

ГЛАВА 4 МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ

4.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Характеристики механических свойств грунтов. В механике грунтов различают такие основные механические характеристики:

1. **Прочностные** (к ним относят угол **внутреннего трения** грунта φ , удельное сцепление c и **прочность на одноосное сжатие в водонасыщенном состоянии скальных пород** R_c).

2. **Деформационные** (к ним относят **модуль общей деформации** грунта E , **коэффициент Пуассона** ν и **модуль упругости** грунта E^y).

3. **Фильтрационные** (к ним относят **коэффициент фильтрации** грунта k_ϕ).

4. **Реологические** (к ним относят **коэффициент консолидации** грунта c_k , его **вязкость** η , **ядро ползучести** $K(t, \tau)$ и его **резольвенту** $R(t, \tau)$, **длительную прочность** и т.д.).

Ряд исследователей относит коэффициент фильтрации грунта k_ϕ к его реологическим свойствам.

Механические свойства грунтов зависят от:

- их минерального и гранулометрического состава;
- физического состояния (плотности, влажности, температуры и т.д.);
- их структурных и текстурных особенностей;
- генезиса (т.е. условий формирования грунтовой толщи).

В настоящее время существуют такие методы определения механических свойств грунта:

- прямые**;
- косвенные**;
- табличные** (в этом случае приближенные значения механических характеристик определяют по таблицам ДБН).

В свою очередь, **прямые** и **косвенные** методы определения механических свойств грунта подразделяют на **полевые**, **лотковые** и **лабораторные**.

В лаборатории испытываются образцы грунта небольших размеров. Их отбирают на площадке строительства из **шурфов**, **шурфодудок** и **скважин**. Если образцы грунта по физическому состоянию соответствуют условиям естественного залегания грунта, их называют **образцами с ненарушенной структурой**. Иногда, например, при возведении грунтовых сооружений, происходит существенное изменение свойств грунта. В этом случае испытываются специально изготовленные образцы, которые называют **образцами нарушенной структурой**. Достоинством лабораторных испытаний грунта является их низкая стоимость и

возможность проведения большого числа испытаний, а недостатком – малые размеры грунтовых образцов, в силу чего имеет место проблема учета т.н. **масштабного фактора**. В механике грунтов под **масштабным фактором** понимают влияние размеров грунтовых образцов на результаты определения механических свойств грунта.

Полевые методы определения характеристик механических свойств грунтов обычно обеспечивают наиболее полное соответствие грунта условиям его естественного залегания. В ряде случаев они являются единственным способом определения характеристик механических свойств, например, при испытаниях водонасыщенных песков, глинистых грунтов текучей консистенции, крупнообломочных грунтов, трещиноватых скальных пород в массиве и т. п.

Лотковые испытания занимают промежуточное положение между лабораторными и полевыми. В ходе их проведения обычно испытываются модели реальных зданий, сооружений и фундаментов. С их использованием обычно решают различные научные задачи. При решении практических задач лотковые испытания получили распространение в связи с т.н. **методом центробежного моделирования**.

Основные методы лабораторных испытаний грунта. Лабораторные приборы и оборудование. В ходе лабораторных испытаний моделируют то или иное напряженно-деформированное состояние грунта. В настоящее время основными методами лабораторных испытаний являются:

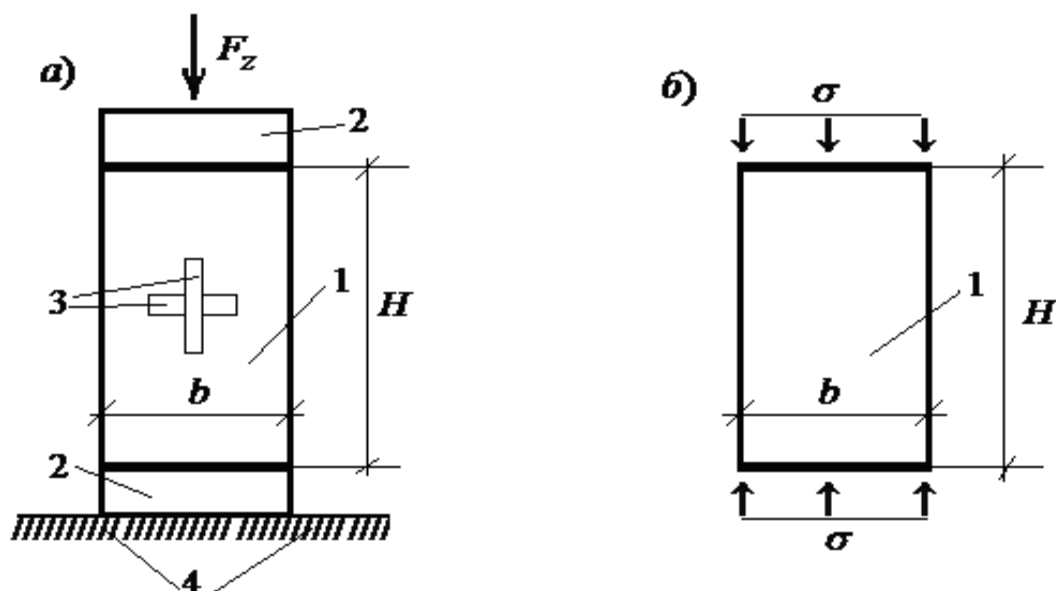


Рис. 4.1. Одноосные испытания грунта (схема): а– схема экспериментальной установки; б– расчетная схема испытаний.

1– грунтовой образец цилиндрической или призматической формы; 2– верхний и нижний металлические штампы; 3– тензодатчики для измерения вертикальной и поперечной деформации; 4– жесткое основание; b – сторона сечения квадратного или диаметр круглого образца; H – его высота; F_z – вертикальная сосредоточенная сила; σ – вертикальные напряжения

- испытания на одноосное сжатие (рис. 4.1);
- компрессионные испытания (рис. 4.2);
- испытания на приборе одноплоскостного сдвига (рис. 4.3);
- стабилметрические испытания (рис. 4.4).

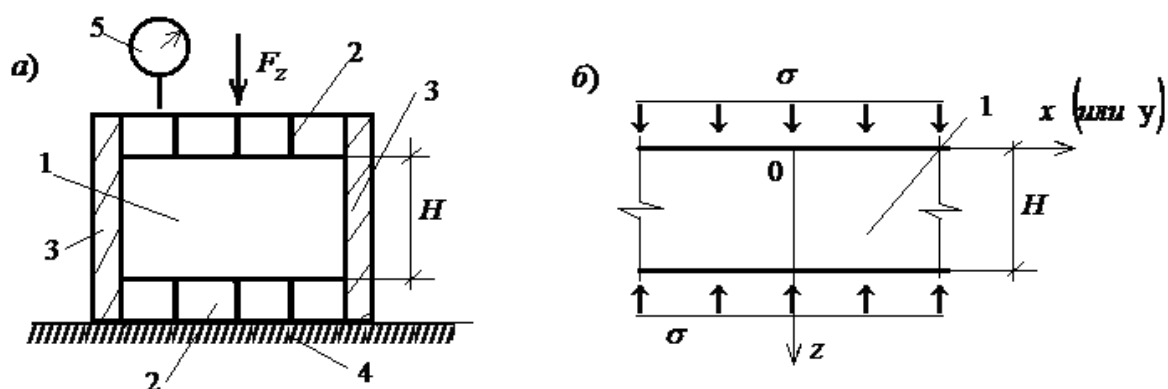


Рис. 4.2. Компрессионные испытания грунта (схема): а - схема экспериментальной установки; б - расчетная схема испытаний;

1– грунтовый образец цилиндрической формы; 2– верхний и нижний пористые металлические штампы; 3– жесткая круглая обойма; 4– жесткое основание; 5– индикатор измерения вертикальных перемещений; H – высота образца; F_z – вертикальная сосредоточенная сила; σ – вертикальные напряжения

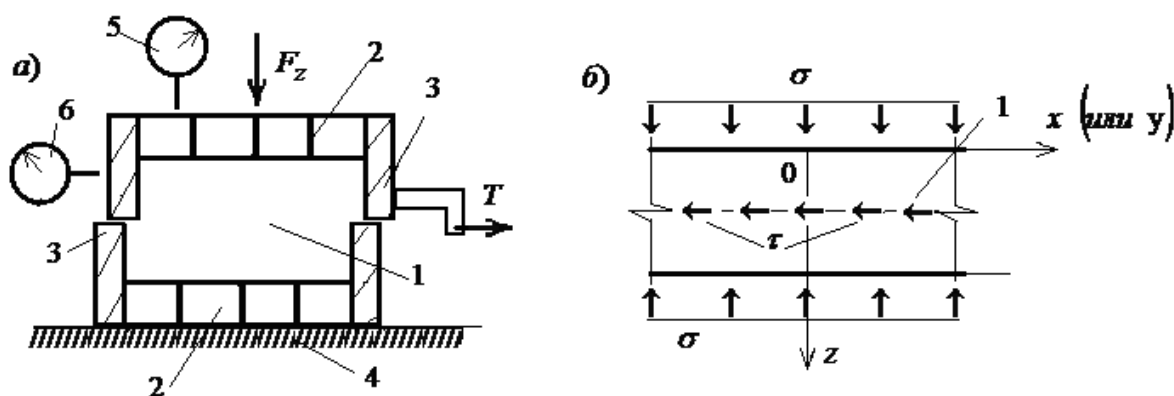


Рис. 4.3. Испытания грунта в приборе одноплоскостного сдвига (схема): а– схема экспериментальной установки; б– расчетная схема испытаний.

1– грунтовый образец цилиндрической формы; 2– верхний и нижний пористые металлические штампы; 3– жесткие круглые верхняя подвижная и нижняя неподвижная обоймы; 4– жесткое основание; 5– индикатор измерения вертикальных перемещений; 6– то же, горизонтальных; F_z – вертикальная сосредоточенная сила; T – то же, горизонтальная; σ – нормальные вертикальные напряжения; τ – то же, горизонтальные касательные

Простейшая схема испытаний– **одноосное сжатие образца** (рис. 4.1). Этот вид испытаний применяется только для прочных связных грунтов (например, скальных, мерзлых, плотных маловлажных глин и

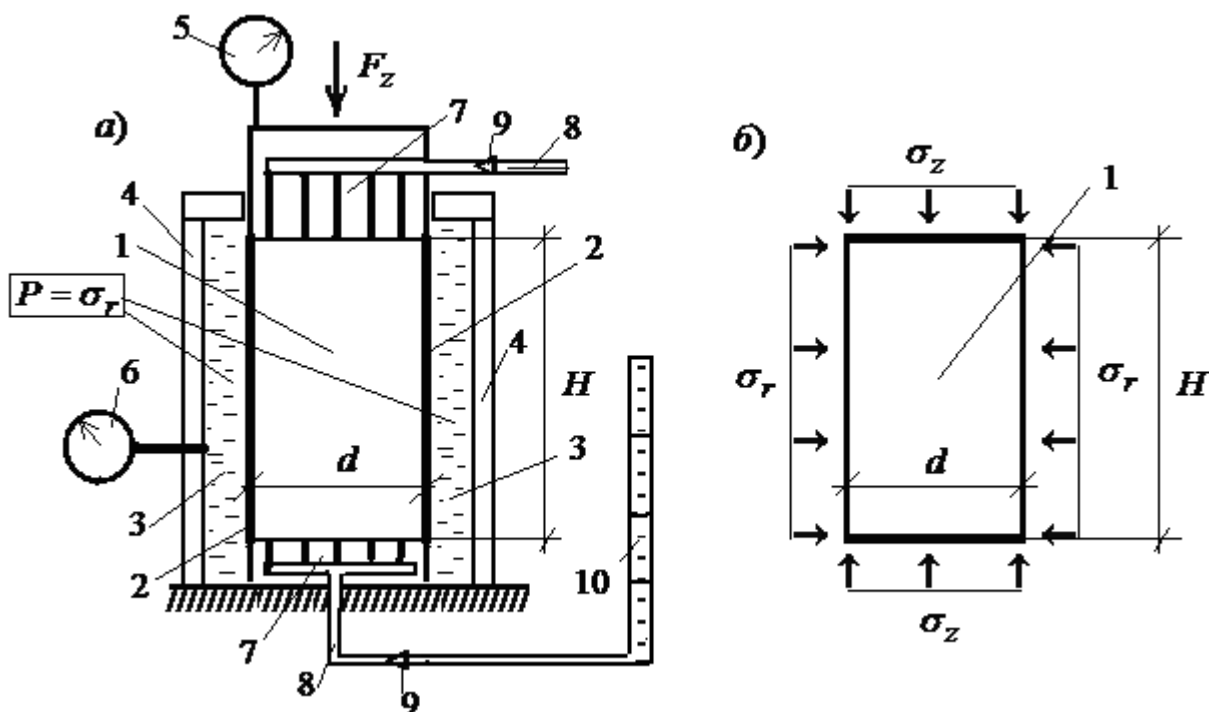


Рис. 4.4. Испытания грунта в стабилометре (схема): а– схема экспериментальной установки; б– расчетная схема испытаний.

1– грунтовой образец цилиндрической формы; 2– водонепроницаемая резиновая оболочка; 3– заполненная жидкостью камера стабилометра; 4– прозрачная оболочка; 5– индикатор вертикальных перемещений; 6– манометр; 7– верхний и нижний пористые металлические штампы; 8– трубки для отвода поровых газа и жидкости; 9– краники (необходимы для испытания грунта по "закрытой" схеме; 10– измеритель объема (волюмометр); d – диаметр круглого образца; H – его высота; F_z – вертикальная сосредоточенная сила; σ_z – вертикальные нормальные напряжения; σ_r – то же, радиальные нормальные; P – давление в камере стабилометра

т.д.). Обычно образцы имеют цилиндрическую или призматическую форму. В данном случае нормальные горизонтальные напряжения равны нулю ($\sigma_x = \sigma_y = 0$), при этом имеет место возможность неограниченного развития боковых нормальных деформаций (т.е. ϵ_x и ϵ_y).

Одноосное сжатие (или растяжение) используется для определения как деформационных, так и прочностных характеристик грунта. Его достоинством является простота и дешевизна. При этом одноосное напряженно-деформированное состояние наиболее сильно отличается от напряженно-деформированного состояния грунтовых оснований и массивов. Необходимо также отметить, что на торцах испытываемых образцов возникают касательные напряжения. Для исключения их влияния на результаты испытаний высоту образцов принимают в два и более раза большей их диаметра.

Схема компрессионных испытаний (рис. 4.2) получила наиболее широкое распространение для определения деформационных характеристик грунта. Суть испытаний заключается в следующем. Образец грунта помещают в жесткую металлическую обойму кольцевой формы. После этого к нему с использованием жесткого пористого металлического штампа прикладывается

вертикальная сила F_z . При этом в образце возникают вертикальные нормальные напряжения σ , в силу чего в результате уплотнения грунта происходит вертикальное перемещение (т.е. осадка) верхнего штампа. Отток воды из пор образца осуществляется через отверстия в штампе и днище. В данном случае горизонтальные деформации грунта равны нулю (т.е. $\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$). При этом в образце возникают нормальные горизонтальные напряжения $\sigma_x \neq 0$ и $\sigma_y \neq 0$, а на контакте грунта со стенками кольца—направленные вверх касательные.

Близкое к компрессионному напряженно-деформированное состояние возникает при уплотнении грунта под действием собственного веса (при горизонтальном напластовании), в основании плитных фундаментов (вблизи проходящей через их центр вертикали) и т.д. В условиях компрессионного сжатия можно испытывать как связные, так и сыпучие грунты.

Метод одноплоскостного сдвига (рис. 4.3) применяется для определения прочностных свойств грунта. Обычно испытания проводят в такой последовательности. Образец грунта помещается в жесткое металлическое кольцо, разрезанное на две части (верхнюю и нижнюю), между которыми имеется зазор. Прикладывая к образцу через штамп нормальную силу F_z , выполняют уплотнение грунта в условиях компрессионного сжатия до заданного состояния. Затем путем постепенного увеличения горизонтальной силы T выполняется разрушение образца. Разрушающее касательное напряжение определяют по формуле $\tau = \frac{T}{A}$, а соответствующее ему нормальное вертикальное напряжение— по формуле $\sigma = \frac{F_z}{A}$, где A — площадь поперечного сечения образца.

В природных условиях соответствующее схеме одноплоскостного сдвига напряженно-деформированное состояние возникает в том случае, когда происходит горизонтальное смещение грунтового пласта относительно остальной части основания по тонкой прослойке слабого грунта. На плоский сдвиг можно испытывать как связные, так и сыпучие грунты.

Стабилометрические испытания грунта (рис. 4.4) позволяют получать наиболее достоверные значения их механических характеристик. Это достигается за счет возможности независимого задания вертикального (σ_z) и горизонтального радиального (σ_r) напряжений. Испытания грунта в стабилометре проводят в такой последовательности.

1. На цилиндрический образец грунта 1 надевают резиновую оболочку 2.

2. После этого образец помещается в рабочую камеру прибора 3, заполненную водой или глицерином.

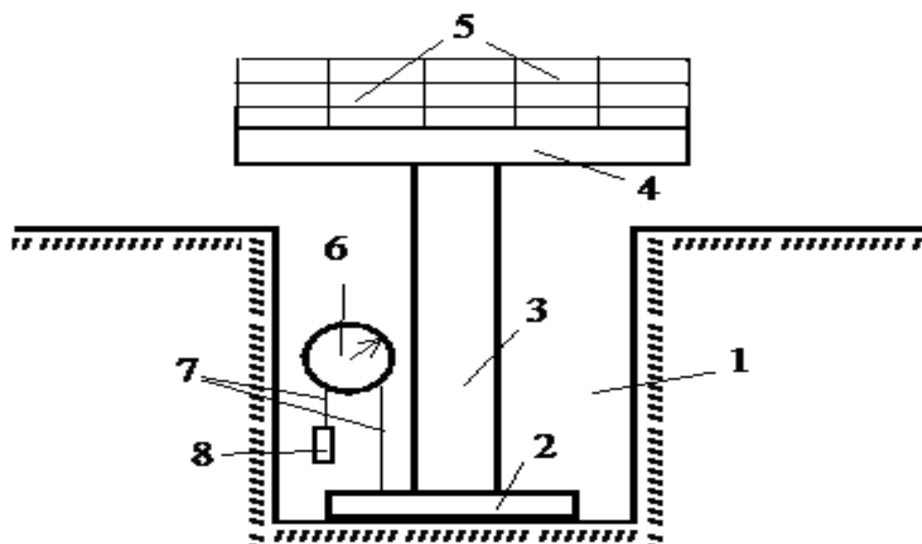


Рис. 4.5. Штамповые испытания (схема):
 1– шурф; 2– штамп; 3– стойка; 4– нагрузочная платформа; 5– грузы;
 6– индикатор перемещений часового типа; 7– струна; 8– груз

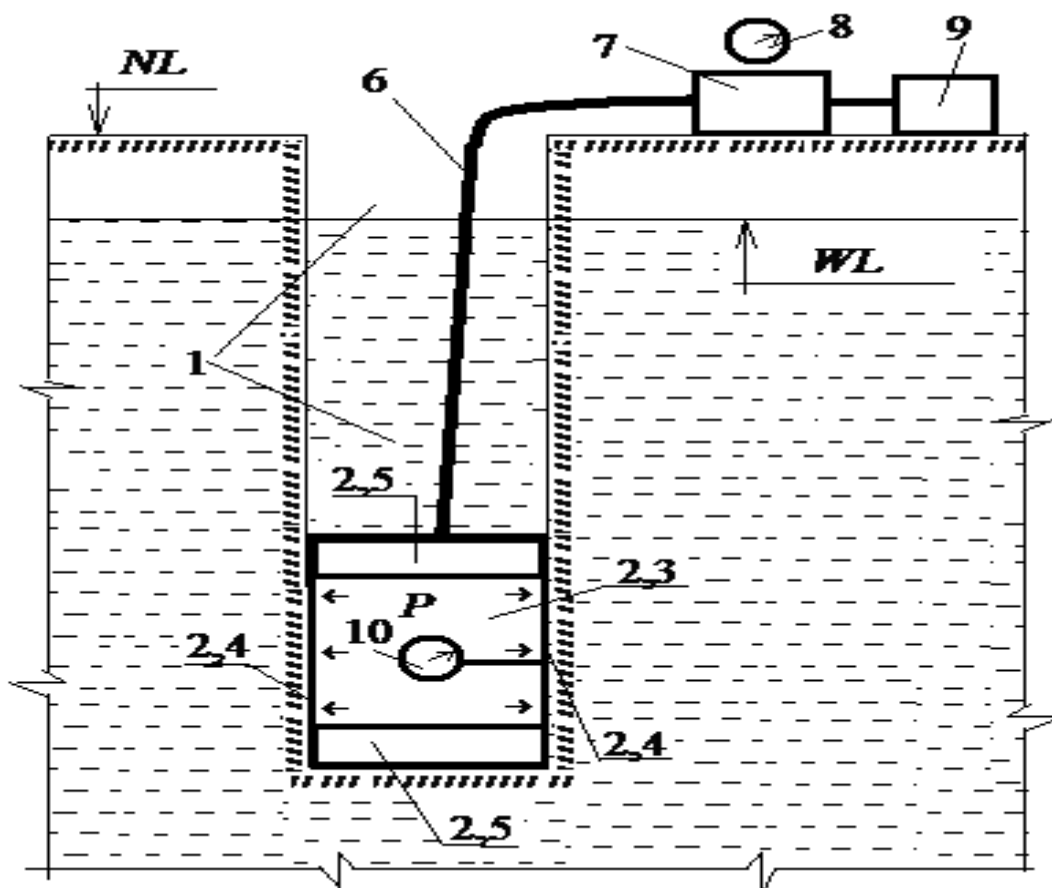


Рис. 4.6. Испытания грунта pressiометром (схема):
 1– скважина; 2– pressiометр; 3– камера pressiометра; 4– гибкая резиновая
 стенка оболочки pressiометра; 5– верхний и нижний жесткие днища
 pressiометра; 6– шланги и электрические кабели; 7– компрессор; 8– манометр; 9–
 тензометрический мост (служит для регистрации информации), 10– индикатор
 перемещений стенок pressiометра; P – давление в камере pressiометра

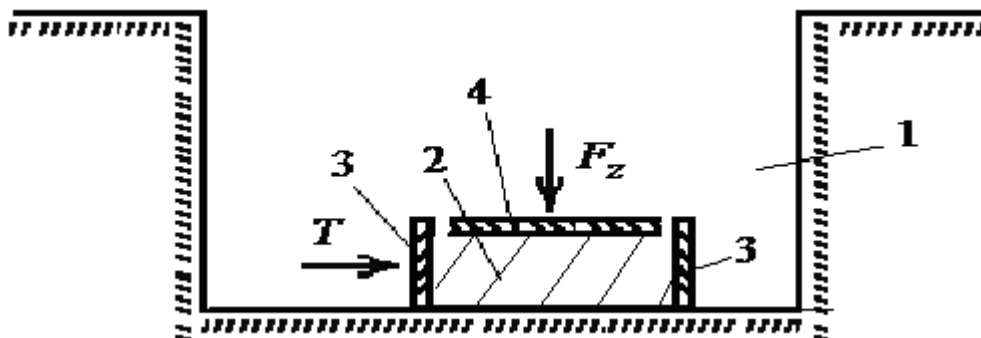


Рис. 4.7. Полевые испытания грунта на сдвиг (схема):
 1– шурф; 2– грунтовый целик (образец); 3– стальная жесткая цилиндрическая обойма; 4– жесткий штамп; 5– F_z – вертикальная сосредоточенная сила; T – то же, вертикальная

3. Нормальное напряжение $\sigma_1 = \sigma_z$ в образце создается путем приложения к штампу 7 вертикальной силы F_z .

4. Боковое напряжение $\sigma_3 = \sigma_r$ осуществляется путем создания в рабочей камере стабилометра 3 гидростатического давления. Контроль давления P в камере стабилометра производится манометром 6.

5. Для обеспечения возможности в процессе испытания грунта отжатия воды из образца или, наоборот, его насыщения водой используется система дырчатых штампа и поддона 7 с трубками 8, прикрытыми кранами 9.

6. Вертикальные деформации измеряются с использованием индикатора перемещений 5, а изменение объема образца измеряется с использованием волюмометра 10. При этом горизонтальные деформации грунта измеряются с использованием специального бинокулярного микроскопа.

В заключение отметим, что основным недостатком стабилометрических испытаний грунта являются их сложность и дороговизна. При этом они нашли широкое применение при проектировании ответственных и уникальных объектов. В стабилометре можно испытывать как **связные, так и сыпучие грунты** и определять как **прочностные, так и деформационные свойства грунта**.

Основные методы полевых испытаний грунта. Приборы и оборудование. В настоящее время основными методами лабораторных испытаний являются:

- штамповые испытания (рис. 4.5);
- прессиометрические испытания (рис. 4.6);
- полевые испытания грунта на сдвиг (рис. 4.7).

Штамповые испытания (рис. 4.5) используются для определения деформационных свойств грунта. Суть испытаний заключается в ступенчатом

нагрузении платформы 4 грузами 5, регистрации перемещений штампа с использованием прогибомеров 6 и построении с использованием полученных таким образом данных диаграммы "осадка– нагрузка". Каждая ступень выдерживается под нагрузкой до т.н. **условной стабилизации**. Наиболее достоверные результаты определения деформационных свойств грунта получают, если площадь штампа равна $5000...10000 \text{ см}^2$. При этом минимальная площадь штампов может составлять 600 см^2 . Штамповые испытания грунта выполняют в шурфах, котлованах, скважинах и дудках. Это наиболее точный способ определения модуля деформации грунта. При этом данный способ испытания весьма трудоемок и дорог. Кроме того, штамповые испытания грунта отличаются значительной продолжительностью.

Прессиометрические испытания (рис. 4.6) используются для определения прочностных и деформационных свойств грунта. Суть испытаний заключается в создании в резиновой оболочке 4 избыточного давления P и регистрации перемещения ее стенки. На основе этих данных строится диаграмма "диаметр скважины– давление в камере прессиометра", с использованием которой определяется модуль общей деформации основания.

Прессиометрические испытания грунта используют в тех случаях, когда невозможно отобрать пробы грунта, ниже уровня подземных вод и дна водоемов. Достоинствами прессиометрического метода являются его простота и универсальность, а недостатком– значительные погрешности при определении свойств оснований с **вертикальной и горизонтальной анизотропией** свойств.

Полевой метод испытания грунта на сдвиг (рис. 4.6) применяется для определения прочностных свойств грунта. По своей сути он полностью идентичен рассмотренному ранее **методу одноплоскостного сдвига**. Отличие заключается лишь в том, что размеры применяемых для полевых испытаний обойм 3 (см. рис. 4.6) могут в десятки раз превышать размеры аналогичных лабораторных приспособлений. Указанный метод испытания грунта нашел широкое применение для определения прочностных свойств **крупнообломочных** грунтов.

Режимы испытания образцов. В ходе проведения испытаний образцов грунта необходимо учитывать физические процессы, которые будут происходить в основании в процессе строительства и в ходе эксплуатации сооружения. При этом особое внимание следует уделять на такие факторы:

- характер приложенной к основанию нагрузки (статическая, циклическая, динамическая или иная);
- возможность (или невозможность) оттока воды из водонасыщенных оснований;
- возможность дополнительного увлажнения лёссовых просадочных или глинистых набухающих грунтов;
- возможность изменения температуры вплоть до оттаивания мерзлых грунтов.

Поэтому при определении механических свойств грунтов важное значение имеет **режим испытаний**.

Далее рассмотрим этот вопрос подробнее.

4.2. ХАРАКТЕРИСТИКИ ПРОЧНОСТИ ГРУНТОВ

В механике грунтов различают **хрупкое** и **пластическое** разрушение.

При **хрупком разрушении** материал теряет сплошность, в нем образуются трещины отрыва или сдвига, он распадается на части или отдельные куски. Этот процесс называют хрупким разрушением. Такой характер разрушения свойствен, например, образцам прочных скальных грунтов.

Если в процессе нагружения происходит неограниченное пластическое деформирование материала без видимого нарушения сплошности, переходящее в течение, то говорят, что имеет место **пластическое разрушение грунта**.

До настоящего времени в физике не разработана единая теория прочности, и для различных материалов используются те теории, которые показывают наилучшее соответствие результатам экспериментов.

Применительно к песчаным грунтам еще в 1773 г. французским ученым Ш. Кулоном было экспериментально установлено, что **их разрушение происходит за счет сдвига одной части грунта по другой**. При этом сопротивление растяжению в грунтах практически отсутствует.

Этим допущениям соответствует закон Мора– Кулона (3.32) и (3.33), который для случая предельного состояния может быть представлен в виде (см. также рис. 3.32):

$$\tau = (\sigma - U) \cdot \operatorname{tg}(\varphi) + c, \quad (4.1)$$

в одномерном случае и

$$\left. \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2 \cdot c \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} = \sin(\varphi), \quad \sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3 \right\} \quad (4.2)$$

в пространственном случае. Здесь τ , σ , U , σ_1 , σ_2 , σ_3 , φ и c - см. пояснения к формулам (3.32) и (3.33).

Далее остановимся на методах определения **механических прочностных характеристик**, которыми в рамках модели грунта Ш. Кулона являются **угол внутреннего трения φ** и **удельное сцепление c** .

Испытания на одноплоскостной сдвиг. Для проведения испытаний используют сдвиговый прибор (рис. 4.3).

Испытания выполняют в такой последовательности.

1. Верхнюю и нижнюю обоймы скрепляют друг с другом и помещают в них подлежащий испытанию образец грунта.

2. После этого к образцу через штамп 2 прикладывается вертикальная сила F_z .

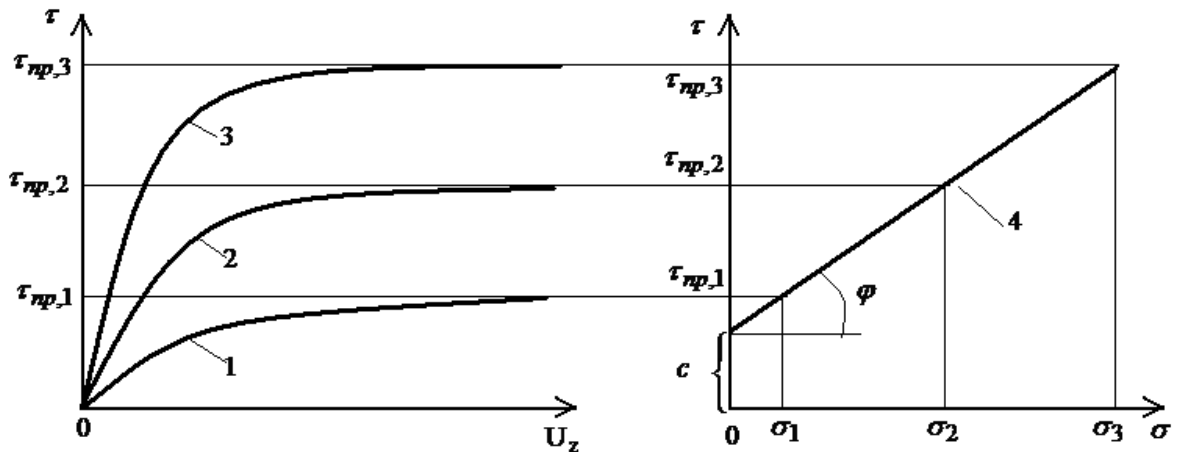


Рис. 4.8. Зависимости разрушающих касательных напряжений τ от горизонтального перемещения U_z (а) и разрушающих касательных напряжений τ от вертикальных нормальных σ (б).

1– зависимость $\tau - U_z$ при $\sigma_z = \sigma_1$; 2– то же, при $\sigma_z = \sigma_2$; 3– то же, при $\sigma_z = \sigma_3$; 4– зависимость " $\tau - \sigma$ ".

Примечание. $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$.

решают с использованием **метода наименьших квадратов**, в результате чего определяют искомые значения угла внутреннего трения φ и удельного сцепления c . Техника обработки полученных таким образом экспериментальных данных изложена в разделе 4.6.

В зависимости от скорости приложения к основанию нагрузки различают **неконсолидированный** и **консолидированный** сдвиг грунта. В первом случае грунту под воздействием вертикальной нагрузки не дают уплотниться. Если в реальных условиях возможность оттока жидкости из пор грунта исключена, то значения угла внутреннего трения φ и удельного сцепления c определяют в условиях **недренированного сдвига**. В этом случае **пористые штампы 2** заменяют **непроницаемыми**.

Недренированный сдвиг в зависимости от решаемой задачи также может быть выполнен по **неконсолидированной** или **консолидированной** схеме.

В заключение отметим, что методика **полевых испытаний грунта на сдвиг** с целью определения его прочностных характеристик полностью идентична изложенной выше. Различия заключаются в размерах испытываемого образца и способах создания вертикальной и горизонтальной нагрузки.

Испытания по схеме трехосного сжатия. Наибольшее распространение получила схема **стабилометрического нагружения грунта**. Принципиальная схема **стабилометра** показана на рис. 4.4. Определение прочностных свойств грунта выполняют в такой последовательности (см. также рис. 4.4).

Одноосные испытания. Этот вид испытаний используется для определения прочности скальных и полускальных грунтов. В данном случае искомой прочностной характеристикой является **прочность грунта на одноосное сжатие** R_c . Схемы испытаний и экспериментальной установки представлены на рис. 4.1.

Испытываются полностью водонасыщенные образцы при ступенчатом возрастании вертикальной силы F_z . Диаметр сечения цилиндрических или сторона призматических образцов обычно составляет 40...45 мм. При этом их высота должна превышать диаметр образцов в 2...3 раза. В ходе испытаний необходимо определить разрушающую вертикальную силу $F_{z,p}$. **Прочность грунта на одноосное сжатие** определяют по формуле

$$R_c = F_{z,p} / A, \quad (4.7)$$

где A – площадь сечения образца.

Отметим также, что **прочность грунта на одноосное сжатие** колеблется в пределах от 1...5 МПа (мел, слабые известняки и песчаники) до 250...300 МПа (базальты, габбро, мраморы).

Прочность грунта на одноосное растяжение R_p может быть установлена непосредственно либо прямыми, либо косвенными методами. Однако с достаточной для инженерных целей точностью прочность скальных грунтов на растяжение можно определять по формуле

$$R_p = \left(\frac{1}{10} \dots \frac{1}{20} \right) \cdot R_c. \quad (4.8)$$

В заключение отметим, что из-за трещиноватости характеристики прочности скальных грунтов R_p и R_c скальных грунтов резко уменьшаются.

4.3. МЕТОДЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ДЕФОРМАЦИОННЫХ ХАРАКТЕРИСТИК ГРУНТА

Под действием приложенных к основанию нагрузок от зданий и сооружений в грунтовых основаниях возникают **поля напряжений**, которые, в свою очередь, являются причиной возникновения **полей деформаций**. В свою очередь, деформации основания являются причиной перемещений поверхности оснований (осадки и сдвиги) и расположенных на них сооружений.

Деформации грунтов в общем случае имеют **упругий, вязкоупругий и пластический характер** и в общем случае рассчитываются с использованием **упруговязкопластической** модели грунта (см. раздел 3). Однако процесс определения входящих в эту модель **деформационных материальных констант** и расчет с их использованием полей напряжений

и деформаций в настоящее время весьма громоздок и сложен. Поэтому в механике грунтов при расчете деформаций оснований используют интегральную деформационную характеристику – **модуль общей деформации** (рис. 4.10). Суть этой характеристики заключается в том, что она является **коэффициентом пропорциональности** между напряжениями и деформациями, записанными в форме **обобщенного закона Гука** при **однократном нагружении основания**.

Иными словами, **модуль общей деформации** определяется по **ветви загрузки 1** (см. рис. 4.10) и при этом **упругие, вязкоупругие и пластичные деформации не отделяются друг от друга**. Кроме того, деформации не подразделяются на **обратимые и остаточные**.

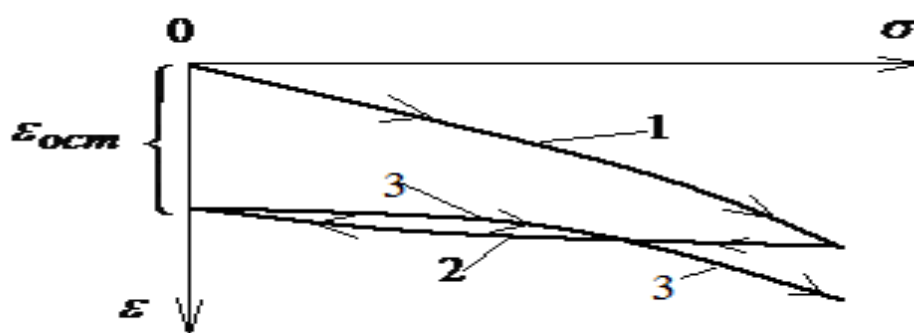


Рис. 4.10. Деформации грунтового образца при загрузке-разгрузке (схема): 1– первичная ветвь загрузки; 2– то же, разгрузки; 3– вторичная ветвь загрузки ϵ – деформация; $\epsilon_{ост}$ – то же, остаточная; σ – напряжение. Примечание. Стрелками показаны направления деформаций.

Несмотря на кажущуюся простоту, этот подход хорошо зарекомендовал себя и применяется при решении задач механики грунтов и фундаментостроения в течение многих десятилетий.

Ниже изложены основные методы определения некоторых деформационных характеристик грунта в различных приборах.

Одноосные испытания. В опытах используются образцы цилиндрической или призматической формы с диаметром или стороной поперечного сечения 40...45 мм (рис. 4.1). Торцы образца 1, которые находятся в контакте со штампами 2, делают строго параллельными друг другу и шлифуют.

Образец нагружается до величины, соответствующей $(0,3...0,5) \cdot R_c$, где $(0,3...0,5) \cdot R_c$ – **предел прочности образца грунта на одноосное сжатие**. После этого также ступенями образец полностью разгружается. Характерные экспериментальные кривые деформируемости образца скального грунта представлены на рис. 4.11.

В приборе одноосного сжатия определяют:

- модуль общей деформации E ;
- модуль упругости E^y ;
- коэффициент Пуассона ν .

При определении модулей общей деформации и упругости используют общую формулу

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon_z}, \quad (4.9)$$

где $\Delta\sigma$ и $\Delta\varepsilon$ – изменение напряжений и деформаций на рассматриваемом интервале.

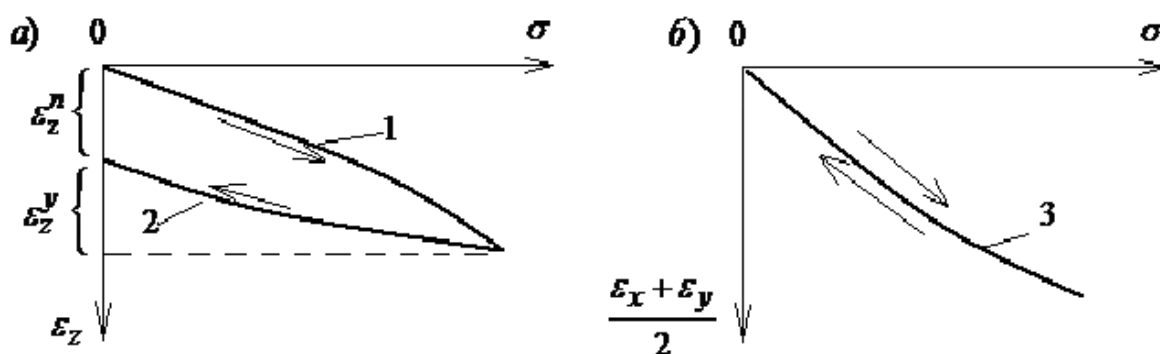


Рис. 4.11. Результаты испытания скального грунта в приборе одноосного сжатия (схема): а– зависимость вертикальных напряжений от нагрузки; б– то же, поперечных. 1– ветвь нагружения; 2– то же, разгрузки; 3– ветви нагрузки и разгрузки совпадают; ε_z^n – вертикальная пластическая деформация; ε_z^y – то же, упругая; ε_x и ε_y – поперечные деформации в направлении осей $0x$ и $0y$ соответственно. Примечание. Стрелками показаны направления деформаций

Отличие заключается в том, что в первом случае деформации принимают по ветви загрузки, а во втором – по ветви разгрузки (этим ветвям соответствуют кривые 1 и 2 на рисунке 4.11).

Для определения коэффициента Пуассона используют формулу

$$\nu = \frac{\varepsilon_x + \varepsilon_y}{2 \cdot \varepsilon_z}, \quad (4.10)$$

в которой вертикальную деформацию ε_z принимают по ветви загрузки.

Обычно величины модулей деформации образцов скальных пород изменяются от 1000...3000 МПа (известняки, алевролиты) до 100000 МПа и более (граниты, диабазы и другие прочные породы). При этом коэффициент Пуассона скальных грунтов имеет порядок 0,1...0,3.

Компрессионные испытания. Схема одометра (компрессионного прибора) показана на рис. 4.2. С использованием этого прибора определяют **компрессионные модули общей деформации и упругости грунта.** Для определения штамповых модулей деформации и упругости

используют **компрессионные модули общей деформации и упругости грунта** и корректирующие **коэффициенты Агишева**, которые зависят от вида и состояния грунта.

Испытания грунта в компрессионном приборе с целью определения его деформационных свойств, выполняют в такой последовательности.

1. Образец грунта 1, помещенный в металлическое кольцо 3, устанавливается на нижний штамп 2.

2. Сверху к образцу 1 через верхний штамп 3 с помощью загрузочного устройства (на рисунке оно не показано) отдельными ступенями прикладывается сила F_z , вызывающая в образце вертикальные сжимающие напряжения $\sigma = \frac{F_z}{A}$, где A – площадь поперечного сечения образца.

3. Осадку образца измеряют индикаторами перемещений 5, устанавливаемыми на верхнем штампе 2 одометра. Относительную деформацию определяют по формуле

$$\varepsilon = \frac{S}{h}, \quad (4.11)$$

где S – осадка, а h – высота образца в начале испытаний.

4. Каждую ступень нагрузки доводят до **условной стабилизации**.

5. После этого выполняют разгрузку образца.

Компрессионная кривая. Уплотнение и разуплотнение грунта сопровождается изменением его **коэффициента пористости**, который определяют по формуле

$$\left. \begin{aligned} e_i &= e_0 - (1 + e_0) \cdot \frac{S_i}{h} = e_0 - (1 + e_0) \cdot \varepsilon_i \text{ при загрузке образца} \\ e_i &= e_0 + (1 + e_0) \cdot \frac{S_i}{h} = e_0 + (1 + e_0) \cdot \varepsilon_i \text{ при разгрузке образца} \end{aligned} \right\}. \quad (4.15)$$

Здесь e_0 и h – соответственно начальные (до приложения нагрузки) коэффициент пористости грунта и высота образца; S_i – осадка образца после стабилизации i – той ступени нагрузки; ε_i – то же, относительная деформация.

Характерные экспериментальные кривые, получаемые в ходе испытаний грунта на компрессию, представлены на рис. 4.12.

График зависимости **коэффициента пористости** от вертикального напряжения носит название **компрессионной кривой** (рис. 4.12-в). В аналитической форме компрессионная кривая может быть представлена в виде:

$$e = -a \cdot \ln \left(\frac{\sigma}{\sigma_0} \right) + b, \quad (4.13)$$

где a, b и σ_0 – эмпирические коэффициенты (определяются методом наименьших квадратов по экспериментальной компрессионной кривой).

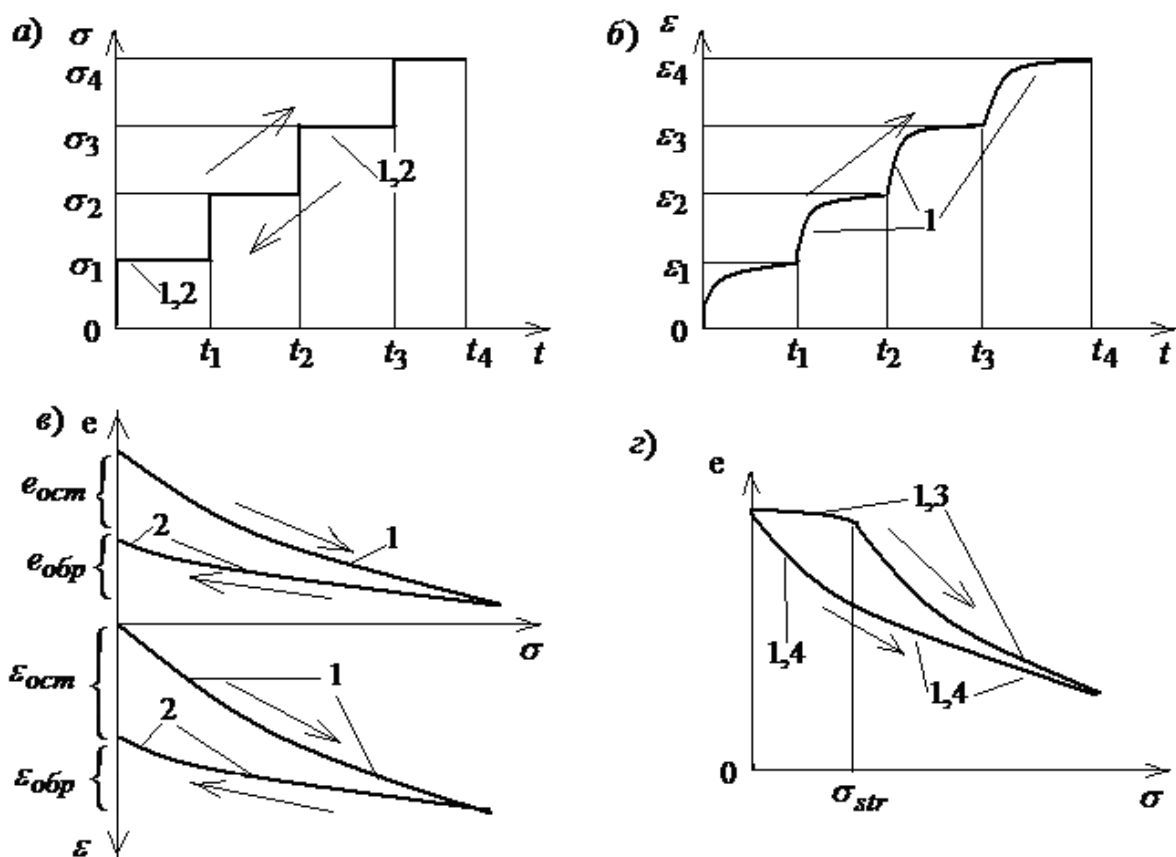


Рис. 4.12. Экспериментальные кривые, получаемые в ходе компрессионных испытаний (схема): а– зависимость "напряжение– время" при ступенчатом изменении нагрузки; б– зависимость "деформация– время"; в– зависимости "деформация– нагрузка" и "коэффициент пористости– нагрузка"; г– результаты испытаний образца нарушенной и ненарушенной структуры.

1– кривые загрузки образца; 2– то же, разгрузки; 3– результаты испытаний образца с ненарушенной структурой; 4– то же, нарушенной; $\varepsilon_{обр}$ и $e_{обр}$ – соответственно обратимые деформации и значения коэффициента пористости; $\varepsilon_{ост}$ и $e_{ост}$ – то же, остаточные; σ_{str} – структурная прочность образца

Структурная прочность грунта. Компрессионные кривые, полученные в ходе испытаний образцов нарушенной и ненарушенной структуры (рис. 4.12-г, кривые 3 и 4), при малых напряжениях отличаются существенно, а при возрастании напряжений различие между ними уменьшается. Это обусловлено влиянием на характер кривых **структурной прочности грунта** σ_{str} , причиной возникновения которой является наличие **межчастичных связей**. По мере возрастания нагрузки **происходит их разрушение** и образец по своим свойствам приближается к грунту с нарушенной структурой.

Структурная прочность различных типов грунтов может изменяться в широких пределах: от 0,01...0,05 МПа для слабых водонасыщенных глинистых грунтов до 0,15...0,20 МПа для маловлажных лёссовых грунтов.

Коэффициент сжимаемости. Компрессионный модуль общей деформации грунта. Использование для практических расчетов зависимости (4.13) неудобно ввиду ее сложности. Поэтому ее на некотором участке изменения напряжений (обычно это 0,1...0,3 МПа) заменяют отрезком прямой. Угол наклона этой прямой к оси абсцисс определяется по формуле

$$m_0 = -\operatorname{tg}\alpha = -\frac{\Delta e}{\Delta\sigma} = -\frac{e_2 - e_1}{\sigma_2 - \sigma_1} \quad (4.14)$$

и носит название **относительного коэффициента сжимаемости** (рис. 4.13).

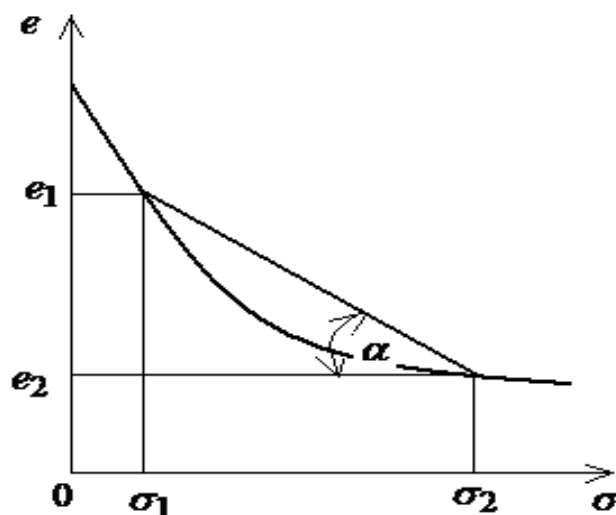


Рис. 4.13. К определению коэффициента относительной сжимаемости результатам компрессионных опытов

Здесь m_0 — **относительный коэффициент сжимаемости**; α — угол наклона секущей к оси абсцисс; e_1 и σ_1 — начальные значения соответственно коэффициента пористости и напряжения; e_2 и σ_2 — то же, конечные.

Коэффициент относительной сжимаемости служит для определения **компрессионного модуля общей деформации**. Для этой цели используется формула

$$E = \beta \cdot (1 + e_1) / m_0, \quad (4.15)$$

где E — модуль общей деформации; e_1 — начальный коэффициент пористости (рис. 4.13); m_0 — относительный коэффициент сжимаемости; β — эмпирический коэффициент, принимаемый равным:

- для пылеватых и мелких песков — 0,8;
- супесей — 0,7;
- суглинков — 0,5;
- глин — 0,4.

Компрессионный модуль упругости грунта определяется аналогичным образом, однако при этом используется ветвь разгрузки образца (т.е. кривая декомпрессии).

Определение деформационных характеристик грунта в стабилометре. Испытания в стабилометре (см. рис. 4.4) можно проводить как в условиях **компрессионного испытания**, так и по схеме **трехосного сжатия**. В первом случае кран 9 волюмометра 10 перекрывается, выполняется вертикальное нагружение образца силой F_z , после чего с помощью манометра 6 определяются возникающие в результате этого радиальные напряжения $\sigma_r = \sigma_3$. Это позволяет для любой ступени нагружения по формуле

$$\xi = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} \quad (4.16)$$

вычислить значение коэффициента бокового давления ξ и далее по формуле

$$\nu = \frac{\xi}{1 + \xi} \quad (4.17)$$

- значение коэффициента Пуассона ν .

При испытаниях по **схеме трехосного сжатия** кран 9 волюмометра 10 остается открытым. После приложения к образцу нагрузки по показаниям индикаторов рассчитывают вертикальную деформацию ε_1 , по уменьшению объема жидкости в рабочей камере 3– боковые деформации $\varepsilon_r = \varepsilon_3$, а по показаниям манометра– соответствующие им главные напряжения $\sigma_r = \sigma_3$. Определив перечисленные параметры, находят модуль объемной деформации a_v и модуль сдвига G .

Штамповые испытания грунта (рис. 4.5) выполняют с целью определения **модуля общей деформации грунта**. В ходе испытаний на платформу 4 укладывают грузы 5. При этом вертикальную нагрузку прикладывают **ступенями**. Каждую ступень нагрузки выдерживают до **условной стабилизации**. Вертикальные перемещения штампа измеряют с использованием **прогибомеров** 6 (для контроля точности измерений обычно используют несколько прогибомеров). По результатам испытаний строят график "средняя осадка– среднее давление под подошвой штампа" (рис. 4.14).

Далее определяют т.н. **предел пропорциональности**– точку, до которой экспериментальная кривая имеет прямолинейный вид. После этого **штамповый модуль общей деформации** определяют по **формуле Шлейхера**:

$$E = \omega \cdot (1 - \nu^2) \cdot \frac{\sigma_{nn} \cdot d}{S_{nn}}, \quad (4.18)$$

где E – модуль общей деформации грунта; ω – **коэффициент формы штампа** (его принимают равным $\omega = 0,79$ для штампов круглой и $\omega = 0,88$

для штампов квадратной формы); d – диаметр круглого или сторона квадратного штампа; σ_{nn} и S_{nn} – соответственно среднее давление и осадка штампа **на пределе пропорциональности**. При этом значение

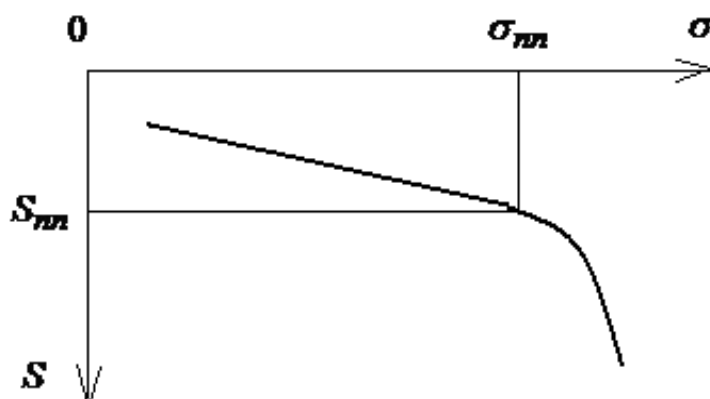


Рис. 4.14. К определению модуля общей деформации по данным штамповых испытаний.

коэффициента Пуассона принимают равным:

- $\nu = 0,27$ для крупнообломочных грунтов, гравелистых, средних и крупных песков;
- $\nu = 0,30$ для мелких, пылеватых песков и супесей;
- $\nu = 0,35$ для суглинков;
- $\nu = 0,42$ для глин.

В заключение отметим, что штамповый метод определения модуля общей деформации грунта является самым точным.

При определении модуля общей деформации **прессиометрическим методом** (рис. 4.6) испытания грунта выполняют в такой последовательности. В скважину 1 на проектную глубину погружают прессиометр 2. После этого в его камере 3 с использованием компрессора 7 создают избыточное давление P . Горизонтальные перемещения стенки прессиометра 4 регистрируют с использованием индикатора перемещений 10, а показатели индикатора выводят на тензометрический мост 9.

На первом этапе испытаний путем создания избыточного давления P_0 в камере стабилметра восстанавливают первоначальный диаметр скважины d_0 (после завершения бурения стенки скважины 1 оплывают). Далее в соответствии с планом испытаний осуществляют ступенчатое загрузку основания. По результатам испытаний строят диаграмму вида "диаметр скважины– давление в камере стабилметра" (рис. 4.15).

Далее определяют т.н. **предел пропорциональности**– точку, до которой экспериментальная кривая имеет прямолинейный вид. После этого **модуль общей деформации** определяют по **формуле**

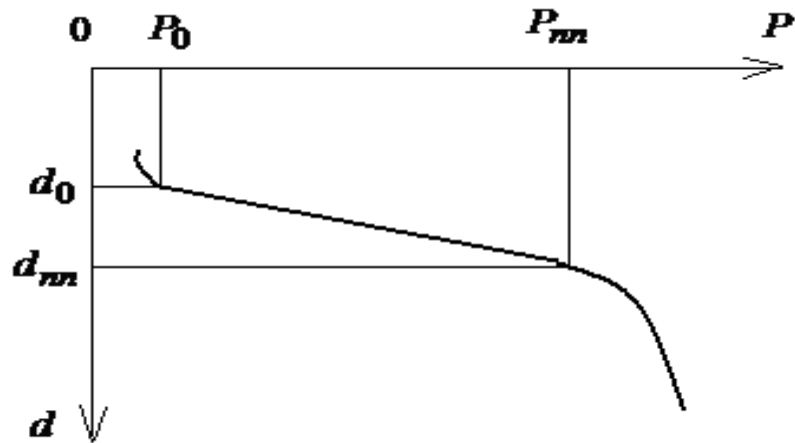


Рис. 4.15. К определению модуля общей деформации по данным прессиометрических испытаний грунта.

$$E = k \cdot d_0 \cdot \frac{\Delta p}{\Delta d} = k \cdot d_0 \cdot \frac{P_{nn} - P_0}{d_{nn} - d_0}, \quad (4.19)$$

где E – модуль общей деформации грунта; k – коэффициент пропорциональности (его принимают по специальным таблицам); d_0 и P_0 – проектные диаметр скважины и соответствующее ему давление в камере стабилметра соответственно; d_{nn} и P_{nn} – то же, на пределе пропорциональности; Δp – соответственно разность давления на пределе пропорциональности и начального давления; Δd – то же, начального диаметра скважины и диаметра на пределе пропорциональности.

В заключение отметим, что прессиометрический метод определения деформационных свойств грунта применяется во всех тех случаях, когда нет возможности отбирать образцы грунта для лабораторных испытаний.

4.4. ВОДОПРОНИЦАЕМОСТЬ ГРУНТОВ

Физические представления. Под водопроницаемостью понимают способность грунта пропускать через свои поры сплошной поток воды. Водопроницаемость грунтов зависит от их пористости, гранулометрического и минерального состава, градиента напора. В механике грунтов рассматривают ламинарное движение воды, которое подчиняется закону Дарси (3.37).

Напомним, что коэффициент пропорциональности k_f в уравнении (3.37) называют коэффициентом фильтрации. Он численно равен скорости фильтрации воды в грунте v при градиенте напора $i=1$ и имеет размерность см/с, м/сутки или см/год.

Далее остановимся на методике определения коэффициента фильтрации грунта (рис. 4.16). Его определяют по формуле

$$k_{\phi} = \frac{864 \cdot V_w}{t_m \cdot A \cdot T \cdot J}, \quad (4.20)$$

где k_{ϕ} – коэффициент фильтрации; V_w – объем профильтрованной через грунт воды (в см^3); 864 – переходный коэффициент (из $\text{см}/\text{с}$ в $\text{м}/\text{сутки}$); t_m – средняя продолжительность фильтрации по данным нескольких испытаний; A – внутренняя площадь фильтрационного цилиндра; $T = 0,7 + 0,03 \cdot T_w$ – поправочный коэффициент для приведения результатов определения коэффициента фильтрации к температуре воды $t = 10^0 \text{ C}$; T_w – температура, при которой определяется коэффициент фильтрации; J – градиент напора.

Суть испытаний заключается в измерении объема проходящей через грунт жидкости V_w при заданном значении градиента напора J за некоторое время и обработке полученных таким образом данных с использованием формулы (4.20).

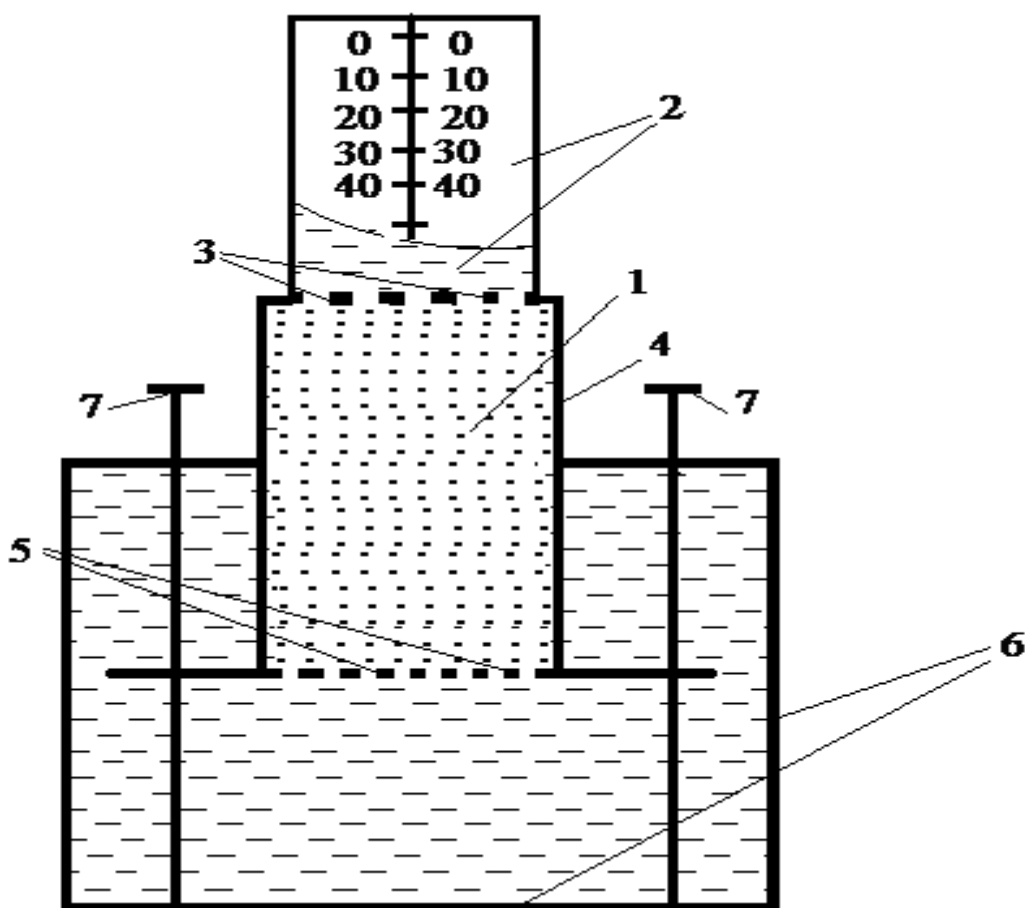


Рис. 4.16. Прибор для определения коэффициента фильтрации (схема): 1– грунтовый образец; 2– мерный стеклянный баллон со шкалой (предназначен для измерения расхода фильтрующей жидкости); 3– латунная сетка; 4– фильтрационный цилиндр; 5– перфорированное дно фильтрационного цилиндра; 6– корпус прибора; 7– подъемные винты.

Коэффициент фильтрации для различных грунтов имеет порядок:

$$\begin{aligned} - k_{\phi} &\approx 1 \frac{\text{см}}{\text{с}} \text{ для крупнообломочных грунтов;} \\ - k_{\phi} &\approx 1 \dots 10^{-2} \frac{\text{см}}{\text{с}} \text{ для песчаных грунтов;} \\ - k_{\phi} &\approx 10^{-2} \dots 10^{-3} \frac{\text{см}}{\text{с}} \text{ для супесей;} \\ - k_{\phi} &\approx 10^{-3} \dots 10^{-7} \frac{\text{см}}{\text{с}} \text{ для суглинков;} \\ - k_{\phi} &\approx 10^{-7} \dots 10^{-9} \frac{\text{см}}{\text{с}} \text{ для глин.} \end{aligned} \quad (4.21)$$

В ряде случаев фильтрация в основании начинается после превышения градиентом давления некоторой величины, которую называют **начальным градиентом давления**. Этим свойством обладают **плотные глины**.

Движение воды в грунтах в ряде случаев сопровождается процессами **механической суффозии и кольматации**.

Под **суффозией** понимают вынос движущимся потоком из основания мелких частиц грунта.

Напротив, **кольматация**— это закупорка пор основания мелкими частичками грунта.

Вследствие **суффозии** повышается пористость грунта и как следствие— ухудшаются его строительные свойства. При этом **кольматация** дренажных систем приводит к постепенному их выходу из строя.

4.5. КОСВЕННЫЕ МЕТОДЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ДЕФОРМАЦИОННЫХ И ПРОЧНОСТНЫХ ХАРАКТЕРИСТИК ГРУНТОВ

В практике изысканий для строительства в ряде случаев используются т.н. **косвенные методы** определения свойств грунтов, основными из которых являются **методы статического и динамического зондирования**. Суть зондирования заключается в определении величины сопротивления погружению в грунт инвентарного **наконечника-зонда** на глубину, превышающую его размеры. Различают статическое и динамическое зондирование.

Динамическое зондирование производится путем забивки или ударно-вращательного погружения в грунт зонда из колонки штанг также с коническим наконечником. При этом **определяется показатель зондирования N** , равный числу ударов, необходимых для погружения зонда на 10 см и **энергия зондирования W** . С использованием этих параметров и эмпирических коэффициентов **определяют удельный вес, прочностные и деформационные свойства грунта**.

Статическое зондирование заключается в медленном вдавливании в грунт с помощью домкратов стандартного зонда—

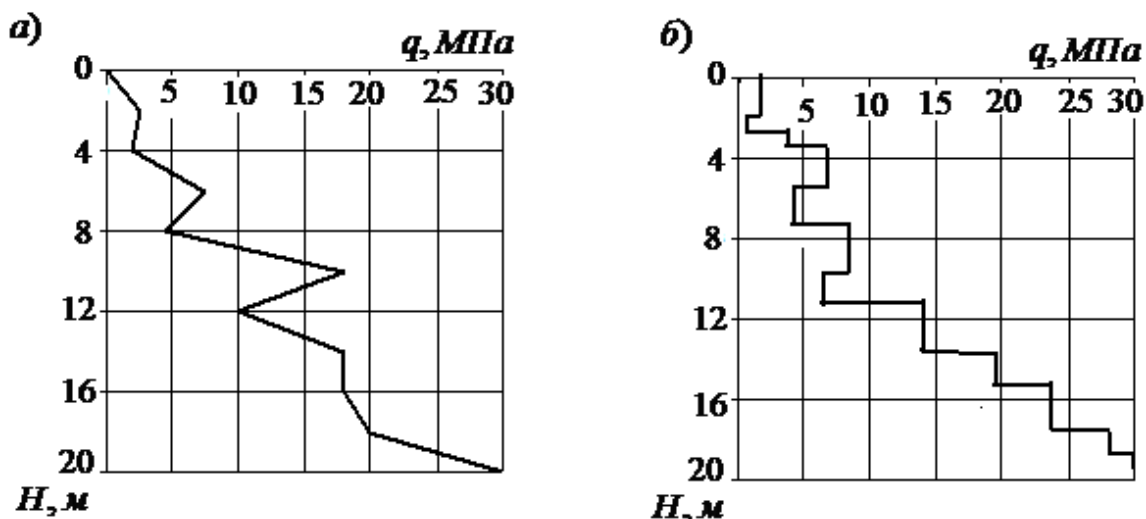


Рис 4.17. Графики статического (а) и динамического (б) зондирования грунтов основания (схема)

конического наконечника с углом при вершине 60° . В ходе испытаний измеряют **удельное сопротивление погружению конуса зонда q_c** (МПа) и строят график изменения этой величины по глубине исследуемой толщи грунта (рис. 4.17, б). Модуль общей деформации грунта определяют по формулам:

$$\left. \begin{aligned} E &= 3 \cdot q_c \text{ (для песчаного грунта)} \\ E &= 7 \cdot q_c \text{ (для глинистого грунта)} \end{aligned} \right\} \quad (4.22)$$

При этом прочностные характеристики пылевато-глинистых грунтов по данным статического зондирования определяют с использованием эмпирических формул вида:

$$\varphi = \arctg(0,045 \cdot q_c + 0,26); \quad c = 0,011 \cdot q_c + 0,125.. \quad (4.23)$$

В заключение отметим, что методы зондирования обычно используют при проектировании и устройстве свайных фундаментов.

4.6. НОРМАТИВНЫЕ И РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ГРУНТОВ

Необходимость статистического анализа экспериментальных данных обусловлена **разбросом свойств грунта и погрешностями испытаний**.

В механике грунтов рассматривают **две задачи** определения **нормативных и расчетных свойств грунта**.

Первая задача может быть сформулирована так. В ходе испытаний получены n значений искомой характеристики грунта (например, удельного веса грунта γ). Требуется определить ее нормативные и расчетные значения.

В этом случае поступают так.

1. По формуле

$$\bar{X} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n X_i \quad (4.24)$$

определяют среднее арифметическое значение искомой величины \bar{X} . Здесь n - число испытаний (объем выборки); X_i - частное значение искомой характеристики.

2. После этого по формуле

$$S_{dis} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\bar{X} - X_i)^2}{n}} \quad (4.25)$$

определяют **смещенную оценку среднего квадратичного отклонения**.

3. После этого выполняется проверка на предмет нахождения в выборке данных с грубым отклонением от среднего значения. Исключению из выборки подлежат все частные значения искомой величины, удовлетворяющие неравенству (их называют отскоками):

$$\left| \bar{X} - X_i \right| > \nu \cdot S_{dis} \quad (4.26)$$

Здесь ν - **статистический критерий**, который следует определять по таблице 4.1.

4. Если **отскоки** отсутствуют, для определения **нормативной характеристики** используют формулу

$$X^H = \bar{X}, \quad (4.27)$$

где X^H – нормативное значение искомой характеристики, а \bar{X} – ее среднее значение, определенное по формуле (4.24).

Если **отскоки** имеют место, то соответствующие им частные значения искомой характеристики X_i исключают из выборки и процесс определения нормативной характеристики повторяют для нового числа испытаний n_1 , причем $n_1 < n$.

Таблица 4.1. Значения статистического критерия ν

Число определений	ν	Число определений	ν	Число определений	ν
6	2,07	13	2,56	20	2,78
7	2,18	14	2,60	25	2,88
8	2,27	15	2,64	30	2,96
9	2,35	16	2,67	35	3,02
10	2,41	17	2,70	40	3,07
11	2,47	18	2,73	45	3,12
12	2,52	19	2,75	50	3,16

5. Расчетное значение искомой характеристики грунта X^P определяют по формуле

$$X^P = \frac{X^H}{\gamma_g}, \quad (4.28)$$

где γ_g – коэффициент безопасности по грунту.

6. Коэффициент безопасности по грунту определяют по формуле

$$\gamma_g = \frac{1}{1 \pm \delta}, \quad (4.29)$$

где δ - **доверительный интервал** (характеризует область вокруг среднего значения определяемой характеристики). В формуле (4.29) знак "плюс" или "минус" следует принимать таким образом, **чтобы было обеспечено невыгоднейшее значение определяемой характеристики**. Например, если удельный вес грунта используется для определения сдвигающих сил, то в формуле (4.29) следует принимать знак "плюс". При этом если удельный вес грунта используется для определения удерживающих сил, то в формуле (4.29) следует принимать знак "минус".

6. **Доверительный интервал δ** определяют по формуле

$$\delta = \frac{t_\alpha \cdot V}{\sqrt{n}}, \quad (4.30)$$

где t_α – коэффициент, принимаемый по табл. 4.2 в зависимости от числа испытаний n и заданного интервала вероятности α . Здесь:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_A = \sqrt{\frac{1}{n-1} \cdot \sum_{i=1}^n (\bar{X} - X_i)^2}; \quad V = \frac{\sigma_A}{X^H}. \end{aligned} \right\} \quad (4.31)$$

Вторая задача определения **расчетных и нормативных** характеристик грунта может быть сформулирована так.

Таблица 4.2. Значения коэффициента t_α

Число определений $n-1$ или $n-2$	t_α при α равном		Число определений $n-1$ или $n-2$	t_α при α равном		Число определений $n-1$ или $n-2$	t_α при α равном	
	0,85	0,95		0,85	0,95		0,85	0,95
2	1,34	2,92	9	1,10	1,83	16	1,07	1,75
3	1,25	2,35	10	3,10	1,81	17	1,07	1,74
4	1,19	2,13	11	1,09	1,80	18	1,07	1,73
5	1,16	2,01	12	1,08	1,78	19	1,07	1,73
6	1,13	1,94	13	1,08	1,77	20	1,06	1,72
7	1,12	1,90	14	1,08	1,76	30	1,05	1,70
8	1,11	1,86	15	3,07	1,75	40	1,05	1,68

Экспериментальные параметры q и x связаны с подлежащими определению характеристиками грунта a и b зависимостью вида

$a + b \cdot x = q$. В ходе проведения n испытаний получена **переопределенная** система из n линейных алгебраических уравнений вида

$$\left. \begin{array}{l} a + b \cdot x_1 = q_1; \\ a + b \cdot x_2 = q_2; \\ \dots\dots\dots \\ a + b \cdot x_i = q_i; \\ \dots\dots\dots \\ a + b \cdot x_n = q_n. \end{array} \right\}. \quad (4.32)$$

Требуется определить нормативные и расчетные значения характеристик a и b .

К (4.32) виду приводятся системы (4.3) и (4.4). Для этого в (4.3) следует положить $c = a$, $tg\varphi = b$, $\sigma = x$, $\tau_i = q_i$, а в (4.4) — $\sigma_{1,i} + \sigma_{3,i} = x_i$ и $\sigma_{1,i} - \sigma_{3,i} = q_i$. В этом случае имеет место такой алгоритм.

1. По формулам:

$$\left. \begin{array}{l} \Delta = n \cdot \sum_{i=1}^n x_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n x_i \right)^2; \\ a^H = \frac{\sum_{i=1}^n q_i \cdot \sum_{i=1}^n x_i^2 - \sum_{i=1}^n x_i \cdot \sum_{i=1}^n q_i \cdot x_i}{\Delta}; \\ b^H = \frac{n \cdot \sum_{i=1}^n q_i \cdot x_i - \sum_{i=1}^n q_i \cdot \sum_{i=1}^n x_i}{\Delta} \end{array} \right\}. \quad (4.33)$$

определяют нормативные значения определяемых характеристик a^H и b^H .

2. Расчетные значения a^P и b^P определяют по формулам:

$$\left. a^P = \frac{a^H}{\gamma_g}; \quad u \quad b^P = \frac{b^H}{\gamma_g} \right\}, \quad (4.34)$$

где γ_g - коэффициент безопасности по грунту.

3. Коэффициент безопасности по грунту определяют по формуле (4.29).

4. Поскольку решается **вторая задача**, доверительные интервалы определяемых величин δ определяют по формулам:

$$\left. \delta_b = t_\alpha \cdot V_b; \quad \delta_a = t_\alpha \cdot V_a \right\}, \quad (4.35)$$

где t_α — коэффициент, принимаемый по табл. 4.2 в зависимости от числа испытаний n и заданного интервала вероятности α . Здесь:

$$\left. \begin{aligned}
 V_b &= \frac{\sigma_b}{b^H}; & V_a &= \frac{\sigma_a}{a^H}; \\
 \sigma_b &= \sigma_q \cdot \sqrt{\frac{n}{\Delta}}; & \sigma_a &= \sigma_q \cdot \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n x_i^2}{\Delta}}; \\
 \sigma_q &= \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i \cdot b^H + a^H - q_i)^2}{n-2}}; & \Delta &= n \cdot \sum_{i=1}^n x_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n x_i \right)^2.
 \end{aligned} \right\} \quad (4.36)$$

В заключение отметим, что при расчетах по первой группе предельных состояний (т.е. по несущей способности) расчетные характеристики следует определять при доверительной вероятности $\alpha = 0,95$. Этим характеристикам присваивают индекс "I" (например, c_I, φ_I, γ_I и т.д.). Если расчет выполняется по второй группе предельных состояний (т.е. по деформациям), то расчетные характеристики следует определять при доверительной вероятности $\alpha = 0,85$. Этим характеристикам присваивают индекс "II" (например, $c_{II}, \varphi_{II}, \gamma_{II}$ и т.д.).