $h_1=1$  м принимается за один расчетный слой тем более, что разница в значениях  $p_z$  в кровле и в подошве слоя не превышает здесь  $0,5 \text{ кг/см}^2=0,05 \text{ МПа}$  (первый расчетный слой);

б) суглинок ниже уровня грунтовых вод до кровли водоупорных глин разбивается на расчетные слои (начиная от от уровня грунтовых вод) мощностью  $h_2=0,4$  м,  $h_3=0,6$  м,  $h_4=1,0$  м,  $h_5=1,0$  м и  $h_6=1,0$  м так, чтобы разница в значениях  $p_z$  в смежных слоях не превышала  $0,5 \text{ кг/см}^2=0,05 \text{ МПа}$ ;

в) глина разбивается на расчетные слои мощностью по 1,0 м.

3. Для середины каждого расчетного слоя по оси фундамента рассчитывается значение нормальных вертикальных напряжений  $p_z$ :

а) определяется ордината  $z$  глубины залегания середины расчетного слоя ниже подошвы фундамента.

Для первого расчетного слоя мощностью  $h_1=1$  м (супесь выше уровня грунтовых вод) получим:

$$z_1 = h_1/2 = 1/2 = 0,5 \text{ м.}$$

Глубина залегания второго расчетного слоя мощностью  $h_2=0,4$  м (супесь ниже уровня грунтовых вод) определится:

$$z_2 = h_1 + h_2/2 = 1 + 0,4/2 = 1,2 \text{ м}$$

и так для каждого последующего расчетного слоя. Результаты расчетов сведены в табл. 7.4;

Таблица 7.4



№ слоя	Мощность слоя $h_i$ , м	Глубина середины слоя от поверхности земли, м	Глубина середины от подошвы фундамента $z$ , м	$d=x/b$	$v=z/b$	$\mu$	$P_z=\mu p_0$ , $\text{кг/см}^2$ (0,1 МПа)
0	0,0	2,0	0,0	0,0	0,0	1,000	2,62
1	1,0	2,5	0,5	0,0	0,5	0,960	2,52
2	0,4	3,2	1,2	0,0	1,2	0,770	2,02
3	0,6	3,7	1,7	0,0	1,7	0,582	1,53
4	1,0	4,5	2,5	0,0	2,5	0,469	1,23
5	1,0	5,5	3,5	0,0	3,5	0,352	0,92
6	1,0	6,5	4,5	0,0	4,5	0,274	0,72
7	1,0	7,5	5,5	0,0	5,5	0,250	0,66
8	1,0	8,5	6,5	0,0	6,5	0,190	0,50
9	1,0	9,5	7,5	0,0	7,5	0,180	0,47
10	1,0	10,5	8,5	0,0	8,5	0,168	0,44

б) устанавливаются относительные координаты для середины каждого расчетного слоя по оси фундамента ( $x=0$ ) при  $b=1$  м:

для слоя 1:  $v_1=z_1/b=0,5/1=0,5$ ;  $d=x_1/b=0/1=0$ ; для слоя

2:  $v_2=z_2/b=1,2/1=1,2$ ;  $d=0$

и так для каждого последующего расчетного слоя.

Результаты расчетов значений  $\mu$  сведены в табл. 7.4;

в) по табл. 2.5 находим значения переходных коэффициентов  $\mu$  для определения вертикальных нормальных напряжений  $p_z$ :

для середины слоя 1: ( $v_1=0,5$ ,  $d=0$ ) значение  $\mu_1=0,960$ ; для

середины слоя 2: ( $v_1=0,5$ ,  $d=0$ ) значение  $\mu_2=0,770$

и так для каждого последующего расчетного слоя.

Результаты расчетов значений  $\mu$  сведены в табл. 7.4;

г) определяются значения вертикальных нормальных напряжений  $p_z$  по выражению (2.13).

При  $p_0=2,62 \text{ кг/см}^2=0,262 \text{ МПа}$  для середины слоя 1 получим:

$p_{z1}=\mu_1 p_0=0,960 \cdot 2,62=2,52 \text{ кг/см}^2=0,252 \text{ МПа}$ ; для  
середины слоя 2:

$P_{z2}=\mu_2 p_0=0,77 \cdot 2,62=2,02 \text{ кг/см}^2=0,202 \text{ МПа}$

и так для каждого последующего слоя.

Все данные расчетов  $p_z$  сведены в табл. 7.4.

Разбивка грунтов основания по расчетным слоям и эпюра распределения вертикальных нормальных напряжений по оси фундамента представлены на рис. 7.9.

II. Определение значения природного давления для середины каждого расчетного слоя и мощности активной зоны.

Значения природного давления определяется следующим образом: а) для средине слоя 1:

$p_{np}=(h_{загл}+z_1)\rho_w=(2+0,5) \cdot 1,9=4,75 \text{ т/м}^2=0,48 \text{ кг/см}^2=0,048 \text{ МПа}$ ;

б) слоя 2 находится ниже уровне грунтовых вод и, следовательно, супесь во взвешенном состоянии. Ее объемный вес во взвешенном состоянии определяется формулой (1.6).

При заданных значениях  $\rho_s=2,70$  и  $n=33\%$  получим:

$$\rho_{вод} = (\rho_s - \Delta_{вод})(1-n) = (2,70-1)(1-0,33) = 1,1 \text{ т/м}^3 = 11 \text{ кН/м}^3.$$

Значение природного давления для середины слоя 2 складывается из следующих величин:

Величины природного давления для середины слоя 2 складывается из следующих величин

$$p'_{np} = (h_{загл} + h_1) \rho_w = (2+1) \cdot 1,9 = 5,7 \text{ м/м}^2 = 0,57 \text{ МПа}$$

и половины собственного веса слоя 2 при  $h_2=0,4$  м и  $\rho_{вод}=1,1 \text{ м/м}^3=11 \text{ кН/м}^3$ :

$$p'_{gh} = \frac{h_2}{2} \cdot \rho_w = \frac{0,4}{2} \cdot 1,1 = 0,22 \text{ т/м}^2 = 0,022 \text{ МПа}.$$

Тогда полное природное давление в уровне середины слоя 2 равно:

$$P_{np} = p'_{np} + p''_{np} = 5,7 + 0,22 = 5,92 \text{ м/м}^2 \text{ или } 0,59 \text{ кг/см}^2 = 0,059 \text{ МПа};$$

в) слой 3 находится также ниже уровня грунтовых вод. Природное давление на уровне его середины складывается из природного давления на середину слоя 2  $p_{np.2}=0,59 \text{ кг/см}^2$  и веса грунта  $p_{пр.2-3}$ , взвешенного в воде, между серединами слоев 2 и 3 по выражению:

$$p_{np} = \left( h_2 + h_3 \right) \rho_{вод}.$$

$$2-3 \quad \left( \frac{\quad}{2} + \frac{\quad}{2} \right)$$

При  $h_2=0,4$  м и  $h_3=0,6$  м получаем:

$$p_{np3} = p_{np2} + p_{np2} = p_{np2} + \left( \frac{h_2}{2} + \frac{h_3}{2} \right) \rho_{вод} = 0,59 + \left( \frac{0,4}{2} + \frac{0,6}{2} \right) \cdot 1,1 \cdot 0,1 =$$

$$p_{np3} = p_{np2} + p_{np2} = p_{np2} + \left( \frac{h_2}{2} + \frac{h_3}{2} \right) \rho_{вод} = 0,59 + \left( \frac{0,4}{2} + \frac{0,6}{2} \right) \cdot 1,1 \cdot 0,1 =$$

$$= 0,63 \text{ кг/см}^2 = 0,063 \text{ МПа}$$

(коэффициент 0,1 является переходным от размерности  $m/m^2$  к размерности  $кг/см^2$ ) и так для каждого последующего слоя (см. табл. 7.4).

г) находим значение природного давления на кровлю глины в предположении, что она является водоупором.

Она складывается из следующих двух величин:

1) природного давления  $p'_{np}$  трехметрового слоя грунта выше уровня грунтовых вод с объемным весом  $\rho_w=1,9 \text{ т/м}^3=19 \text{ кг/м}^3$ :

$$p'_{np} = H\rho_w = 3 \cdot 1,9 = 5,7 \text{ т/м}^2 = 0,57 \text{ МПа};$$

2) давления полностью водонасыщенного суглинка ниже уровня грунтовых вод  $p''_{пр}$ .

Объемный вес скелета суглинка  $\rho_d$  при его пористости  $n=33\%$  и удельном весе  $\rho_s=2,65$  по формуле (1.5) составит:

$$\rho_d = \rho_s(1-n) = 2,65(1-0,33) = 1,78 \text{ т/м}^3 = 17,8 \text{ МПа}.$$

Влажность суглинка при полном его водонасыщении определяется по формуле (1.2):

$$W_O = \frac{n}{\rho_s(1-n)} = \frac{0,33}{2,65(1-0,33)} = 0,186 \text{ (в долях единицы)}.$$

Объемный вес водонасыщенного грунта равен:

$$\rho_w = \rho_d(1+W_O) = 1,78(1+0,186) = 2,11 \text{ т/м}^3 = 21,1 \text{ МПа}.$$

При мощности слоя супеси ниже уровня грунтовых вод  $H=4 \text{ м}$  давление водонасыщенной супеси на кровлю глины составит:

$$p''_{пр} = 4 \cdot 2,11 = 8,44 \text{ т/м}^2 = 0,844 \text{ МПа}.$$

Польное природное давление на кровлю глины равно:

$$P_{пр. 6-7} = p'_{np} + p''_{пр} = 5,7 + 8,44 = 14,14 \text{ т/м}^2 = 1,41 \text{ кг/см}^2 \text{ или } 0,141 \text{ МПа};$$

д) природное давление в уровне середины слоя 7 складывается из давления на кровлю глины  $p_{пр. 6-7} = 1,41 \text{ кг/см}^2$  и давления веса половины мощности слоя глины  $h_7=1,0 \text{ м}$  и ее объемном весе  $\rho_w=2 \text{ т/м}^3$  природное давление на уровне середины слоя 7 составит:

$$p_{пр7} = p_{пр6-7} + \rho_w \cdot \frac{h_7}{2} = 1,41 + 2 \cdot 0,1 = 1,51 \text{ кг/см}^2 = 0,151 \text{ МПа};$$

3) рассчитываем значения  $h_{пр}$  для слоя 8 при мощности слоя  $h_8=1 \text{ м}$ :

$$p_{пр8} = p_{пр7} + \rho_w \cdot \frac{h_8}{2} = 1,51 + 2 \cdot 0,1 = 1,71 \text{ кг/см}^2 = 0,171 \text{ МПа}.$$

Природное давление в уровне середины слоев 9 и 10 рассчитывается аналогичным образом (см. табл. 7.5);

ж) нижняя граница активной зоны определяется равенством

$$0,2p_{np}=n_z.$$

При  $p_{np10}=2,11 \text{ кг/см}^2$  и  $p_{z10}=0,44 \text{ кг/см}^2$  это условие выдерживается, а именно:

$$0,2p_{np10}=0,2 \cdot 2,11=0,42 \text{ кг/см}^2=0,042 \text{ МПа};$$

$$P_z=0,44 \text{ кг/см}^2=0,044 \text{ МПа}.$$

Таким образом, слой 10 является нижней границей активной зоны, ниже которой не производится расчет осадки.

Значения природных нагрузок сведены в табл. 7.5, а эпюра распределения природной нагрузки показана на рис. 7.9.

7.5-жадвал

№ слоя	Мощность слоя $h_i$ , м	Глубина залегания от поверхности земли середины слоя, м	Объемный вес грунта $\rho$ , т/м <sup>3</sup>	Природная нагрузка на уровне середины слоя $p_{np}$ , кг/см <sup>2</sup> (0,1 МПа)
1	1,0	2,5	1,90	0,48
2	0,4	3,2	1,10	0,59
3	0,6	3,7	1,10	0,63
4	1,0	4,5	1,10	0,72
5	1,0	5,5	1,10	0,83
6	1,0	6,5	1,10	0,94
6-7*	-	7,0	-	1,00
6-7**	-	7,0	-	1,41
7	1,0	7,5	2,0	1,51
8	1,0	8,5	2,0	1,71
9	1,0	9,5	2,0	1,91
10	1,0	10,5	2,0	2,11

Примечание: \* Природное давление в уровне подошвы слоя 6.

\*\* Природная нагрузка на кровлю глины.

### III. Определение расчетных значений модуля осадок $e_{pz}$ по оси фундамента.

Значение модулей осадок  $e_{pz}$  находятся по рис. 7.7 исходя из значений природной нагрузки в уровне середины слоя  $p_{np}$  и значений нормальных напряжений  $p_z$ .

1. Для расчетного слоя 1 (суглинок) получаем:

а) значение модуля осадки  $e_{p,np}$ , отвечающее природной нагрузке  $p_{np,1}=0,48 \text{ кг/см}^2$ :

$$e_{p,np}=7 \text{ мм/м};$$

б) значение модуля осадки  $e_{(p,np1+p_{z1})}$ , отвечающее нагрузке:

$$p_{np1+p_{z1}}=0,48+2,52=3 \text{ кг/см}^2=0,3 \text{ МПа};$$

$$e_{(p,np1+p_{z1})}=18 \text{ мм/м};$$

в) расчетное значение модуля осадки  $e_{pz}$  под воздействием нормального вертикального напряжения  $p_{z1}$  будет равно:

$$e_{pz}=e_{(p,np+p_z)}-e_{p,np}=18-7=11 \text{ мм/м}$$

и так для каждого последующего слоя.

Результаты вычислений расчетного модуля осадки сведены в табл. 7.6.

#### IV. Расчет осадки по оси фундамента.

Осадка по оси фундамента в условиях одномерной задачи вычисляется по формуле (7.26).

Подставляя в указанную формулу вычисленные значения  $e_{pz}$  и значения  $h_i$  из табл. 7.6, получим:

$$D \eta' Z = \sum_{h_i} e_{pz} = 11 \cdot 1 + 9,2 \cdot 0,4 + 8,5 \cdot 0,6 + 7,5 \cdot 1,0 + \\ + 5,7 \cdot 1,0 + 3,0 \cdot 1,0 + 2,1 \cdot 1,0 + 2,0 \cdot 1,0 + 1,9 \cdot 1,0 = 46 \text{ мм}$$

Таблица 7.6

№ слоя	Мощность слоя, м	$P_{np}$ , мм/м	$e_{p,np}$ , мм/м	$P_{np+p_z}$ , кг/см <sup>2</sup> (0,1 МПа)	$E_{p,np+p_z}$ , мм/м	$E_{pz}$ , мм/м
1	1,0	0,48	7,0	3,0	18,0	11,0
2	0,4	0,59	7,8	2,61	17,0	9,2
3	0,6	0,63	8,0	2,16	16,5	8,5
4	1,0	0,72	8,5	1,95	16,0	7,5
5	1,0	0,83	10,0	1,75	15,7	5,7
6	1,0	0,94	12,0	1,66	15,0	3,0
7	1,0	1,51	23,1	2,17	27,0	3,9
8	1,0	1,71	25,5	2,21	27,6	2,1
9	1,0	1,91	27,0	2,38	29,0	2,0
10	1,0	2,11	27,5	2,55	29,4	1,9

**Пример 7.8.** По исходным данным примера 7.7 рассчитать осадку методом послойного суммирования по модулю деформации. Если по полевым испытаниям модуль деформации для суглинка  $E=150 \text{ кг/см}^2=15 \text{ МПа}$ , для глина  $E=160 \text{ кг/см}^2=16 \text{ МПа}$ .

**Решение.** Определение вертикальных нормальных напряжений по оси ленточного фундамента для середины каждого расчетного слоя, значения природного давления и мощности активной зоны плотностью совпадают с расчетом в примере 7.7.

Результаты расчета приведены в табл. 7.7.

7.7-жадвал

№ слоя	Мощность слоя $h_i$ , м	$P_z$ , кг/см <sup>2</sup> (0,1 МПа)	$E$ , кг/см <sup>2</sup> (0,1 МПа)	Осадка $S = p h \frac{0,8}{i i i E}$ , мм
1	1,0	2,52	150	13,4
2	0,4	2,02	150	4,3
3	0,6	1,53	150	4,9
4	1,0	1,23	150	6,6
5	1,0	0,92	150	4,9
6	1,0	0,72	150	3,8
7	1,0	0,66	160	3,3
8	1,0	0,50	160	2,5
9	1,0	0,47	160	1,4
10	1,0	0,44	160	2,2

Полная осадка  $S=13,4+4,3+4,9+6,6+4,9+3,8+3,3+2,5+1,4+2,2 =48,8$  мм.

**Таким образом** при одинаковых равных условиях величина просадки конструкции увеличивается с уменьшением глубины фундамента и увеличением нагрузки. Классификация развития просадок в нагруженном сечении зависит от состояния фундамента и вида распределения напряжений между фундаментом и грунтовым основанием.

### Контрольные вопросы

1. От чего зависит сжимаемость грунта?
2. Концепция описания сжимаемости грунта.
3. Зависимость коэффициента пористости от давления.
4. Показатели сжатия.
5. Понятие о коэффициенте уплотнения.
6. Понятие о модуле осадки.
7. Методы определения сжимаемости грунтов.
8. Прогноз величины просадки сооружение.
9. Выражение для определения модуль просадки.
10. Структура компрессионного прибора.

**Ключавые слова:** сжимаемость, коэффициент пористости, коэффициент уплотнения, общая модуль деформации, модуль деформации, компрессионная прибор, коэффициент Пуассона.

## ГЛАВА VIII. ПРОГНОЗ РАЗВИТИЯ ОСАДОК ВО ВРЕМЕНИ

### 8.1. Показатели деформируемости грунта во времени

Понятие о консолидации. При приложении к дисперсному грунту напряженного состояния один из возникающих процессов заключается в уплотнении грунта, обусловленного уменьшением объема его пор. Этот процесс никогда не идет практически мгновенно, а протекает во времени (рис. 8.1).

Бу жараённинг давомийлиги ғовакликлар нима билан тўлганлигига боғлиы. Ғовакликлар ҳаво билан тўлган ҳолатда зичланиш билан боғлиы бўлган деформатсиялар етарлича тез содир бўлади. Бу ҳолатда ҳар ыандай ҳолда ҳам жараённинг давомийлиги амалий аҳамиятга эга эмас. Зичланиш жараёни ғовакликлар тўла сув билан тўлганда, яъни тўлиы сувга тўйинган грунтда анча секин содир бўлади.

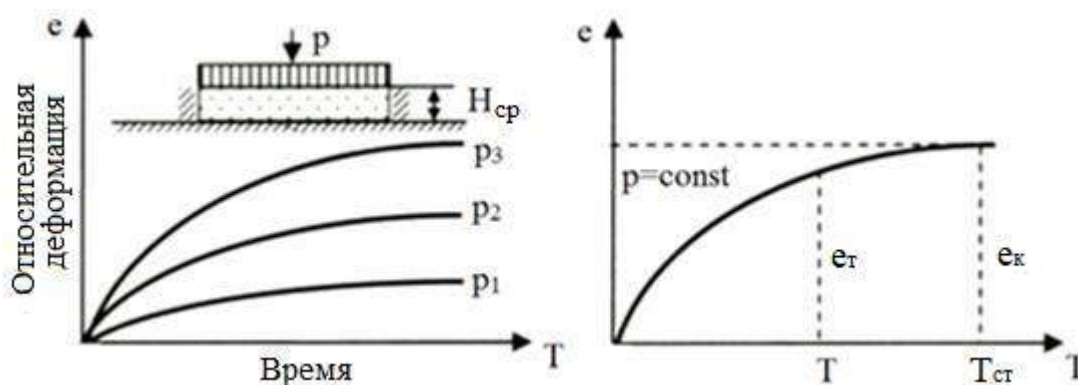


Рис. 8.1. Консолидационные зависимости:

$T_{ст}$  – время стабилизации,  $e_k$  – конечная величина деформации

Длительность его, в частности, зависит от того, чем заполнены поры. В случае воздушно заполненных пор, деформации, связанные с уплотнением, происходят достаточно быстро, во всяком случае, длительность процесса здесь во многих случаях не имеет практического значения. Наиболее медленно процесс уплотнения происходит в случае, если поры полностью заполнены водой, т.е. если грунт полностью водонасыщен.

Классическая механика грунтов рассматривает процесс консолидации полностью водонасыщенного грунта. Механизм внутренних процессов здесь представляется в следующем виде. В момент приложения нагрузки вся она воспринимается поровой водой, вследствие чего вода начинает отжиматься из грунта и по мере её отжатия и падения в ней напора, нагрузка постепенно будет передаваться на скелет. В конечный момент консолидации нагрузка полностью будет передана на скелет, а напор в воде уменьшится до нуля. Длительность этого процесса будет зависеть от скорости отжатия поровой

воды. Степень завершения этого процесса определяется величиной, называемой *степенью консолидации*, определяемой по выражению

$$U = \frac{e_t \cdot 100}{e_0} (\%) \quad (8.1)$$

где  $e_t$  – относительная деформация уплотнения образца грунта в момент времени  $t$ ;  
 $e_0$  – то же, в момент завершения (стабилизации) деформации.

Очевидно, что величина  $U$  может изменяться от нуля (в момент приложения нагрузки) до 100% в момент завершения консолидации.

Если, например,  $U = 40\%$ , то это означает, что деформация уплотнения (консолидация) завершилась только на 40% и после этого ещё может увеличиться в 2,5 раза.

Выражение и показатели, используемые для описания процесса консолидации по теории «фильтрационной консолидации».

Упомянутая выше схема простейшего механизма процесса консолидации использована К.Терцаги при разработке им классической теории фильтрационной консолидации.

При выводе зависимостей, описывающих в простейшем случае процесс фильтрационной консолидации, её автор принял ряд допущений:

- перемещение частиц грунта при его сжатии и встречное перемещение отжимаемой поровой воды происходит в одном направлении;

- деформации грунтового скелета при отсутствии в нем поровой воды сами по себе происходят мгновенно;

- коэффициент пористости грунта уменьшается прямо пропорционально действующей нагрузке;

- характеристики грунта, влияющие на процесс консолидации — коэффициент фильтрации и коэффициент уплотнения не зависят от величины действующего давления и в процессе консолидации остаются постоянными; грунт полностью насыщен водой и грунтовой скелет является несжимаемым.

Основное выражение классической теории консолидации, которое даёт возможность с известным приближением вычислить среднюю степень консолидации образца на момент  $t$  при рассматриваемом элементарном случае имеет вид

$$U = 1 - \frac{8}{\pi^2} \cdot e^{-\frac{\pi^2 \cdot c_v}{16 \cdot f} \cdot t} \quad (8.2)$$

Отсюда заданная степень консолидации  $U_{зад}$  может быть достигнута за время



$$t_{talab} = \frac{16 \cdot h_f^2 \cdot \ln \left[ \frac{8}{\pi^2 (1-U)} \right]}{\pi^2 \cdot c_v} \quad (8.3)$$

где  $h_f$  – максимальный путь фильтрации воды, отжимаемой из образца (или слоя) при его консолидации;

$c_v$  – характеристика свойств грунта, отражающая его способность быстрее или медленнее уплотняться во времени и называемая *коэффициентом консолидации*.

Величина коэффициента консолидации  $c_v$  связана с показателями водопроницаемости и сжимаемости грунта зависимостью

$$c_v = \frac{K_f (1 + \varepsilon_{o'r})}{a \cdot \Delta_e} \quad (8.4)$$

где  $K_f$  – коэффициент фильтрации образца грунта;

$\varepsilon_{cp}$  – средний коэффициент пористости образца в начале и в конце процесса уплотнения под нагрузкой  $p$ ;

$a$  – коэффициент сжимаемости,  $\text{см}^2/\text{кг}$ ;

$\Delta_e$  – удельный вес воды.

При использовании вместо коэффициента сжимаемости  $a$  модуля осадки  $e_p$  и при спрямлении компрессионной кривой в диапазоне от  $p = 0$  до  $p$ , выражение  $c_v$  можно получить в виде

$$c_v = K_f \cdot p \frac{1000}{e_p} \quad (8.5)$$

Если в приведенном выше выражении (8.2) для  $U$  все постоянные величины в правой части объединить с  $U$  в некоторую функцию  $K_u$  от степени консолидации  $U$ , то получим

$$t_u = \frac{K_u \cdot h_f^2}{c_v} \quad (8.6)$$

где

$$K_u = \frac{16 \cdot \ln \left[ \frac{8}{\pi^2 (1-U)} \right]}{\pi^2} \quad (8.7)$$

где  $t_u$  – время достижения образцом с путем фильтрации  $h_f$  любой заданной степени консолидации  $U$ .

Результаты вычисления  $K_u$  по формуле (8.7) представлены в таблице 8.1.

Таблица 8.1

$U$	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,85	0,90	0,95	1,0 0
$K_u$	0,03	0,07	0,12	0,20	0,29	-0,4	0,57	0,69	0,85	1,13	$\infty$

Как видно из таблицы, 100% степень консолидации теоретически может быть достигнута только за бесконечное время. В связи с этим на практике обычно ограничиваются 95% консолидацией, считая её условно за полную. Тогда время достижения этой степени консолидации, очевидно, составит

$$t_{95} = \frac{1,13 \cdot h^2}{c_v} \quad (8.8)$$

Таким образом, с точки зрения классической теории фильтрационной консолидации характеристикой, отражающей способность грунта быстрее или медленнее консолидироваться (или деформироваться за счет уплотнения во времени) служит коэффициент консолидации, который прямо пропорционален коэффициенту фильтрации грунта.

Практически важным следствием из теории фильтрационной консолидации является зависимость

$$\frac{T}{t_u} = \left( \frac{H}{h_f} \right)^2, \quad (8.9)$$

где  $T_u$  – время консолидации под заданной нагрузкой до заданной степени  $U$  слоя с максимальным путем фильтрации  $H_f$ ;

$t_u$  – то же, слоя с с максимальным путем фильтрации  $h_f < H_f$ ;

Практическое использование приведенных зависимостей для получения характеристик скорости консолидации сводятся к следующему.

Поскольку в классическую формулу, то туда входит только один параметр — коэффициент консолидации, то он может быть вычислен по формуле (8.4) при подстановке входящих в неё параметров. В этом случае само испытание на консолидацию не проводится.

Однако, более надежным может быть результат, получаемый при прямых испытаниях на консолидацию. В этом случае определяется время достижения некоторой степени консолидации (например, 50, 80, 95%); далее по таблице находят значения коэффициента  $K_u$ , после чего, используя формулу (8.7), определяют величины  $c_v$ . Техника испытания заключается в том, что образец нагружают заданной нагрузкой и фиксируют время достижения различных осадок, включая последнюю, принимаемую условно за конечную. Далее для разных осадок определяют степень консолидации по формуле

$$U = \frac{S_t}{S_{\text{окон}}}, \quad (8.10)$$

где  $S_t$  – осадка в момент  $t$ ;  
 $S_{\text{окон}}$  – конечная осадка.

Затем, используя таблицу 8.1, определяют  $K_{\text{и}}$ , после чего, по формуле (8.7) получают значение  $c_v$ .

Обычно для вычисления  $c_v$  используют 50% или 80% степень консолидации.

## 8.2. Консолидационные зависимости для случаев отступления грунта от теории фильтрационной консолидации

При выводе зависимостей для простейшей схемы теории фильтрационной консолидации сделано очень много допущений, введение которых в ряде случаев может заметно влиять на результат. Многочисленные исследователи предлагали свои решения, уточняющие простейшие решения и развивающие теорию. В частности были даны решения для случая плоской и пространственной задач, для не полностью водонасыщенных грунтов, для не линейно деформируемых грунтов и для случаев, когда скелет деформируется не мгновенно. Из отечественных ученых большой вклад в развитие теории консолидации внесли Н.М.Герсенваной, Д.Е.Польшин, В.А.Флорин, С.А.Роза, З.Г.Тер-Мартirosян, Ю.К.Зарецкий и др.

Одно из практически важных направлений в описании закономерностей консолидации при грунтах, отступающих от классических допущений предложено проф. Н.Н.Масловым. Им предложено использовать основное следствие из теории консолидации, заменив в нем показатель степени 2 на переменный  $n$ , величина которого зависит от свойств грунта. Тогда

$$\frac{T}{t} = \left( \frac{H_f}{h_f} \right)^n, \quad (8.11)$$

где  $T$  – время достижения заданной степени консолидации слоем, в котором максимальный путь фильтрации равен  $H_f$ ;

$t$  – время достижения той же степени консолидации слоем, в котором максимальный путь фильтрации составляет  $h_f$ ;

$n$  – показатель степени, который может изменяться от 0 до 2. Этот показатель является одной из основных характеристик консолидационных свойств грунта. Вторая характеристика получается непосредственно из опыта в виде времени  $t$ .

При  $n=2$  грунт полностью подчиняется теории фильтрационной консолидации.

При  $n=0$  грунт вообще не подчиняется этой теории, т.е. его скорость консолидации не зависит от пути фильтрации.

Методика испытаний на консолидацию, основанная на использовании этой зависимости сводится к тому, что под расчетной нагрузкой испытываются два параллельных образца, имеющих либо разную высоту, либо разные условия дренирования отжимаемой воды (рис. 8.7). При этом фиксируют время достижения одинаковых относительных деформаций (или, что то же самое, одинаковой степени консолидации) образцов с разными путями фильтрации.

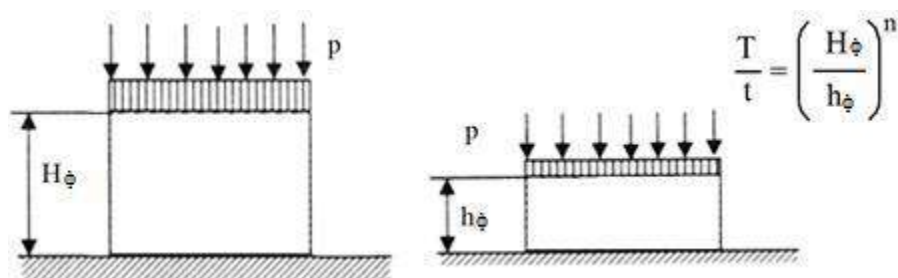


Рис. 8.7. Предложение Н.Н. Маслова

Показатель степени  $n$  вычисляют по формуле

$$n = \lg \frac{T}{t} : \lg \frac{H_f}{h_f}, \quad (8.12)$$

где  $T$  – время достижения заданной степени консолидации образцом с путем фильтрации  $H_f$ ;  
 $t$  – то же, с путем фильтрации  $h_f$ .

По данным Н.Н.Маслова для глинистых грунтов характерно значение  $n = 1,5$ .

Практическое использование результатов сводится к тому, что консолидационная кривая, полученная при любом известном пути фильтрации может быть перестроена на любой другой случай длины пути фильтрации с использованием зависимости

$$T_u = t_u \left( \frac{H}{h} \right)^n, \quad (8.13)$$

где  $t_u$  – время достижения степени консолидации  $U$  образцом с путем фильтрации  $h$ ;  
 $T_u$  – то же, реальным слоем с путем фильтрации  $H$ .

Данная методика не имеет строгого теоретического обоснования, а основывается скорее на логических соображениях. Дальнейшие исследования её показали, что показатель степени  $n$  может меняться в зависимости от типа грунта, его состояния и степени консолидации. В связи с

этим рядом исследователей были предприняты попытки развить методику Н.Н.Маслова на основе более строгого рассмотрения физики процесса.

В частности, Э.М.Добров и В.Д.Казарновский предложили основное уравнение консолидации принимать в форме

$$T = a + b H^2, \quad (8.14)$$

где  $T_u$  – время достижения степени консолидации  $U$  слоем с путем фильтрации  $H$ ;

$a_u$  и  $b_u$  – консолидационные характеристики грунта;

$a_u$  – отражает только вязкие свойства;

$b_u$  – отражает как вязкие, так и фильтрационные свойства.

Эти характеристики находят из двух уравнений, получаемых при испытании также двух образцов с различным путем фильтрации ( $H_{\phi 1}$  и  $H_{\phi 2}$ )

$$\begin{aligned} T_{u1} &= a_u + b_u H_{f1}^2; \\ T_{u2} &= a_u + b_u H_{f2}^2. \end{aligned}$$

Получив  $T_{u1}$  и  $T_{u2}$  и зная  $H_{u1}$  и  $H_{u2}$ ,  $a_u$  и  $b_u$  вычислим по формулам

$$\begin{aligned} b_u &= \frac{T_{u1} - T_{u2}}{H_{f1}^2 - H_{f2}^2}, \\ a_u &= T_{u1} - b_u H_{f1}^2 = T_{u2} - b_u H_{f2}^2. \end{aligned}$$

Анализ показал, что при реальных значениях параметров  $a_u$  и  $b_u$  при переходе от образцов к реальной толще значением  $a_u$  в формуле (8.14) можно пренебречь. Тогда вместо (8.14) можно принять:

$$T_u = b_u \cdot H^2. \quad (8.15)$$

Дальнейшие исследования, выполненные Э.К.Кузахметовой, показали, что для описания консолидационной зависимости в более широком диапазоне, показатель степени в двухчленных выражениях следует принимать не 2, а  $n$ , величина которой может быть различной на разных участках консолидационной кривой. Общее выражение для определения времени консолидации при этом отобразится зависимостью

$$T_u = a_u + b_u \cdot H^n. \quad (8.16)$$

В отличие от выражения (8.3), выражения (8.14) и (8.16) описывают весь процесс консолидации, который включает в себя два этапа: первичную консолидацию, при которой основным фактором, задерживающим уплотнение во времени, является сопротивление поровой воды выдавливанию через поры (этап фильтрационной консолидации) и вторичную консолидацию, при которой основную тормозящую роль играет вязкое сопротивление скелета (ползучесть).

Учитывая указанную выше возможность пренебрежения параметром  $a_u$ , выражение (8.16) можно заменить:

$$T = b H^n. \quad (8.17)$$

$u \quad u \quad f$

Здесь  $n$  будет величиной переменной на различных участках кривой консолидации.

На практике при прогнозе консолидации часто выделяют участок первичной (фильтрационной) консолидации и вторичной консолидации, причем участок вторичной консолидации описывают зависимостью (рис. 8.3)

$$\lambda_{II} = \lambda_I + m_p \lg \frac{T}{T_1} \quad (8.18)$$

где  $\lambda_{II}$  – относительная деформация сжатия за пределами участка первичной (фильтрационной) консолидации;

$\lambda_I$  – максимальная величина относительной деформации сжатия на границе первичной и вторичной консолидации;

$T_1$  – время завершения первичной консолидации;

$T$  – текущий момент времени на участке вторичной консолидации;

$m_p$  – коэффициент, отражающий интенсивность вторичной консолидации, зависящий для свойств данного грунта от величины нагрузки  $p$ .

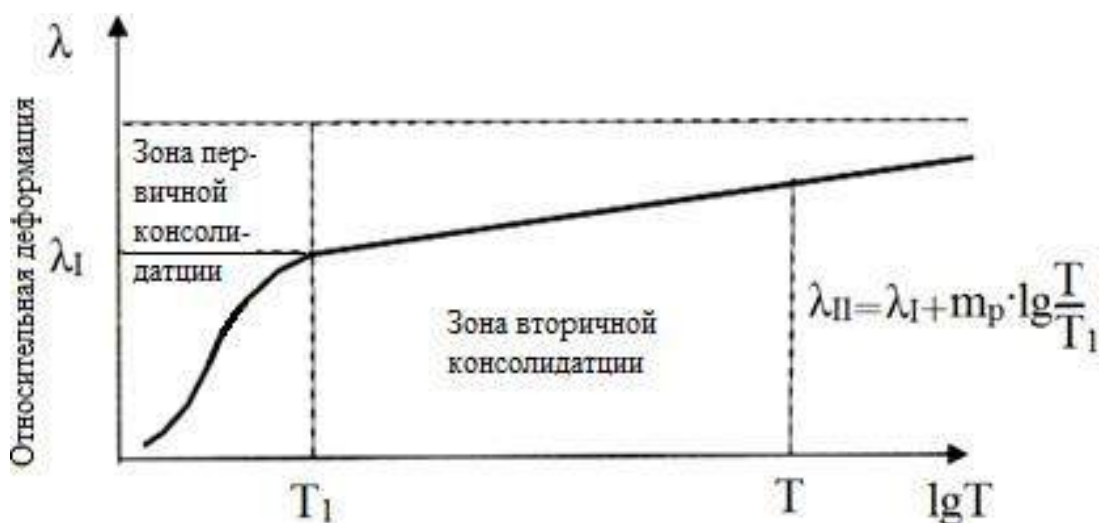


Рис. 8.3. Выделение участков первичной ( $\lambda_I$ ) и вторичной ( $\lambda_{II}$ ) консолидации на консолидационной кривой

### 8.3. Прогноз хода осадки основания во времени

**Значение вопроса. Природа длительности осадки.** Процесс осадки в зависимости от конкретных условий (свойств грунта сжимаемой толщи,

мощности сжимаемой толщи, условий деформирования, размера и формы фундамента сооружения в плане, величины нагрузки на основание) может протекать с большей или меньшей интенсивностью. Если осадка проходит очень быстро, особенно, если она завершается в период строительства, она обычно мало интересует строителя, хотя её конечную величину и надо знать, чтобы учитывать при выборе конструкции сооружения и технологии его возведения и определения объемов работы. Однако, если осадка будет нарастать длительно, захватывая период, когда сооружение уже введено в эксплуатацию, необходимо учитывать интенсивность осадки в тот или иной момент времени и время её практического завершения (время стабилизации). Природа длительности осадки связана с многофазностью грунта, и структурно-текстурными особенностями сжимаемой толщи определяющими способность грунта перераспределять фазы.

Напомним, что при рассмотрении вопроса о прогнозировании хода осадки во времени на практике имеют в виду осадку, обусловленную деформациями изменения формы (уплотнения). При приложении внешней нагрузки начинается процесс отжатия жидкой и газообразной фаз, находящихся в поровом пространстве. Этот процесс происходит не мгновенно, а во времени, поэтому осадка тоже не мгновенна. Даже, если в порах грунта нет свободной воды, процесс уплотнения идет во времени. В этом случае природа процесса связана с выдавливанием воздуха и пленочной воды и свойствами ползучести скелета. Принято рассматривать две стадии процесса уплотнения (консолидации) грунта: стадию фильтрационной (первичной) консолидации и стадию вторичной консолидации. Фактором, сдерживающим уплотнение на первичной стадии является сопротивление фильтрации свободной воды. На второй стадии скорость уплотнения будет зависеть уже от вязких свойств пленочной воды.

Практические расчеты длительности консолидации обычно связывают с первой стадией, т.к. считается, что осадка за счет второй стадии обычно не превышает 5-10%. Нужно заметить, что это справедливо не для всех видов грунтов, тем не менее на практике часто рассматривается только первая стадия, для которой разработан соответствующий теоретический аппарат.

**Прогноз на стадии фильтрационной консолидации.** В условиях простейшей одномерной по напряжениям и деформациям задаче, осадка  $S_T$  слоя, в котором напряжения постоянны по глубине, на момент времени  $T$  определяется выражением

$$S_T = S_{кон} \cdot U_{вр}^{cp}, \quad (8.19)$$

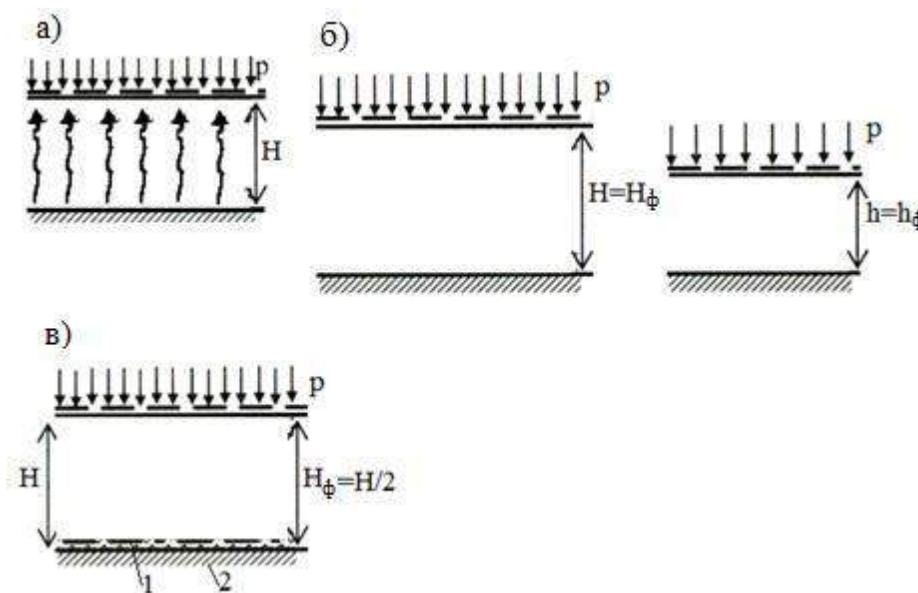
где  $S_{кон}$  – конечная осадка (отвечающая времени стабилизации  $T_{стаб}$ );  
 $U_{вр}^{cp}$  – так называемый средний коэффициент времени в слое или степень консолидации.

Величина  $U_{вр}^{ср}$  определяется решением теории фильтрационной консолидации и теоретически изменяется от 0 до 1 (при  $T=0$   $U_{вр}^{ср} = 0$ , при  $T=T_{стаб}$   $U_{вр}^{ср} = 1$ ).

Отношение осадки на данный момент  $T$  к конечной осадке определяет степень консолидации.

Напомним, что основные допущения классической теории фильтрационной консолидации, по которой определяется  $U_{вр}^{ср}$ , в простейшем варианте описаны ранее сводятся к следующему:

- рассматривается сжимаемый слой неограниченной протяженности в плане, сверху которого находится дренирующий слой (рис. 8.4, а);
- поры сжимаемого слоя полностью заполнены водой;
- вода и частицы грунта считаются несжимаемыми;
- скелет грунта при приложении внешней нагрузки деформируется (уплотняется) мгновенно (если бы воды в порах не было, грунт уплотнился бы мгновенно);
- коэффициент пористости грунта изменяется линейно с изменением действующей на него нагрузки;
- коэффициент фильтрации грунта сжимаемого слоя в течение всего процесса консолидации остается постоянным (т.е. уплотнение грунта не влияет на его величину);
- перемещение скелета и воды происходит в вертикальном взаимно противоположном направлении.



**Рис. 8.4. Схемы к прогнозу осадки во времени на стадии фильтрационной консолидации:**

а – основная расчетная схема; б – определение расчетного пути фильтрации ( $H_\phi$  и  $h_\phi$ ) при одностороннем дренировании слоёв различной мощности ( $H$  и



h); в – определение расчетного пути фильтрации при двухстороннем дренировании  
1–дренажный слой; 2–водонепроницаемый слой

Основные положения теории предполагают, что приложенная внешняя нагрузка на любой стадии процесса воспринимается скелетом грунта и водой, которая не может мгновенно быть отжата из пор. В соответствии с этим имеем равенство

$$p = p_{ск} + u, \quad (8.20)$$

где  $p$  – внешняя нагрузка;

$p_{ск}$  – часть внешней нагрузки, воспринимаемая скелетом;

$u$  – поровое давление (т.е. давление в поровой воде), отражающее часть внешней нагрузки, воспринимаемую в данный момент времени  $T$  поровой водой.

При  $T = 0$  (т.е. в момент приложения нагрузки) вся она воспринимается водой, в связи с чем  $p_{ск} = 0$  и  $u = p$ . В конце процесса (который теоретически наступает при  $T = \infty$ ),  $p_{ск} = p$  и  $u = 0$ .

При этом поровое давление при заданной внешней нагрузке  $p$  является функцией времени и расстояния от рассматриваемого горизонта  $Z$  до дренирующей поверхности (т.е. пути фильтрации)

$$u = f(Z, T). \quad (8.21)$$

Выражение, определяющее коэффициент времени  $U_{ср}^{ср}$  получено из рассмотрения на основе указанных предпосылок процесса сжатия грунта с фильтрацией отжимаемой воды. В результате получено однородное линейное дифференциальное уравнение с постоянным коэффициентом, именуемым коэффициентом консолидации  $C_v$ , и определяемым по формуле

$$C_v = \frac{K_f (1 + \varepsilon_{ср})}{\alpha \cdot \rho_{вод}}, \quad (8.22)$$

где  $K_f$  – коэффициент фильтрации;

$\alpha$  – коэффициент сжимаемости грунта (см. раздел 2);

$\rho_v$  – удельный вес воды;

$\varepsilon_{ср}$  – средняя пористость грунта (в диапазоне нагрузок уплотнения).

Такие уравнения достаточно изучены при решении задач теплофизики и гидродинамики. Их решают разложением в ряд Фурье. Если ограничиться первым членом ряда, то средняя степень консолидации сжимаемого слоя в момент  $T$  может быть вычислена по формуле

$$\frac{U_{ср}}{qt} = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-N} \quad (8.23)$$

где

$$N = \frac{\pi^2}{4} \cdot \frac{C_v}{H_f^2} T, \quad (8.24)$$

$H_f$  – максимальный путь фильтрации воды, отжимаемой из консолидирующегося слоя (рис. 8.4).

В рассматриваемом нами примере, где с одной стороны слоя имеем водоупор, а с другой — дренирующий горизонт,  $H_f = H$ . Если дренирующие слои имеются с обеих сторон (рис. 8.4, в), то  $H_f = H/2$ .

Некоторые практические выводы из теории фильтрационной консолидации. Как отмечено выше, осадка слоя на момент  $T$  выражается формулой (8.19)

$$S_T = S \cdot \frac{U_{\text{кон}}^{cp}}{e} \cdot p$$

Подставляя в это выражение значение  $U_{\text{ср}}^{cp}$  из формулы (8.23) с учетом выражения для  $N$  (8.24), и решая полученное уравнение относительно  $T$ , получаем следующую зависимость

$$T = \frac{K_u \cdot H^2}{u \cdot C_v} \cdot \xi. \quad (8.25)$$

Здесь  $T_u$  обозначает время достижения заданной степени консолидации  $U_{\text{ср}}$ .

Или, обозначая постоянную для заданных условий величину

$$\frac{C_v}{H_f^2}$$

через  $\xi$ , имеем

$$T_u = \frac{K_u}{\xi}. \quad (8.26)$$

Величина  $\xi$  называется приведенным коэффициентом консолидации.

В этих выражениях величина  $K_u$  представляет собой теоретическую функцию средней степени консолидации  $U_{\text{ср}}^{cp}$ , отображаемую зависимостью

$$T_u = \frac{4}{\pi^2} \ln \frac{8}{\pi^2 (1 - U_{\text{ср}}^{cp})}. \quad (8.27)$$

Значения этой функции для фиксированных величин средней степени консолидации  $U_{\text{ср}}^{cp}$  легко вычисляются по этой формуле и для некоторых, обычно употребляемых значений  $U_{\text{ср}}^{cp}$  приведены в таблице 8.1.

Следует обратить внимание, что для теоретически полной консолидации ( $U_{\text{ср}}^{cp} = 1,00$ )  $K_u = \infty$ .

В связи с этим, в практических расчетах обычно при использовании решений классической теории фильтрационной консолидации за практически полную консолидацию принимают  $U_{\text{ср}}^{cp} = 1,13$  (95% консолидации). Тогда время практического завершения консолидации можно вычислить по формуле

$$T_{ста\bar{b}} = T_{0,95} = \frac{1,13 \cdot K^2 \phi}{C_v} \quad (8.28)$$

или

$$T_{ста\bar{b}} = \frac{1,13}{\xi} \quad (8.29)$$

Если взять два слоя разной мощности ( $H$  и  $h$ , (рис.4.39б)) из одного и того же грунта, при одних и тех же условиях дренировали (например, при дренировании только вверх), то можем записать:

для слоя, мощностью  $H$

$$T = \frac{K_u \cdot H^2}{f \cdot C_v}; \quad (8.30)$$

для слоя  $h$

$$t = \frac{K_u \cdot h^2}{f \cdot C_v}. \quad (8.31)$$

где  $T_u$  и  $t_u$  – время достижения заданной степени консолидации и соответственно слоев  $H$  и  $h$ .

Деля (8.30) на (8.31), получаем выражение, отображающее основной практически важный вывод из классической теории фильтрационной консолидации

$$\frac{T_u}{t_u} = \left( \frac{H}{h} \right)^2. \quad (8.32)$$

Этот вывод в словесной форме будет звучать следующим образом: *отношение времени достижения заданной степени консолидации слоями различной мощности при прочих равных условиях равно квадрату отношения путей фильтрации воды, отжимаемой из этих слоев при консолидации.*

В то же время выражения (8.30) и (8.31) показывают, что время достижения заданной степени консолидации слоем, имеющим заданный путь фильтрации, пропорционально квадрату пути фильтрации.

На этом выводе основываются практические мероприятия по ускорению осадки основания, которые заключаются в сокращении тем или иным способом пути фильтрации. В самом деле, сократив, например, путь фильтрации в два раза, мы можем сократить время консолидации в четыре раза и т.д.

На практике этот путь ускорения осадки реализуется двумя приемами (рис. 8.5): частичным удалением сжимаемого слоя (применительно к строительству дорог на болотах, это мероприятие называют «частичным

выторфовыванием») (рис. 8.5, а) и устройством в сжимаемой толще вертикальных дрен в виде скважин (рис. 8.5, б) или траншей (рис.4.40, d), заполняемых дренирующим материалом, воспринимающих и отводящих отжимаемую из толщи воду.

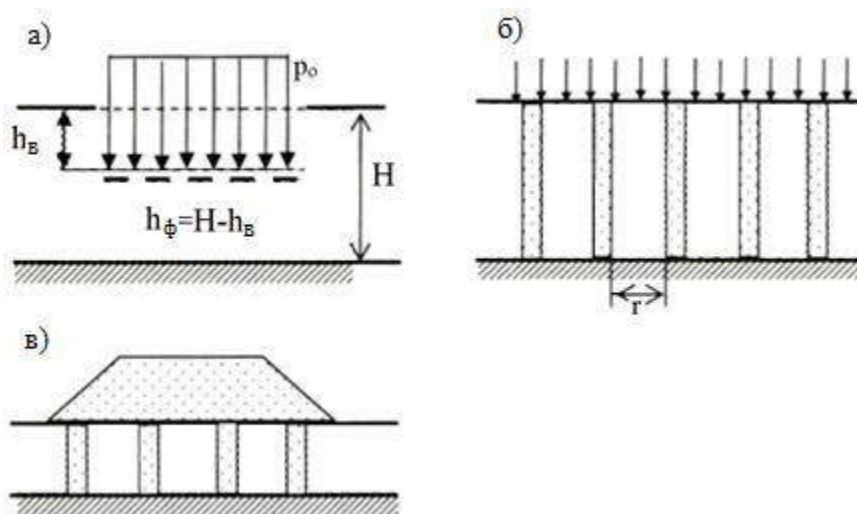
В случае устройства вертикальных дрен путь фильтрации воды из толщи регулируется расстоянием между дренами. Ориентировочно эффект ускоренной консолидации можно оценить сопоставив зависимости

$$T_{\text{кон}}^{\text{др}} = \frac{1,13 \cdot r^2}{4C_v} ; \quad (8.33)$$

$$T_{\text{кон}} = \frac{1,13 \cdot H^2}{C_v} . \quad (8.34)$$

где  $T_{\text{кон}}^{\text{др}}$  – время завершения консолидации при устройстве дрен с шагом (в свету) равным  $r$  (рис. 8.5, б);

$T_{\text{кон}}$  – время завершения консолидации толщи мощностью  $H$  при одностороннем дренировании.



**Рис. 8.5. Практические варианты уменьшения пути фильтрации воды, отжимаемой при консолидации слоя:**

- а – частичное удаление сжимаемой толщи;
- б – устройство вертикальных дрен;
- в – устройство дренажных прорезей.

Из (8.33) и (8.34) получаем выражение для приближенной оценки эффекта ускорения консолидации при устройстве вертикальных дрен

$$\frac{T_{\text{кон}} \frac{\partial p}{\partial r}}{\bar{T}_{\text{кон}}} = \frac{r^2}{4H^2} \quad (8.35)$$

В дорожной практике вертикальные дрены, требующие для своего устройства специального оборудования, в определенных случаях заменяют вертикальными дренами – прорезями (траншеями), заполненными песком. Прорези устраиваются с помощью обычной техники (экскаваторы и т.п.).

**Другие решения.** При получении решений теории фильтрационной консолидации вводилось большое количество разнообразных допущений, многие из которых плохо вяжутся с реальными свойствами грунтов, особенно глинистых и вообще связных.

Поэтому решения теории фильтрационной консолидации зачастую существенно отличаются от реального процесса и могут использоваться скорее для прикидочных сравнительных оценок. Введение в теоретические построения дополнительных параметров свойств грунта, компенсирующих в той или иной степени принятые допущения, существенно усложняют практическую реализацию самих решений. В связи с этим наряду с продолжающимися попытками адекватно отразить в теории реальные свойства грунтов, для практического использования предложен ряд методов полуэмпирического характера.

Проф. Н.Н.Маслов впервые предложил метод, учитывающий влияние вязкости скелета на процесс консолидации. В качестве основной зависимости он предложил использовать следствие из теории фильтрационной консолидации в модифицированном виде

$$\frac{T_u}{t_u} = \left| \frac{(H)}{f} \right|^n \quad (8.36)$$

$$t_u \quad (h_f)$$

где  $n$  – показатель степени, зависящий от свойств грунта и изменяющийся от 0 до 2.

При  $n=2$  грунт полностью подчиняется теории фильтрационной консолидации. При  $n=0$  процесс консолидации не зависит от фильтрации воды и определяется только вязкостью скелета.

Выражение (8.26) означает, что зависимость времени консолидации от пути фильтрации должно иметь вид

$$T_v = A \cdot H_f^n \quad (8.37)$$

где  $A$  – коэффициент пропорциональности.

Показатель степени  $n$  определяется по результатам испытаний двух параллельных образцов, имеющих разные пути фильтрации воды.

Осредненно для упрощенных расчетов консолидации глинистых грунтов Н.Н.Маслов предложил принимать  $n = 1,5$ .

Последующие исследования показали, что показатель степени  $n$  зависит от свойств грунта и меняется по мере консолидации грунта.

На основе экспериментальных данных Э.М.Добров

$$T_{\lambda} = a_{\lambda t} + v_{\lambda t} H_f^2 \quad (8.38)$$

где  $a_{\lambda t}$  и  $v_{\lambda t}$  – параметры, определяемые экспериментально путем испытаний на консолидацию параллельных образцов различной высоты;

$\lambda$  – относительная деформация образца, отражающая степень консолидации. Обобщая результаты экспериментальных исследований, Э.К.Кузахметова предлагает использовать выражение (8.37) с переменным значением  $n$  на различных участках кривой консолидации.

#### 8.4. Показатели реологических свойств

Наука, занимающаяся изучением процессов развития деформаций материалов во времени называется реологией. Грунты обладают реологическими свойствами. При этом эти свойства рассматриваются в двух аспектах:

реологические свойства при уплотнении грунта;

реологические свойства при сдвиге.

Реологические свойства при уплотнении описывают параметрами консолидационной кривой на участке вторичной консолидации (см. выше).

На этом участке длительность деформации не связана уже с сопротивлением отжимаемой из пор воды, а объясняется реологическими свойствами самого скелета грунта. Процесс развития во времени деформации уплотнения при постоянной нагрузке на этом участке консолидации называется ползучестью при консолидации (уплотнении).

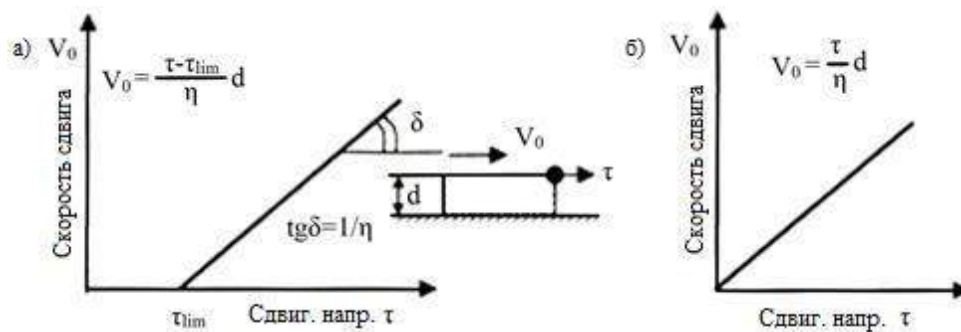
Наряду с реологическими свойствами при консолидации грунты могут обладать реологическими свойствами при сдвиге. Знание этих свойств требует особого внимания, т.к. ползучесть при сдвиге в отличие от ползучести при уплотнении может иметь незатухающий характер и приводить к нарушению прочности (так называемая «длительная прочность»), что связано уже с катастрофическими последствиями.

Среди ученых СНГ, разрабатывавших вопросы теории реологии грунтов известны имена Н.Н.Маслова, С.С.Вялова, Ю.К.Зарецкого, В.А.Флорина, З.Г.Тер-Мартirosяна, Э.М.Доброва а также узбекские ученые Х.З.Расулов, Т.Ш.Ширинкулов и других.

Основными моделями, достаточно широко используемыми для описания реологических свойств грунтов при сдвиге являются (рис. 8.6):

модель Бингама-Шведова;

модель Ньютона.



**Рис. 8.6.** Реологические зависимости для модели Бингама–Шведова (а) и Ньютона (в)

Существенный вклад в развитие теории и практики учета реологических свойств грунтов внесен проф. Н.Н.Масловым, предложившим физико-техническую теорию.

При использовании модели Бингама-Шведова основное уравнение, описывающее процесс ползучести при сдвиге имеет вид (рис. 8.6, а):

$$V = \frac{\tau - \tau_{lim}}{\eta} \cdot d, \tag{8.39}$$

где  $v_0$  – скорость перемещения поверхности толщи, имеющей мощность  $d$  под воздействием касательного напряжения  $\tau$ ;

$\tau_{lim}$  – величина касательного напряжения, при достижении которой начинается процесс ползучести, именуемая «порогом ползучести»;

$\eta$  – коэффициент вязкости грунта, являющийся характеристикой, отражающей свойства грунта быстрее или медленнее давать деформацию сдвиговой ползучести при прочих равных условиях.

Модель Ньютона (рис. 8.6, б) отличается тем, что грунт отвечающий ей начинает ползти при самых малых значениях  $\tau$ , т.е. практически при условии  $\tau_{lim} = 0$ .

Коэффициент вязкости обычно измеряют в пузах. Порядок цифр коэффициента вязкости грунтов в сравнении с другими материалами можно представить из данных таблицы 8.2.

Таблица 8.2

№ п/п	Материал	Коэффициент вязкости $\eta$ , пуз
1.	Ртуть	0,016
2.	Касторовое масло	10,0
3.	Глинистый грунт пластичной консистенции	$10^{11} - 10^{10}$
4.	Глинистый грунт твердой консистенции	$10^{15} - 10^{16}$
5.	Торфяной грунт	$10^4 - 10^5$

Таким образом, показателями реологических свойств грунтов при применении модели Бингама-Шведова являются две характеристики:

коэффициент вязкости  $\eta$ ;

порог ползучести  $\tau_{lim}$ .

Для их определения существуют различные методики, в том числе, методики, разработанные специалистами школы проф. Н.Н.Маслова (З.М.Караулова).

В отношении определения  $\tau_{lim}$  также имеются различные методики (в частности, методика, разработанная в Союздорнии Э.М.Добровым и А.П.Аксеновым). Вместе с тем на практике часто пользуются методикой, рекомендованной Н.Н.Масловым, не требующей прямых испытаний на ползучесть. В соответствии с этой методикой порог ползучести определяется через показатели сопротивляемости сдвигу, полученные при использовании трехчленной зависимости (Н.Н.Маслов)

$$S_{pw} = p \operatorname{tg} \varphi_w + \Sigma_w + c_c.$$

где  $\varphi_w$  – угол внутреннего трения, отвечающий влажности  $W$ ;

$\Sigma_w$  – обратимая часть сцепления, обеспечиваемая водно-коллоидными структурными связями;

$c_c$  – необратимая часть сцепления, обеспечиваемая жесткими связями;

$p$  – нормальные напряжения на площадке сдвига.

В соответствии с этим предположением порог ползучести определяется величиной сил трения и необратимой части сцепления

$$\tau_{lim} = p \operatorname{tg} \varphi_w + c_c. \quad (8.40)$$

Жирные или высоковлажные глинистые грунты, у которых  $c_c \rightarrow 0$  и  $\varphi_w \rightarrow 0$ , отвечают модели Ньютона, их порог ползучести  $\tau_{lim}=0$ , а их прочность определяется только связностью  $\Sigma_w$

$$C_{nw} = \Sigma_w.$$

### **8.5. Прогноз изменения прочности грунта и устойчивости основания сооружения в процессе консолидации под нагрузкой от сооружения**

Варианты описания процесса изменения прочности грунта при его консолидации. С консолидацией грунта основания связано не только развитие осадки основания во времени, но и изменение во времени прочности грунта основания на различных горизонтах и устойчивость основания в целом.

Для описания изменения прочности грунта на некотором горизонте в основании сооружения существуют два основных подхода:

использование теории порового давления;



использование теории «плотности-влажности».

При первом подходе изменение сопротивляемости грунта сдвигу в процессе консолидации связывается с изменением давления в поровой воде по мере её отжатия из грунта.

В этом случае изменение прочности (сопротивляемости сдвигу) грунта на некоторой площадке описывается зависимостью

$$S_{pi} = (\zeta - u_T)tg\varphi' + c', \quad (8.41)$$

где  $p$  – нормальные напряжения на рассматриваемой площадке;

$\varphi'$  и  $c'$  – «кажущиеся» угол трения и сцепления;

$u_T$  – поровое давление в грунте на момент  $T$ .

Сдвиговые параметры  $\varphi'$  и  $c'$  рассматриваются как постоянные величины, не меняющиеся в процессе консолидации и отвечающие лишь одному условию: они должны быть определены по сопротивляемости сдвигу при полной консолидации грунта под заданной нормальной нагрузкой  $p$ .

Параметром, отражающим зависимость сопротивляемости сдвигу от времени, здесь является только поровое давление  $u_T$ . Последнее в процессе консолидации изменяется от  $p$  при  $T=0$  до  $0$  при  $T=T_{кон}$ .

При втором подходе сопротивляемость сдвигу меняется от времени консолидации постольку, поскольку меняется плотность-влажность грунта по мере отжатия из него воды. Эта зависимость описывается формулой

$$S_{pw.T} = ptg\varphi_{w.T} + c_{w.T}, \quad (8.42)$$

где  $\varphi_{w.T}$  и  $c_{w.T}$  – соответственно угол внутреннего трения и сцепление в момент времени  $T$ , зависящие от влажности грунта  $W_T$  в этот момент.

При этом влажность грунта может меняться от некоторого начального значения  $W_{нач}$  до конечного  $W_{кон}$ , отвечающего условию полной консолидации грунта под нормальной нагрузкой  $p$ .

Очевидно, что поровое давление в процессе консолидации уменьшается от некоторой начальной величины (применяемой в классической теории фильтрационной консолидации равном  $p$ ) до нуля при полной консолидации. Тогда в начальный момент при  $T=0$

$$S_p = c', \quad (8.43)$$

а в конечный момент при  $T=T_{стаб}$

$$S_p = ptg\varphi' + c', \quad (8.44)$$

Если основываться на теории плотности-влажности, то в начальный момент грунт будет иметь влажность, равную начальной его влажности (т.е. влажности до приложения нагрузки  $W = W_{нач}$ , а в конечной момент – конечную влажность  $W_{кон}$ , отвечающую условию полной консолидации под этой нагрузкой. Тогда будем иметь

$$\text{при } T=0 \quad S_{pw} = ptg\varphi_{W_{нач}} + c_{W_{нач}},$$

$$\text{при } T=T_{стаб} \quad S_{pw} = ptg\varphi_{W_{кон}} + c_{W_{кон}}.$$

Очевидно, что сопротивляемость сдвигу в конечном состоянии и по теории порового давления и по теории плотности-влажности будет больше, чем в начальном, только по первой теории — за счет падения порового давления, а по второй — за счет снижения плотности-влажности грунта. Понятно, что  $\sigma_{Tнач} < \sigma_T < \sigma_{Tкон}$ .

Аналогичным образом можно подойти к оценке таких характеристик общей несущей способности (устойчивости) основания в целом как  $p_{без}$ ,  $p_{доп}$  и  $p_{пр}$ , о которых говорилось выше.

Ясно, что для прогноза по теории порового давления изменения прочности и устойчивости основания в процессе консолидации необходимо иметь зависимость величины порового давления от времени

$$U_t = f(T). \quad (8.45)$$

В то же время для прогноза по теории плотности-влажности необходимо располагать зависимостью плотности – влажности грунта от времени консолидации

$$W = f(T). \quad (8.46)$$

Прогноз изменения порового давления и прочности грунта в процессе консолидации. Для такого прогноза существуют теоретические решения теории фильтрационной консолидации, о которых говорилось выше.

Изменение порового давления в этих решениях связано с изменением степени консолидации. В данном случае при оценке изменения несущей способности основания во времени в простейшем варианте необходимо учитывать, что в один и тот же момент степень консолидации, а, следовательно, и поровое давление, на разных горизонтах толщи будет различной. Для случая однородного сжимаемого слоя при постоянных по глубине сжимающих напряжениях теория фильтрационной консолидации дает такое решение

$$U = 1 - \frac{4}{\pi} \cdot e^{-\frac{c_v T}{4H^2}} \cdot \sin \frac{\pi z}{2H}, \quad (8.47)$$

где  $U_{zT}$  – степень консолидации на горизонте  $z$ ;  $c_v$  – коэффициент консолидации;

$T$  – время;

$H$  – максимальный путь фильтрации воды, отжимаемой из слоя.

В соответствии с теорией, степень консолидации  $U_T$  связана с поровым давлением  $u_T$  зависимостью

$$U = 1 - \frac{u_t}{p} \quad (8.48)$$

Отсюда поровое давление  $u_T$  на момент  $T$  можно вычислить по формуле

$$u_T = (1 - U_T) p. \quad (8.49)$$

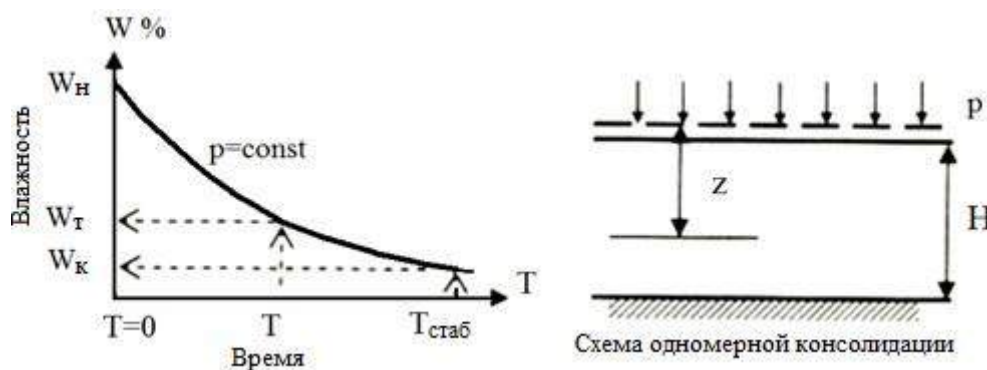
Или, учитывая (8.47), поровое давление на горизонте  $z$  приблизительно составит:

$$U = \frac{4}{\pi} \cdot \sin \frac{\pi z}{2H} \cdot e^{-\frac{\pi^2 c}{4vH^2} T} \cdot p. \quad (8.50)$$

Подставляя (8.5) в (8.41) получаем приближенное выражение для определения величины сопротивляемости сдвигу в однородной толще грунта мощностью  $H$  с односторонним дренированием на горизонте, отстоящем от дренирующей поверхности на расстояние  $z$  в условиях одномерной задачи:

$$s = \left( 1 - \frac{4}{\pi} \cdot e^{-\frac{\pi^2 c}{4vH^2} T} \cdot \sin \frac{\pi z}{2H} \right) \cdot \text{tg}\varphi' + c'. \quad (8.51)$$

Прогноз изменения прочности грунта при консолидации по теории «плотности-влажности». Для прогноза изменения прочности по теории плотности-влажности необходимо, как говорилось, иметь зависимость  $W_T = f(T)$ . Такую зависимость можно получать экспериментально (рис. 8.7) в лаборатории на образцах.



**Рис. 8.7. Снижение влажности водонасыщенного грунта при консолидации грунта**

Однако сложность её использования состоит в том, что при обычных консолидационных испытаниях мы получаем значения средней влажности по всему образцу. Поэтому при переносе результатов испытаний на реальную толщу необходимо либо пользоваться средним по всей толще значением влажности, либо выполнять испытания на образцах большой высоты. В последнем случае можно учесть различия в степени консолидации (и во влажности) на различных по высоте образца горизонтах. Кроме того, необходимо иметь возможность переходить по времени, получаемом на образце ( $t$ ), ко времени для слоя ( $T$ ).

При наличии данных обычных консолидационных испытаний образцов с фиксацией изменения влажности степень консолидации  $U_t$  на момент  $t$  интерпретируют в виде зависимости

$$U_{cp}^{pt} = \frac{W_H - W_t}{W_H - W_K}, \quad (8.52)$$

где  $W_H$  – начальная влажность;  
 $W_K$  – конечная влажность;

$W_t$  – влажность образца на момент  $t$ .

Снимая с консолидационной зависимости значение  $W_t$  на различные моменты и получая для этих влажностей значения  $\varphi_w$  и  $c_w$  по экспериментальным кривым, полученной по методике «плотности- влажности», можно по формуле (8.42) приближенно вычислить значения сопротивляемости сдвигу толщи на эти моменты времени.

Наряду с этим для приближенных прогнозов можно использовать приём, при котором степень консолидации на различных горизонтах толщи прогнозируют по данным консолидации образца, которые принимаются как зависимость средней степени консолидации  $U_{cp}^{cp}$  слоя в целом, определяемой формулой (8.23).

Переход от средней степени консолидации к степени консолидации на горизонте  $z$  может осуществляться по зависимости, следующей из теории фильтрационной консолидации (при использовании первого члена получающегося по теории ряда)

$$U_z = 1 - \frac{\pi}{2} \cdot (1 - U^{cp}) \cdot \sin \frac{\pi z}{2H}, \quad (8.53)$$

где  $U_{cp}^{cp}$  – средняя степень консолидации образца, получаемая по формуле (8.23);

$U_z$  – степень консолидации на горизонте  $z$ .

Очевидно, что наиболее неблагоприятный горизонт будет на границе с водоупором, т.е. при  $z=H$ . Степень консолидации на этом горизонте будет равна

$$U_H = 1 - \frac{\pi}{2} \cdot (1 - U_{cp}^{cp}), \quad (8.54)$$

В соответствии с выражением (8.53) степень консолидации на горизонте  $z$  можно выразить через влажность грунта на этом горизонте

$$U_z = \frac{W_H - W_{zt}}{W_H - W_{z.K}}, \quad (8.55)$$

где  $W_H$  – начальная влажность, одинаковая для всех горизонтов;  
 $W_{zK}$  – конечная влажность на горизонте  $Z$ ;  $W_{zT}$  – влажность на горизонте  $Z$  в момент  $T$ .

Отсюда

$$W_{ZT} = W_H - (W_H - W_{ZK})U_Z \quad (8.56)$$

Тогда с учетом (8.53) окончательно будем иметь для образца:

$$W_{ZT} = W_H - (W_H - W_{ZK}) \left[ \frac{\pi \cdot \sin \frac{\pi z}{2H} \cdot (W_T - W_K)}{1 - \cos \frac{\pi z}{2H}} \right] \quad (8.57)$$

где  $W_H$  – начальная влажность образца;

$W_K$  – конечная влажность (при  $t=t_{\text{стаб}}$ ), устанавливаемая по данным компрессионных испытаний;

$W_{ZK}$  – конечная влажность на горизонте  $z$ ;

$W_T$  – влажность на горизонте в момент  $T$  процесса консолидации образца.

Зная влажность грунта в момент  $T$  на горизонте  $z$ , можно для этого горизонта получить значения  $\varphi_w$  и  $c_w$ , используя графические зависимости (рис. 8.8)  $\varphi_w = f(W)$  и  $c_w = f(W)$ , получаемые экспериментально по методу «плотности-влажности», после чего вычислить значения  $s_{pw}$ ,  $p_{\text{без}}$ ,  $p_{\text{дон}}$  и  $p_{\text{кр}}$  для этого горизонта. Значения  $p_{\text{без}}$ ,  $p_{\text{дон}}$  и  $p_{\text{кр}}$  для всей толщи в целом можно получить по горизонту с максимальной влажностью. В простейшем случае это будет горизонт, наиболее удаленный от дрены, т.е. граница водоупора.

При переходе от образца к прогнозу консолидации реальной толщи, необходимо соответствующим образом пересчитывать время консолидации до заданной степени образца с путем фильтрации  $h$  на время консолидации до той же степени при тех же условиях дренирования реального слоя  $H_{\phi}$ .

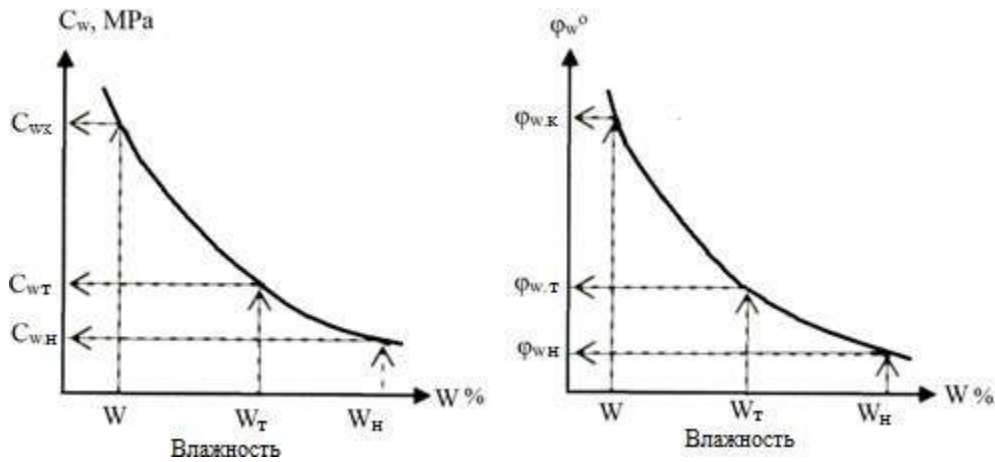
Таким образом общая процедура оценки прочности грунта в процессе консолидации с использованием метода «плотности-влажности» сводится к следующему:

По данным консолидационных испытаний образца под расчетной нагрузкой получают консолидационную кривую, которую выражают в форме  $W_T = f(T)$ ;

Задаются степенью консолидации, принимаемой за конечную (обычно 95% от конечной осадки) и определяют величину  $W_K$ ;

Для заданного времени  $T$  по консолидационной кривой определяют среднюю по глубине влажность  $W_T$ ;

Приближенно, принимая  $W_{ZK} = W_K$ , и используя выражение (8.57) вычисляют влажность на горизонте  $z$



**Рис. 8.8. Изменение  $\phi_w$  и  $c_w$  в результате изменения влажности грунта при консолидации:**

$W_T$  – плотность-влажность грунта в момент  $T$

$$W = W + \frac{\pi}{2} \cdot \sin \frac{\pi z}{2H} (W - W_H), \quad (8.58)$$

Для перехода от времени консолидации образца к времени консолидации до той же степени реального слоя используют выражение

$$T_{cl} = t \left( \frac{H_{cl}}{h} \right)^n \quad (8.59)$$

где  $T_{cl}$  – время достижения слоев с путем фильтрации  $H_{cl}$  заданной степени консолидации;  
 $t$  – время достижения образцом с путем фильтрации  $h$  той же степени консолидации;  
 $n$  – показатель степени

Величин  $n$  лежит в пределах 0,0 – 2,0, но в подавляющем большинстве случаев принимается  $n=1,5$ .

$$n = \lg \frac{t_1}{t_2} : \lg \frac{h_1}{h_2} \quad (8.60)$$

где  $t_1$  – время полной консолидации образца грунта при его высоте  $h_1$ ;  
 $t_2$  – время полной консолидации образца грунта при его высоте  $h_2$ , причем  $h_1 > h_2$ .

**Пример 8.1.** Глинистый грунт уплотнялся в лабораторных условиях до полной консолидации под нагрузкой  $p$ . При этом оказалось, что первый образец грунта высотой 5 см имел время полной консолидации  $t_1=44$  ч 10 мин, а высота 3 см –  $t_2=16$  ч.

Определить показатель консолидации  $n$ .

**Решение.** Расчет ведется по формуле (8.60)

$$n = \lg \frac{t_1}{t_2} : \lg \frac{h_1}{h_2} = \frac{0,44}{0,22} = 2.$$

**Пример 8.2.** Слой водонасыщенного глинистого грунта мощностью  $H=2,1$  м обжимается нагрузкой  $P$ . При этом отжимаемая вода имела двусторонний отток: через подошву и кровлю пласта.

В лаборатории тот же грунт испытывался на консолидацию. При этом оказалось, что при той же нагрузке  $P$  в условиях двустороннего оттока из образца отжимаемой воды (через торцовые поверхности образца) время консолидации образца грунта  $t$  высотой  $h=3$  см равнялось 6 ч (0,25 сут).

Определить время полной консолидации глинистого грунта мощностью 2 м под нагрузкой  $P$  при показателе консолидации  $n=1,5$ .

**Решение.** Время полной консолидации решается по формуле (8.59):

$$T = t \left( \frac{H}{h} \right)^{1,5} = 0,25 \sqrt{\left( \frac{210}{3} \right)^3} = 156 \text{ сут}$$

**Пример 8.3.** Водонасыщенный суглинок имеет мощность  $H=1,5$  м и подстилается водоносным песком.

Определить время полной стабилизации указанного слоя суглинка под нагрузкой  $P=2$  кг/см<sup>2</sup> и ход изменения его влажности во времени, если образец того же суглинка высотой  $2h=3$  см, с природной влажностью  $W_{np}=26\%$ , обжатый в лабораторных условиях той же нагрузкой  $p=2$  кг/см<sup>2</sup>, имел время полной консолидации  $T_{stab}=6$  ч и конечную влажность  $W_k=21\%$ .

**Решение.** 1. По формуле (8.29) определяют обобщенный коэффициент консолидации  $\xi_k$  по данным лабораторного испытания образца грунта:

$$\xi_k = \frac{1,13}{T_{cm}} = \frac{1,13}{6} = 0,188 \frac{1}{ч}$$

2. При  $\xi_k=0,188$  (1/ч) определяют коэффициент консолидации  $C_k$ :

$$C_k = \xi_k h^2 = 0,188 \left| \frac{(3)^2}{(2)} \right| = 0,42 \text{ см}^2 / \text{ч}$$

Здесь расчетная высота образца берется в половинном размере от общей его высоты, так как компрессионные испытания обычно проводятся при двустороннем оттоке воды из образца грунта.

3. Определяют обобщенный коэффициент консолидации  $\xi_K$  для пласта суглинка мощностью  $H=150$  см при двустороннем оттоке из него отжимаемой воды

$$\xi_K = \frac{CK}{(H)} = \frac{0,42}{75^2} = 0,000075 \quad \frac{1}{x} \text{ или } 0,66 \frac{1}{\text{год}}.$$

$$\left( \frac{1}{2} \right)$$

4. По формуле (8.29) определяют время полной консолидации пласта суглинка:

$$T_{\text{стмт}} = \frac{1,13}{\xi_K} = \frac{1,13}{0,66} = 1,7 \text{ год}.$$

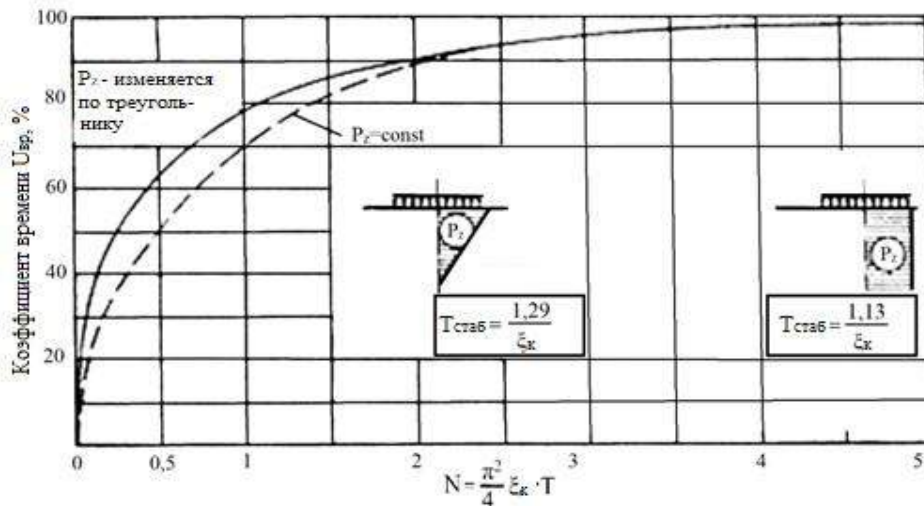
5. Рассчитывают значения влажности на весь период – от начала загрузки до период консолидации (1,7 года) пласта суглинка исходя из предположения, что нормальные нагрузки в пределах всей 1,5-метровой толщи суглинка остаются постоянными.

Для примера дается расчет одного из промежуточных значений влажности, например на период 0,25 года от начала приложения нагрузки:

а) по формуле (8.24) находят значение числа

$$N = \frac{\pi^2}{4} \xi_K T = \frac{3,14^2}{4} \cdot 0,66 \cdot 0,25 = 0,40;$$

б) по рис. 8.9 находим значение коэффициента времени  $U_{вр}$  при  $N=0,40$ .



**Рис. 8.9 (16).** Значения коэффициента времени  $U_{вр}$  ( $\tau_{вр}$ ) в формулах по прогнозу длительности уплотнения грунтов под нагрузкой



в) по формуле (8.56) определяют влажность грунта на период 0,25 года от момента приложения нагрузки

$$W_t = W_n - U_{ep}(W_n - W_k) = 26 - 0,45(26 - 21) = 23,7\%$$

Аналогично приведенному примеру рассчитываются влажность на весь период консолидации.

Их расчет сведен в табл. 8.3.

Таблица 8.3

Время $T$ , год	0,0	0,25	0,50	1,0	1,7
$N = \frac{\pi^2}{4} \xi_k T$	0,0	0,40	0,82	1,63	2,8
$U_{ep}$	0,0	0,45	0,68	0,83	1,0
$W_t = W_n - U_{ep}(W_n - W_k)$	26,0	23,7	22,60	21,8	21,0

По данным табл. 8.3 построен график изменения влажности во времени (рис. 8.10).

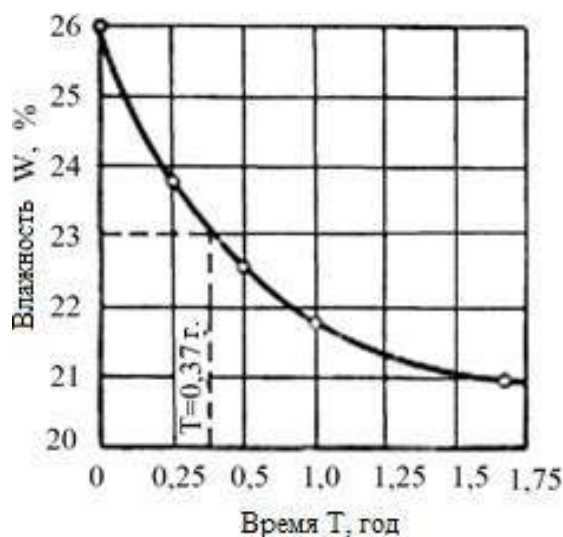


Рис. 8.10. Изменение влажности суглинка во времени Пример

#### 8.4. Определить время полной осадки $T_{\text{стаб}}$ .

В основание сооружения залегает песок, прослоенный на некоторой глубине пластом мягкопластичного, полностью водонасыщенного суглинка мощностью  $2H=2,4$  м. Природная влажность суглинка  $W=25\%$ , его удельный вес  $\rho_s=2,70$ , коэффициент фильтрации  $k_f=4 \cdot 10^{-9}$  см/сек. Вертикальное нормальное напряжения на уровне середины слоя суглинка  $p_z=1,20$  кг/см<sup>2</sup>=0,12 МПа, природное давление  $p_{np}=1,1$  кг/см<sup>2</sup>=0,11 МПа, модуль

осадки, соответствующий напряжению  $p_z=1,20 \text{ кг/см}^2=0,12 \text{ МПа}$ , равен  $e_{pz}=12 \text{ мм/м}$ .

**Решение.** Поскольку осадка песка практически заканчивается в строительный период, дальнейшая (послестроительная) осадка сооружения будет происходить исключительно за счет фильтрационного уплотнения слоя суглинки мощностью  $2H=2,4 \text{ м}$ .

Расчет длительности полной осадки сооружения в этом случае сводится к определению времени полной консолидации слоя суглинки под нагрузкой  $p_z=1,20 \text{ кг/см}^2=0,12 \text{ МПа}$ .

Порядок расчета следующий:

1. Определяем обобщенный коэффициент консолидации по формуле:

$$\xi = C \frac{1}{K} = \frac{k_f (1 + \varepsilon_o' r)}{a \Delta_{suv}} \frac{1}{H^2};$$

а) значение начального коэффициента пористости суглинки определяют формулой (1.2).

При полной влагоемкости суглинки  $W_o=0,25$  (в долях единицы) и удельном весе  $\rho_s=2,70$  получим:

$$\varepsilon_{нач} = W_o \rho_s = 0,25 \cdot 2,70 = 0,675;$$

б) определяем значение конечного значения коэффициента пористости:

$$\varepsilon_{кон} = \frac{e_p (1 + \varepsilon_{нач})}{1000}$$

При заданном значении  $e_{pz}=12 \text{ мм/м}$ :

$$\varepsilon_{кон} = 0,675 - \frac{12(1 + 0,675)}{1000} = 0,655;$$

в) определяют значение коэффициента уплотнения суглинки:

$$a = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{p_2 - p_1}.$$

При  $\varepsilon_1 = \varepsilon_{нач} = 0,675$ ,  $\varepsilon_2 = \varepsilon_{кон} = 0,655$ ,  $p_2 - p_1 = (p_{np} - p_z) - p_{np} = p_z = 1,20 \text{ кг/см}^2 = 0,12 \text{ МПа}$ .

$$a = \frac{0,675 - 0,655}{1,20} = 0,0166 \text{ см}^2 / \text{кг};$$

г) рассчитывают значение  $\varepsilon_{cp}$ :

$$\varepsilon_{cp} = \frac{\varepsilon_n - \varepsilon_k}{2} = \frac{0,675 + 0,655}{2} = 0,665;$$

д) при полученных значениях  $a=0,0166 \text{ см}^2/\text{кг}$ ,  $\varepsilon_{cp}=0,665$ ,  $k_f=4,10^{-9} \text{ см/сек}$ ,  $\Delta_{вод}=0,001 \text{ кг/см}^3=1000 \text{ кг/м}^3$  и  $H_p=2H/2=2,4/2=1,2 \text{ м}$  (поскольку отток воды из суглинка обеспечен двусторонний) обобщенный коэффициент консолидации равен:

$$\xi = \frac{k_f(1+\varepsilon_{cp})}{a\Delta_{вод}^2} = \frac{4,10^{-9}(1+0,665)}{0,0166 \cdot 0,001 \cdot 120^2} = 3,34 \cdot 10^{-8} \frac{1}{\text{сек}}$$

Переводя эту величину в годы, получим:

$$\xi_k = 3,34 \cdot 86400 \cdot 365 \cdot 10^{-8} = 1,053(1/\text{год}).$$

2. Время полной осадки, как правило, вычисляется при условии 95% консолидации.

Принимая  $p_z$  равномерно распределенным по глубине (в пределах мощности пласта суглинка), время полной осадки определяют по формуле (8.29):

$$T_{стаб} = \frac{1,13}{\xi}$$

При рассчитанном значении  $\xi_k=1,053(1/\text{год})$  и двусторонним оттоке воды из пласта суглинка получаем:

$$T_{стаб} = \frac{1,13}{1,053} = 1,13 \text{ год}.$$

Для сравнения приведем расчет времени полной стабилизации пласта суглинка в предположении, что слой суглинка подстилается плотной водоупорной глиной. В этом случае при уплотнении суглинка фильтрация воды может осуществляться только в одном направлении – вверх. Тогда обобщенный коэффициент консолидации будет иметь следующее значение:

$$\xi = \frac{k_{\phi}(1+\varepsilon_{\phi})}{a\Delta (2H)^2} = \frac{4,10^{-9}(1+0,665)}{0,0166 \cdot 0,001 \cdot 240^2} = 6,95 \cdot 10^{-9} \frac{1}{\text{сек}}$$

Или, переводя в годы:

$$\xi_K = 6,95 \cdot 10^{-9} \cdot 86400 \cdot 365 = 0,22 \frac{1}{\text{год}}$$

Время полной стабилизации:

$$T_{\text{стаб}} = \frac{1,13}{0,2} = 5,2 \text{ год.}$$

В условиях примера, при односторонней фильтрации время стабилизации увеличивается в 5 раз по сравнению с двусторонним фильтрационным уплотнением.

**Пример 8.5.** Используя условия примера 8.4, построить график осадки фундамента во времени вследствие уплотнения слоя суглинка от веса сооружения в условиях двустороннего оттока отжимаемой из пласта воды.

**Решение.** Определяем величину полной осадки при уплотнении слоя суглинка мощностью  $2H=2,4$  м по формуле (7.19):

$$\eta'_{oc} = e \frac{h_i}{Z} p$$

В условиях примера значение модуля осадки  $e_{pz}=12$  мм/м и  $h_i=2H=2,4$  м, тогда

$$\eta'_{oc}=12 \cdot 2,4=28,8 \text{ мм.}$$

2. Определяем коэффициент консолидации  $\xi_K$ . Его определение полностью совпадает с определением, изложенным в п. 1 примера 8.4:

$$\xi_K = 1,053 \frac{1}{\text{год}}$$

3. Определяем время, в течение которого произойдет 95% полной консолидации слоя суглинка. Это время, как известно, принимает за время полной стабилизации  $T_{\text{стаб}}$ .

Расчет  $T_{стаб}$  полностью совпадает с расчетом, изложенным в п. 2 примера 8.4.

$$T_{стаб}=1,13 \text{ год.}$$

4. Определяем коэффициент времени  $U_{вр}$ , задаваясь различными сроками времени  $T_i$ , при коэффициенте консолидации  $\zeta_k=1,053(1/год)$  и времени полной стабилизации от 0 до 1,13 года.

При этом числа  $N$  определяется по формуле (8.24):

$$N = \frac{\pi^2}{4} \cdot \zeta_k T.$$

Для срока времени  $T_1=10 \text{ сут}$  получаем:

$$N_1 = \frac{\pi^2}{4} \cdot 1,053 \cdot \frac{10}{365} = 0,071.$$

По графику рис. 8.9 находим значение коэффициента времени.

$U'_{вр}$  для случая равномерно распределенных напряжений при  $N=0,071$  оказывается равно:

$$U'_{вр}=0,18. \text{ Для}$$

срока времени  $T_2=20 \text{ сут}$  получаем:

$$N_2 = \frac{\pi^2}{4} \cdot 1,053 \cdot \frac{20}{365} = 0,142.$$

По тем же графикам и таблицам находим значение  $U''_{вр}$ :

$$U''_{вр}=0,27$$

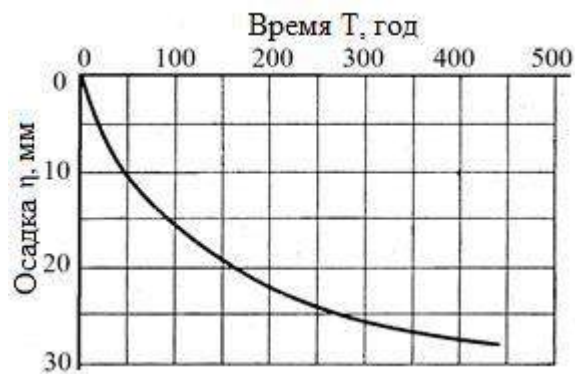
и так для каждого заданного значения срока времени.

Данные расчеты коэффициента времени  $U_{вр}$  сведены в табль. 8.3.

Таблица 8.3

$T, \text{сут}$	$N$	$U_{вр}$	$\eta'_{t \text{ мм}}$	$T, \text{сут}$	$N$	$U_{вр}$	$\eta'_{t \text{ мм}}$
0	0,000	0,00	0,0	200	1,42	0,80	23,0
10	0,071	0,18	5,2	240	1,70	0,85	24,4

20	0,142	0,27	7,8	280	2,00	0,90	26,0
40	0,284	0,37	10,7	320	2,27	0,91	26,2
60	0,426	0,48	13,9	400	2,84	0,95	27,4
80	0,568	0,56	16,2	-	-	-	-
100	0,710	0,60	17,3	-	-	-	-
150	0,994	0,70	20,2	-	-	-	-



**Рис. 8.11. Кривая хода осадки во времени**

5. Рассчитываем осадку  $\eta'$  на заданный срок времени по формуле:

$$\eta'_t = \eta'_{\text{кон}} U_{\text{вр}}$$

При конечном значении осадки  $\eta' = 28,8_{\text{кон}} \text{ мм}$  и  $U$  взятых из табл. 8.3 будем иметь следующие значения полных осадок на каждый срок времени  $T$ :

для срока времени  $T_1 = 10 \text{ сут}$  при  $U_{\text{вр}} = 0,18$ :

$$\eta'_1 = 28,8 \cdot 0,18 = 5,2 \text{ мм};$$

для срока времени  $T_2 = 20 \text{ сут}$  при  $U_{\text{вр}} = 0,27$ :

$$\eta'_2 = 28,8 \cdot 0,27 = 7,8 \text{ мм}$$

и так для каждого заданного значения срока времени.

Данные расчетов сведены в табл. 8.3.

По данным табл. 8.3 на рис. 8.11 представлена кривая осадки во времени.

**Таким образом,** процесс деформирования в виде осадки протекает с разной скоростью в зависимости от конкретных условий (свойств уплотняемого слоя грунта, его толщины, условий деформирования, размеров

фундамента, величины нагрузки). Эта скорость зависит от многофазности грунта и особенностей его структуры и механического состава.

### **Контрольные вопросы**

1. Понятие о консолидации.
2. Понятие о фильтрационной консолидации.
3. Коэффициент консолидации.
4. Теория Н. Н. Маслова об консолидации.
5. Понятие о давлении пористости.
6. Схемы для прогнозирования осадки во времени.
7. Максимальный путь фильтрационный вод.
8. Прогнозирование прочности грунтов при уплотнении по теории «плотность-влажность».
9. Изменение порового давления во времени.
10. Понятие о фильтрации.

**Ключавые слова:** консолидация, время стабилизации, степень и коэффициенты консолидации, реология, последняя осадка, коэффициент фильтрации, относительная деформация.

## ГЛОССАРИЙ

**Активные давления** – активное давление грунтового массива на стенку возникает тогда, когда смещение стенки под действием давления массива происходит в направлении давления.

**КЦПС** – круглоцилиндрический поверхности скольжения.

**Дискретная модель среды** – в ней вместо монолитной целостной среды рассматривается среда, состоящая из отдельных агрегатов.

**Коэффициент запаса** - представляет собой отношение момента удерживающих сил к моменту сил сдвигающих.

**Основания здания** – это часть грунтового массива, воспринимающая давление веса здания и отдающая его грунту.

**Капиллярные воды** – поверхностные воды, занимающие грунтовые пространства и состоящие из пор.

**Консолидация** – это процесс сжатия и уплотнения с удалением воды течением времени.

**Напряжение** – это отношение действующего усилия к площади сечения, к которой приложено это усилие.

**Угол видимости** – угол, под которым зона погрузки видна наблюдателю из любой расчетной точки.

**Степень консолидации** – степень завершения процесса консолидации.

**Коэффициент консолидации** – это способность грунтов быстро или медленно уплотняться с течением времени.

**Предел прочности** – это напряжение, возникающее в момент разрушения в соединении элементе массива грунта.

**Коэффициент поперечной деформации** – аналог коэффициента Пуассона, но также вычисляемой по величине поперечных относительных деформации в вертикальном и горизонтальном направлениях.

**Модуль деформации** – представляет собой аналог модуля Юнга, но получаемый с учетом не упругой, а полной деформации.

**Пассивная давления** – пассивная давления возникает тогда, когда стенка смещается в сторону массива. В этом случае давление на стенку со стороны массива представляет собой силу реакции массива.

**Подпорные сооружения** – специальные геотехнические конструкции или элементы других инженерных конструкций, которые должны обеспечить восприятие бокового давления от контактирующего с ним природного или техногенного грунтового массива.

**Процесс консолидации** – процесс уплотнения водонасыщенного грунта под нагрузкой во времени.

**Реология** – наука, занимающаяся изучением процессов развития деформации материалов во времени.

**Безопасная нагрузка** – это внешняя нагрузка, при которой предельное равновесие возникает только в крайних точках.



**Допускаемая нагрузка** — это нагрузка, который имеет некоторый участок повреждения.

**Модуль осадки** - представляет собой показатель, который выражает сжимающую деформацию столба грунта высотой 1 м под давлением в мм.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Braja M.Das. Principles of Geotechnical Engineering. 2010. United States. -470 p.
2. David George Price. Engineering Geology principles and practice. 2009. Springer-Verlag Berlin Heidelberg. -450 p.
3. Craig R.F. Craig's soil mechanics. London and New York, 2010. -446 p.
4. Казарновский В.Д. Основы инженерной геологии, дорожного грунтоведения и механики грунтов. (Краткий курс). –М.: 2007. -284 с.
5. Трофимов В.Т. и др. Грунтоведение. –М.: Изд-во МГУ, 2005. -1024 с.
6. Qayumov A.D. Geologiya va gruntshunoslik. –Toshkent: 2006. -169 b.
7. Kayumov A.D. Muhandislik geologiyasi va gruntshunoslik asoslari. - Toshkent: 2012. -160 b.
8. Rasulov H.Z. Gruntlar mexanikasi, zamin va poydevorlar. –Toshkent: Tafakkur, 2010. -272 b.
10. Добров Э.М. Механика грунтов. –М.: Академия, 2008. -272 с.
11. Маслов Н.Н. Основы инженерной геологии и механики грунтов. Учебник для вузов. –М.: Высшая школа, 1982. -511 с.
12. Котов М.Ф. Механика грунтов в примерах. –М.: Высшая школа, 1968. -280 с.
13. Internet materiallari.

## ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение .....	стр 3
<b>ГЛАВА I. Основы грунтоведения</b>	
1.1 Принципы оценки свойств грунтов .....	5
1.2 Показатели состав и свойства грунтов .....	11
<b>ГЛАВА II. НАПРЯЖЕННОЕ СОСТОЯНИЕ ОСНОВАНИЙ СООРУЖЕНИЙ В ГРУНТОВЫХ МАССИВОВ</b>	
2.1. Грунтовое полупространство и основание сооружения .....	29
2.2. Напряжения в грунтовом полупространстве от сосредоточенной силы для пространственной задачи .....	33
2.3. Напряжения в грунтовом полупространстве для плоской задачи ..	42
2.4. Напряжения от собственной силы тяжести .....	75
<b>ГЛАВА III. ПРОЧНОСТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ГРУНТОВ И МЕТОДЫ ИХ ОПРЕДЕЛЕНИЯ</b>	
3.1. Сопротивляемость сдвигу как показатель прочности грунтов .....	78
3.2. Сопротивление сдвигу скальных грунтов .....	81
3.3. Сопротивляемость сдвигу сыпучих грунтов .....	82
3.4. Сопротивляемость сдвигу глинистых грунтов .....	85
<b>ГЛАВА IV. НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЙ</b>	
4.1. Оценка прочности грунтовых оснований без учета нормальных напряжений .....	95
4.2. Оценка прочности грунтовых оснований с учетом роли нормальных напряжений .....	99
4.2.1. Условия прочности и устойчивости сыпучих грунтов .....	99
4.2.2. Краевая безопасная и допустимая нагрузка .....	106
4.3. Критические нагрузки на грунтовые основания .....	111

## **ГЛАВА V. МЕТОДЫ ОЦЕНКИ УСТОЙЧИВОСТИ СКЛОНОВ И ОТКОСОВ**

5.1. Метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения.....	121
5.2. Построения откоса равноустойчивого очертания .....	134
5.3. Метод горизонтальных сил .....	140

## **РАЗДЕЛ VI. ОЦЕНКА УСТОЙЧИВОСТИ ПОДПОРНОГО СООРУЖЕНИЯ**

6.1. Подпорные сооружения и их назначения .....	144
6.2. Давление грунта на подпорную стенку .....	145
6.3. Расчетные схемы для оценки степени устойчивости подпорных стенки .....	151

## **ГЛАВА VII. СЖИМАЕМОСТЬ ГРУНТОВ И ПРОГНОЗ ОСАДОК СООРУЖЕНИЙ**

7.1. Общие положения .....	154
7.2. Характеристики сжимаемости грунтов .....	155
7.3. Прогноз величины осадки сооружения .....	165

## **ГЛАВА VIII. ПРОГНОЗ РАЗВИТИЯ ОСАДОК ВО ВРЕМЕНИ**

8.1. Показатели деформируемости грунта во времени .....	180
8.2. Консолидационные зависимости для случаев отступления грунта от теории фильтрационной консолидации .....	184
8.3. Прогноз хода осадки основания во времени.....	187
8.4. Показатели реологических свойств .....	195
8.5. Прогноз изменения прочности грунта и устойчивости основания сооружения в процессе консолидации под нагрузкой от сооружения ..	197
Глоссарий .....	213
Список литературы .....	215