МИНИСТЕРСТВО ТРАНСПОРТНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

ВСЕСОЮЗНЫЙ ОРДЕНА ОКТЯБРЬСКОЙ РЕВОЛЮЦИИ
НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ
ТРАНСПОРТНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

УТВЕРЖДАЮ
Зам директора института
Н. Б. СОКОЛОВ
25. 07. 1985 г.

# МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ОПРОБОВАНИЮ И ИНЖЕНЕРНОЙ ОЦЕНКЕ МЕЛОВЫХ И МЕРГЕЛИСТЫХ ГРУНТОВ

Одобрены Главтранспроектом

Москва 1985

gost.e-ecolog.ru

# ПРЕДИСЛОВИЕ

В Методических рекомендациях рассмотрены особенности состава, сложения, состояния и свойств меловых и мергелистых грунтов, а также характер взаимодействия их в основаниях дорожных сооружений, откосах и в теле насыпей. Особое внимание обращено на технологию опробования меломергелистых грунтов, полевые и лабораторные испытания и инженерную оценку их строительных качеств.

Методические рекомендации разработаны в лаборатории инженерной геологии и геофизики отделения изысканий и проектирования железных дорог канд.техн.наук Б.Л.Юровским при участии кандидатов техн.наук Ю.Д.Дубнова, А.М.Горелика, канд.геогр.наук А.Л.Ревзона, канд. геол.-минерал.наук О.В.Куцнашвили, инженеров Т.П.Минаевой, Л.Г.Молозевой, Б.Ч.Биневича, В.В.Земскова, Е.Е.Мелешиной, техников С.М.Палашной, И.М.Матлиной, А.И.Милютиной, Е.Ю.Хорошиловой.

В проведении опытно-производственных работ приняли участие инженеры В.М.Лаптий (Харгипротранс), Г.Б.Книжник (Киевгипротранс), М.С.Шавлохов, А.А.Королев (Мосгипротранс), Р.С.Сигуа, Ш.Г.Глонти, Ш.А.Минадзе (Кавгипротранс).

Замечания и предложения просьба направлять по адресу: 129329, Москва, ул.Кольская, д.1, ЦНИИС.

Зав. отделением изысканий и
проектирования железных дорог А.М.Козлов

1.5. На основании данных, полученных в результате выполненных работ на стадии изысканий для составления схемы генерального плана линии, следует составить заключение следующего содержания:

сведения о задачах, составе, объемах и методах выполненных работ во всех районах по каждому направлению дороги;

краткая характеристика физико-географических условий каждого района, его инженерно-геологической изученности и инженерно-геологических условий в целом;

описание инженерно-геологических условий;

районирование территории по направлениям дороги.

К заключению следует приложить:

обзорные карты-схемы районов;

карты фактического материала, на которые наносят данные рекогносцировки и наземного обследования;

результаты отдешифрированных космоаэрофотоснимков;

журналы рекогносцировки, геофизических и буровых работ;

каталоги карстовых воронок и других карстовых форм, планы и разрезы свежих провалов, таблицы и графики распределения воронок и провалов по величине;

то же для оползней;

карты-схемы рельефа карстующихся пород, наземной и подземной закарстованности, оползневой и суффозионной деятельности.

1.6. По результатам работ для стадии проекта надлежит представить материалы:

текстовые;

описание точек наблюдений наземного обследования;

каталог буровых скважин и точек геофизических исследовании;

обобщенные и расчетные данные лабораторных исследований горных пород и вод, таблицы и графики, характеризующие состав подземных и русловых вод и горных пород;

опытных откачек и режимных наблюдений;

краткий отчет о геофизических работах (материалы геофизических исследований: каталоги карстовых форм, таблицы и графики распределения воронок, провалов и оползней по величине, таблицы и графики с количественной и качественной характеристиками систем трещин);

графические;

карты фактического материала;

геологическая, геоморфологическая и гидрогеологическая карты;

карта рельефа оползней и кровли карстующихся пород, карты агрессивности подземных вод по отношению к карстующимся породам;

карта наземной и подземной закарстованности;

карта инженерно-геологического районирования по условиям, характеру и степени развития карста, оползней и пр.;

инженерно-геологические карты по району и участкам переходов, составленные по материалам инженерно-геологической съемки;

продольные инженерно-геологические профили по всем вариантам трассы, мостового перехода, тоннельного пересечения и поперечные разрезы;

инженерно-геологические разрезы под основания защитных и регуляционных сооружений;

геолого-геофизические разрезы;

рекомендации по конструктивным решениям железнодорожных сооружений, их защите и охране окружающей среды.

1.7. Для разработки рабочей документации изыскания в районах выполняют:

в случае изменения ранее принятых проектных решений;

при разработке генсхемы мостового перехода, путепровода, тоннельного пересечения, застройки площадки станции, жилого поселка только к стадии рабочего проектирования;

по притрассовой автомобильной дороге;

в местах проектирования новых, не предусмотренных проектом, зданий и сооружений;

на объектах строительства, когда требуется уточнить поставленные ранее инженерно-геологические прогнозы и корректировать ранее разработанную документацию.

1.8. Состав, содержание и объемы изысканий должны быть достаточными для обоснования новых проектных решении на уровне не только не ниже, чем в проекте, но и выше за счет:

укрупнения масштабов съемок в местах индивидуального проектирования земляного полотна, на средних и больших мостовых переходах и путепроводах, тоннельных пересечениях и площадках до масштаба 1:500;

сгущения геофизических и разведочных сетей и применения более широкого комплекса геофизических методов по усмотрению главного геолога и геофизика;

применения дополнительных гидрогеологических и гидрологических исследований режимных и стационарных наблюдений;

использования результатов авторского надзора за строительством.

1.9. Инженерно-геологические съемки на обходах тоннельных участков мостовых переходов заливов и водохранилищ должны быть такими же, как и выполняемые на стадии проекта по основной трассе.

Инженерно-геологические исследования к рабочей документации для сооружения тоннелей следует производить с целью детализации карстовых условий. В состав работ надлежит включить бурение разведочных скважин, режимные наблюдения, опытные исследовательские и камеральные работы. Основным видом инженерно-геологических изысканий следует считать опережающую разведку с применением бурения горизонтальных скважин из забоя тоннеля (2-3 скважины) и геофизических методов. Получаемые данные служат для уточнения прогнозов условий проходки.

## 2. ОПРОБОВАНИЕ МЕЛОВЫХ И МЕРГЕЛИСТЫХ ГРУНТОВ

### Особенности разведочных работ

2.1. Объем разведочных работ, план расположения выработок и методика их проведения должны быть направлены на выявление природной изменчивости и степени неоднородности инженерно-геологических условий. На начальных стадиях изысканий при изучении инженерно-геологических условий определяющими факторами являются структурная геология, геоморфология и гидрогеология.

### План разведочных работ

2.2. Впоследствии различия и степень неоднородности инженерно-геологических условий отдельных участков определяют план разведочных работ. На участках со сложными инженерно-геологическими условиями разведочную сеть сгущают вдоль максимальной изменчивости условий [1, 2].

На стадии детальных исследований (рабочая документация) в полной мере подлежит учету неоднородность состава, состояния и свойств отдельных разностей, слоев, зон и пачек горных пород в плане и в разрезе. На этой стадии, когда окончательно определяют и оценивают условия строительства, производят выбор естественного основания сооружений, определяют глубину их врезки, устойчивость, устанавливают обобщенные и расчетные показатели свойств горных пород; план разведочных работ основывается в значительной степени на учете именно этих факторов. При этом наряду с пространственной геологической неоднородностью необходимо учитывать расположение сооружений и степень их ответственности. Объем разведочных работ в данном случае определяют на основании учета совместного влияния как геологических факторов, так и расположения сооружений, их размеров, типов и степени ответственности. В соответствии с решаемыми

задачами разведочные работы осуществляют, главным образом, с помощью бурения скважин и проходки горных выработок и сопровождают отбором образцов и проб горных пород, а также опытными работами и режимными наблюдениями.

2.3. Достоверность и детальность изучения инженерно-геологических условий зависят также от пространственного расположения разведочных выработок, т.е. густоты разведочной сети. При изысканиях для линейных сооружений разведочные линии ориентируют по трассам вариантов, которые через определенные расстояния пересекают разведочными поперечниками. Если элементы рельефа имеют значительные уклоны, горные породы - тектонические нарушения, а зоны дробления имеют крутое падение, разведочные линии целесообразно ориентировать вкрест их простирания, причем, если поверхности и зоны ослабления ориентированы в направлении, неблагоприятном относительно действующих сил, разведка должна выполняться по этим характерным направлениям и сечениям. На участках, аномальных по условиям залегания пород, степени их трещиноватости, тектонической нарушенности, с зонами и поверхностями ослабления часто возникает необходимость в проведении групп выработок вне разведочных линий. Отметим, что план расположения разведочных выработок должен корректироваться в соответствии с расположением сооружений, их габаритами.

2.4. Детальность разведки должна повышаться последовательно от более редкой разведочной сети к более плотной, до надежного и однозначного решения задач, связанных с проектированием и строительством определенных сооружений. Контролем и средством, позволяющим так решать задачи, является непрерывный анализ получаемых материалов (в том числе и тех, которые получены при выполнении других видов геологических работ - съемочных, геофизических и др.), построение геологических разрезов, планов, карт и других материалов в процессе всей разведки. Такая организация исследований позволяет управлять процессом разведки, предвидеть, в какой точке и на какой глубине должны быть вскрыты

те или иные породы, контакты, зоны и поверхности ослабления и т.д., и надежно решать поставленные задачи.

2.5. *Глубина, на которую должны изучаться инженерно-геологические условия территории,* строительной площадки или участка определяется геологическим строением, структурно-тектоническими особенностями их, глубиной залегания, распространением, условиями питания и разгрузки подземных вод; глубиной врезки в толщу горных пород проектируемых сооружений и их расположением; глубиной распространения зоны влияния сооружений, инженерных работ и технологических процессов; глубиной распространения тех или иных явлений, связанных с развитием геологических процессов.

2.6. На начальных стадиях инженерных изысканий, когда главной задачей является региональное изучение инженерно-геологических условий территорий, их районирование и типизация, выбор первоочередного района для более детальных исследований, глубина разведки полностью определяются этой стадией изысканий, т.е. необходимостью изучения стратиграфии и глубины залегания коренных пород, их структурно-тектонических особенностей, распространения и мощности четвертичных отложений, распространения подземных вод и геологических процессов и т.д. На этой стадии точки и профили геофизических наблюдений и измерений, отдельные опорные буровые скважины и горные выработки должны дать сведения о геологическом строении изучаемой территории до глубины десятков метров.

2.7. На детальных стадиях изысканий, когда устанавливают места расположения сооружений, их тип, глубину врезки, устойчивость, условия производства строительных и горных работ глубина разведки определяется зоной взаимодействия сооружения со средой. Последняя зависит от глубины распространения дополнительных сжимающих напряжений от сооружений; глубины и площади распространения зоны разгрузки и разуплотнения горных пород на участках эрозионных врезов, котлованных и горных работ; глубины и расстояний, до которых наблюдаются изменение и нарушение природного режима подземных

вод (скорости и направления движения, расходов, гидростатического и гидродинамического давления, минерализации и химического состава, подтопление территории и т.д.); глубины и расстояний, до которых наблюдается распространение значительных, т.е. имеющих практическое значение, обратимых и необратимых деформаций горных пород при сотрясениях, вызываемых эксплуатацией сооружений, взрывными работами и др. Глубина разведки определяется также глубиной и распространения тех или иных явлений, связанных с развитием геологических процессов (карст, оползневые, просадочные и др.), а также явлений, связанных с подработкой территорий, осушением, водопонижением и др.

2.8. Решение различных практических и научных задач не всегда зависит от глубины разведки. Очень часто сложные и ответственные задачи, связанные, например, с изучением геологических процессов и явлений, решаются с помощью бурения мелких скважин и проходки неглубоких шурфов.

## Бурение скважин при инженерных изысканиях

2.9. При инженерно-геологических исследованиях бурение скважин должно обеспечивать:

изучение всего геологического разреза независимо от мощности слоев, прослоек, линз горных пород, пересекаемых скважиной, т.е. полноту разреза;

точное установление положения геологических границ, пересекаемых скважиной, - контактов, поверхностей наслоения, сланцеватости, положения слабых прослоек, трещин, пустот, мерзлых пород, водоносных горизонтов и др.;

минимальную нарушенность естественного сложения, влажности и вообще физического состояния горных пород, извлекаемых из скважины в виде керна и образцов, для полной и достоверной их характеристики и оценки;

возможность отбора проб горных пород с любой глубины для изучения их состава, строения и физико-механических свойств;

возможность выполнения комплекса наблюдений за изменением физического состояния горных пород по глубине, за появлением и установившимся уровнем подземных вод, верхней и нижней границ мерзлых пород;

производство в скважинах опытных работ для изучения свойств горных пород и водоносных горизонтов;

использование скважин для организации режимных и стационарных наблюдений за режимом грунтовых вод, деформациями горных пород и пр.

Следует подчеркнуть, что каждая скважина является разведочной и поэтому ее следует использовать для получения полной и всесторонней информации об инженерно-геологических условиях изучаемого участка.

2.10. При инженерно-геологических изысканиях наиболее целесообразными являются колонковый и ударно-канатный способы бурения скважин станками УПБ-25, УГБ-50М, УРБ-ГА, УПБ-15М, ЛБУ-50, Д-5-25 и др. Наиболее оптимальный начальный диаметр скважин 168, конечный 108 мм. В отдельных случаях (карст коренных пород) оправданным надо считать бурение скважин начальным диаметром 219 и 273 мм [3, 4] .

Для получения керна, образцов и проб грунтов хорошего качества необходимо особое внимание обращать на крепление скважин обсадными трубами и выбор оптимальной длины рейса. Крепление скважин уменьшает зашламованность керна, обеспечивает безаварийность бурения, позволяет более точно фиксировать глубину появления подземных вод и установившиеся их уровни, а также число, положение и мощность водоносных горизонтов и зон. Оптимальной длиной рейса следует считать такую высоту сбрасывания инструмента, при которой монолит грунта получается заданных размеров, а увеличение высоты сбрасывания не увеличивает работу погружения бурового снаряда.

## Проходка горных выработок

2.11. В составе разведочных работ при инженерных изысканиях большую роль играют горные работы. Горные выработки позволяют получать наиболее точные и достоверные геологические данные. Когда необходимо установить степень точности и достоверности геологических данных, получаемых, например, при съемке, разведке геофизическими методами или при бурении скважин, то их сравнивают с данными, получаемыми при проходке горных выработок, так как при соблюдении определенных условий их проведения и документации эти данные являются практически абсолютно точными и достоверными.

На начальных стадиях изысканий наиболее часто делают закопушки, расчистки, канавы, неглубокие шурфы и дудки. На стадиях детальных изысканий проходят более глубокие шурфы и дудки, а при проектировании таких ответственных сооружений, как тоннели - штольни и шахты.

2.12. Горные работы при инженерных изысканиях применяют в следующих случаях: геоморфологические и геологические условия благоприятны для проходки неглубоких выработок (закопушек, расчисток, канав, мелких шурфов и дудок), проходка которых не вызывает больших трудностей, не требует применения сложного оборудования и технических средств, но резко повышает эффективность геологических работ; при выполнении обычных изысканий для различных видов строительства необходим контроль за точностью и достоверностью геологических данных, получаемых при выполнении других видов работ, и отбор проб горных пород лучшей сохранности естественного сложения и физического состояния для исследования их физико-механических свойств; горные выработки при этом используют также для выполнения в них опытных работ; при проектировании ответственных сооружений необходимо, кроме уточнения и контроля получаемых геологических данных, решать специальные задачи - выделять зоны и подзоны выветривания, зоны съема пород и врезки сооружений, зоны разуплотнения горных пород, интенсивность их трещиноватости, закарстованности, прослеживать крупные

тектонические нарушения, производить в этих выработках различные опытные работы с целью изучения прочностных и деформационных свойств горных пород, измерения их естественного напряженного состояния и др.

2.13. К проходке разведочных горных выработок при инженерных изысканиях необходимо предъявлять определенные требования. Ее следует вести так, чтобы получать точные сведения о геологическом разрезе и условиях залегания горных пород, поверхностей и зон ослабления, тектонических разрывов и нарушений, достоверные данные о физическом состоянии горных пород; производить отбор проб горных пород при сохранности естественного сложения и физического состояния; производить в горных выработках различные опытные работы; иметь возможность оценивать устойчивость горных пород, условия их эффективной проходки и крепления, строительную категорию и крепость, а также возможность апробирования новых способов, методов и средств при выполнении строительных и горных работ. Для этого следует проходить разведочные горные выработки по определенному графику с остановками, с ограничениями для производства взрывных и других работ, нарушающих состояние пород и искажающих геологические данные.

### Отбор проб образцов грунтов

2.14. Отбор проб горных пород производят для определения их физико-механических свойств, которые являются мерой их строительных качеств при использовании грунтов как среды, материала или основания железнодорожных сооружений и их комплексов при проектировании строительных работ, рационального использования геологической среды и ее охраны.

Горные породы в массиве имеют поверхности и зоны ослабления, резко выраженные текстурные признаки (слоистость, сланцеватость, полосчатость и др.), различное напряженное состояние в зависимости от положения в геологической структуре. Они нарушены тектоникой, значительно и неравномерно трещиноваты и выветрелы.

2.15. Данные полевых инженерно-геологических наблюдений и исследований необходимо получать для характеристики и оценки скальных и полускальных горных пород. Основой изучения в этом случае должны быть структурно-петрографические и структурно-тектонические методы исследований. Именно они имеют решающее значение для инженерно-геологической оценки условий строительства различных сооружений и их устойчивости. В этом состоит существенная особенность и сложность инженерно-геологического изучения скальных и полускальных горных пород.

2.16. Данные лабораторных исследований физико-механических свойств этих пород следует применять для расширения их характеристики, уточнения некоторых полевых данных, но они не могут существенно изменить полевую оценку места расположения сооружений, условия их строительства и устойчивость. Следовательно, данные лабораторных исследований физико-механических свойств скальных и в известной мере полускальных горных пород имеют важное, но подчиненное значение.

В отличие от скальных для многих типов полускальных пород (аргиллиты, мергели, глинистые известняки и песчаники и др.) и для всех других групп горных пород, а также для пород особого происхождения, состава и свойств данные лабораторных исследований физико-механических свойств следует применять более широко.

2.17. Опробование должно производиться преимущественно тех групп горных пород, для которых данные лабораторных исследований физико-механических свойств имеют важное или решающее значение при их оценке. Поэтому пробы из скальных пород отбирают главным образом для петрографического изучения и получения общей сравнительной оценки их физико-механических свойств (плотность, пористость, водопоглощение, водонасыщение, предел прочности при одноосном сжатии, морозоустойчивость) либо для оценки их качеств как строительного, облицовочного материала, щебня для бетона, балласта и др. Полную характеристику и оценку их прочности, дефор-

мируемости, водопроницаемости и устойчивости можно производить только по данным специальных полевых опытных работ.

При опробовании необходимо стремиться к тому, чтобы каждая проба была представительной, т.е. в максимальной степени отражала характерные особенности состава, строения, состояния и свойств изучаемых толщ, слоев, зон, пачек и разностей горных пород, Анализ, обобщение и определение расчетных характеристик грунтов позволяет с заданной степенью достоверности (в зависимости от стадии проектирования, ответственности сооружений) распространить значения характеристик на весь исследуемый объект и обеспечить таким образом представительность полученной расчетной модели.

Отбор образцов следует производить в соответствии с ГОСТ 12071-72 и ГОСТ 21153.0-75.

## 3. ИЗУЧЕНИЕ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИХ СВОЙСТВ ГРУНТОВ

3.1. Физико-механические свойства грунтов имеют важное значение для проектирования и строительства сооружений, так как от расчетных показателей прочности и сжимаемости основания в значительной степени зависит выбор типа, размера и конструкции сооружения, а следовательно, объемы земляных, скальных и бетонных работ. Поэтому физико-механические свойства грунтов исследуются на всех этапах и стадиях проектирования, причем детальность этих работ возрастает по мере конкретизации и детализации проектных решений.

3.2. При составлении схемы развития сети исследования грунтов проводят в основном с целью получения классификационных характеристик, позволяющих с помощью метода аналогий охарактеризовать их показатели прочности и сжимаемости. При изысканиях для выбора варианта наряду с классификационными характеристиками выполняют лабораторные исследования показателей прочности и сжимаемости грунтов, а после выбора варианта

проводят также полевые исследования этих свойств. На всех этапах изысканий выполняют исследования грунтов для оценки их пригодности в качестве строительных материалов.

Исследования физико-механических свойств грунтов должны сопровождаться изучением их петрографического, минералогического и в отдельных случаях химического состава, а также изучением структурно-текстурных особенностей. Знание вещественного состава и структуры грунтов необходимо для определения и оценки их инженерно-геологических свойств.

Для классификации грунтов исследуют обычно небольшое число проб с выполнением в лаборатории определений согласно табл. 1.

Таблица 1

| Наименование определения | Виды грунтов | | |
|---|---|---|---|
| | скальные | песчаные | пылеватые и глинистые |
| Классификационные определения | | | |
| Гранулометрический состав | – | + | + |
| Влажность | + | + | + |
| Плотность частиц | + | + | + |
| Плотность сложения | + | + | + |
| Пластичность | – | – | + |
| Прочность на одноосное сжатие | + | – | + |
| Петрографический состав | + | + | + |
| Дополнительные определения расчетных показателей | | | |
| Сопротивление сдвигу | + | + | – |
| Угол естественного откоса | – | + | – |
| Показатели деформационных свойств: | | | |
| набухание и усадка | – | – | + |
| просадочность | – | + | + |
| модуль упругости | + | + | – |
| модуль деформации | + | + | – |
| коэффициент отпора | + | – | – |
| коэффициент Пуассона | + | – | – |
| суффозионное выщелачивание | – | + | – |

Продолжение табл. 1

| Наименование определения | Виды грунтов | | |
|---|---|---|---|
| | скальные | песчаные | пылеватые и глинистые |
| Водопоглощение и водонасыщение | + | + | + |
| Коэффициент фильтрации | + | + | + |
| Содержание солей | + | + | + |

Для получения расчетных показателей физико-механических свойств грунтов, которые будут служить основанием или средой для сооружений, проводят всесторонние исследования как в лабораторных, так и в полевых условиях. Примерный перечень этих исследований приведен в табл. 1.

3.3. Изучение грунтов складывается из следующих этапов: определение количества и размещения точек опробования различных инженерно-геологических элементов, отбор проб для лабораторных исследований и подготовка грунта для полевых опытов; выполнение исследований; обработка результатов исследований.

Количество образцов, которые должны быть исследованы в пределах каждого инженерно-геологического элемента, не может быть строго регламентировано. В зависимости от стадии проектирования, размеров и значения каждого инженерно-геологического элемента для проектируемого сооружения количество образцов может изменяться от 5 до 30. Количество полевых опытов для каждого характерного участка основания сооружения, тоннеля и других элементов изменяется обычно от 1 до 5, так как эти опыты сложны по своей организации.

3.4. Методика исследований физических свойств грунтов является стандартной, и при изысканиях для строительства они выполняются в соответствии с действующим Перечнем [5]. При испытаниях грунтов необходимо учитывать их анизотропное строение. В осадочных породах анизотропность наиболее часто определяется слоистостью. Так, например, аллювиальные, озерные и некоторые морские осадки нередко содержат глинистые прослои, обла-

дающие низкими показателями сопротивления сдвигу и сжимаемости. В скальных породах анизотропность вызывается ослаблением пород в поверхностной зоне разгрузки и выветривания, а также может быть связана с наличием системы трещин напластования или тектонических нарушений.

Поскольку методы исследования скальных и нескальных грунтов имеют свои особенности, они рассматриваются отдельно.

## А. Исследования нескальных грунтов

3.5. При проектировании сооружений на нескальных основаниях в результате исследований грунтов должны быть даны следующие их расчетные характеристики: коэффициент трения $tg\varphi$ ; сцепление $C$ , МПа; модуль деформации $E$ , МПа; начальный коэффициент пористости $e_н$ , коэффициент бокового расширения $\mu$ , коэффициент фильтрации $K_ф$ , м/сутки, коэффициент консолидации $C_v$ .

### Определение сопротивления сдвигу

3.6. Показатели сопротивления сдвигу грунтов $tg\varphi$, $C$ определяются методами среза образцов грунтов с ненарушенной структурой в лабораторных и полевых приборах, а также методом сдвига штампов по грунтам, находящимся в естественном залегании.

Исследования прочности грунта в приборах прямого сдвига и с помощью сдвига штампов дают возможность определить сопротивления сдвигу $\tau$ , МПа, при различных значениях нормального давления $P$ , МПа, и построить график функциональной зависимости $\tau = f(P)$. Эта зависимость в небольшом интервале значений нормального давления условно принимается прямолинейной и выражается уравнением Кулона

$$\tau = P tg\varphi + C. \qquad (1)$$

Угловой коэффициент этой прямой используется в расчетах как показатель трения, а параметр $C$ - как показатель сцепления.

3.7. Испытания грунтов в лабораторных условиях являются наиболее простыми и массовыми. Для получения надежных результатов необходимо выбирать такие приборы и схемы проведения опыта, которые в наибольшей степени моделировали бы состояние, условия залегания и работу грунта в основании данного сооружения.

Так, например, для расчетов устойчивости сооружений по схеме "плоского сдвига" достоверные результаты могут быть получены при проведении опытов в приборах прямого сдвига, наиболее полно моделирующих этот процесс. Эти опыты наиболее правильно отражают также анизотропное строение грунта, так как по ним можно определить сопротивление сдвигу по напластованию грунтов и по трещинам. В тех случаях, когда в оценке устойчивости сооружения главную роль играет выпор грунта из-под фундамента, наиболее правильную характеристику показателей прочности может дать испытание грунта в стабилометре.

В силу этих обстоятельств при лабораторных исследованиях сопротивления сдвигу грунтов, залегающих в основании сооружений, применяются главным образом приборы прямого сдвига. Следует, однако, иметь в виду, что возможность моделирования работы грунта в этих приборах ограничивается неопределенностью режима порового давления и изменением напряженного состояния грунта в процессе испытаний на сдвиг за счет уплотнения нормальной нагрузкой [6 - 9].

Поскольку при испытаниях грунта на приборах прямого сдвига не измеряют поровое давление и расчет показателей сопротивления сдвигу $\varphi, C$ производят по суммарным напряжениям, опыты рекомендуется проводить по такой схеме, которая отвечает наиболее неблагоприятному периоду работы основания или тела сооружения [10, 11].

3.8. Схемы испытания грунта различаются по предварительной подготовке и по продолжительности сдвига.

По условиям подготовки глинистого грунта к опыту при нагрузках до 10 МПа возможны следующие варианты: без подготовки (в естественном состоянии), полное насыщение водой с сохранением естественной плотности сухого грунта, неограниченное набухание образца, уплотнение его под нагрузкой, предварительное уплотнение грунта до полной консолидации под нагрузками, действующими при сдвиге. По продолжительности опыта могут быть сдвиги: быстрый, ускоренный, замедленный и медленный.

Наиболее распространенные схемы испытания глинистых грунтов в приборах прямого сдвига, учитывающие состав и состояние грунта, условия его работы и консолидации, приведены ниже.

## Схемы испытаний грунтов на сдвиг

3.9. При консолидированно-дренированном медленном испытании (КД) грунт предварительно выдерживают под заданными нагрузками до завершения процесса консолидации по ГОСТ 12248-78 и "медленно" срезают. При сдвиге по этой схеме поровое давление отсутствует и при предварительном уплотнении образца, и при сдвиге. Результаты испытания характеризуют прочность, которую грунт приобретает после длительного процесса эксплуатации сооружений. Ее рекомендуется учитывать главным образом в проектах реконструкции дорожных сооружений и расчетах нормативного давления. Глинистые грунты должны иметь показатель текучести $I_L \leq 1$, коэффициенты пористости для супесей и суглинков $e \leq 1$ и для глин $e \leq 1,5$.

3.10. При неконсолидированно-недренированном (быстром) испытании (НН) сдвигающие усилия прикладывают сразу же после приложения нормального давления по ГОСТ 12248-78. Грунт разрушается без изменения первоначальной плотности и влажности. При приложении как нормальных, так и сдвигающих напряжений в поровой воде возникает избыточное давление, которое и обеспечивает неизменность плотности и влажности. Испытывать сле-

дует водонасыщенные глинистые грунты при степени влажности $S_r \geq 0,85$ и $I_L \geq 0,5$, время сдвига при этом испытании не должно превышать 2 мин. Испытания характеризуют ожидаемую прочность пород в начальный период строительства.

3.11. В процессе неконсолидированно-дренированного испытания (НД) в отличие от схемы КД образцы грунта медленно срезают без предварительного уплотнения при естественной или заданной плотности и влажности. Результаты испытаний характеризуют прочность грунта в случае медленного роста нагрузок, например, для расчета устойчивости косогора при возведении на нем сооружения.

3.12. При консолидированно-недренированном испытании (КН) в отличие от схемы НН под действием нормальных нагрузок образец доводят до состояния полной стабилизации, затем производят быстрый сдвиг, при этом поровое давление появляется только на втором этапе испытаний. Испытания характеризуют прочность грунтов, консолидация которых закончена, при быстром приложении сдвигающих нагрузок (например, расчет устойчивости улавливающей стены в период камнепада).

3.13. Если в процессе испытаний по схеме НД происходит выжимание грунта в зазор срезывателя, рекомендуется переходить на ускоренное испытание, уменьшая время среза.

Если при испытании по схеме КН наблюдается хрупкий скол образца, следует переходить на замедленное испытание, увеличивая время среза до 40 мин.

3.14. При испытаниях грунтов нарушенного сложения рекомендуется принимать плотность скелета в зависимости от нормируемой степени уплотнения, а влажность - соответствующую этой плотности по левой ветви кривой стандартного уплотнения. Результаты испытаний используют для проектирования насыпей и подушек при возможности длительного подтопления.

3.15. Учитывая условия предварительного водонасыщения, следует производить водонасыщение при неизмен-

ном объеме образца грунта под арретиром, если давление набухания меньше веса сооружения и бытового давления;

в условиях свободного набухания при моделировании работы откосов насыпей и выемок;

при нагрузках, действующих при сдвиге, если давление набухания больше суммы веса сооружения и бытового давления.

3.16. Схемы исследования, а также нагрузки, при которых должно производиться испытание, назначаются лицом, ответственным за рекомендуемые расчетные показатели. В тех случаях, когда встречаются затруднения при выборе схемы испытаний грунта и при необходимости испытать грунт под большими нагрузками, составляющими 20-50 МПа, перед массовыми опытами должны проводиться методические исследования.

Специальные схемы разрабатывают также для изучения ползучести грунтов, которая характеризуется развитием во времени пластических деформаций без роста напряжений. При разработке этих схем необходимо учитывать следующее. Если действующее напряжение меньше предела ползучести грунтов, то происходит уменьшение напряжений без существенных деформаций. Если действующее напряжение превышает предел ползучести, то возникают незатухающие пластические деформации, заканчивающиеся разрушением грунта.

3.17. Исследования сопротивления сдвигу нескальных грунтов могут проводиться на полевых приборах типа РПС с площадью среза 1 225 $см^2$, приборах ЦНИИСа, Гидропроекта, Маслова. Приборы РПС нашли особенно широкое применение при исследованиях крупнообломочных грунтов, так как они не могут быть достаточно хорошо исследованы на образцах небольшого размера. Установка позволяет проводить исследования образцов породы размером 35х35х30 см при вертикальной нагрузке до 0,5 МПа. Размер крупных включений в образце не должен превышать 80 мм. Схема проведения опыта в большом приборе не имеет принципиальных отличий от схемы

испытаний грунта в лабораторных приборах с диаметром образца 70-80 мм.

### Определение модуля деформации грунтов

3.18. Характеристики деформируемости грунтов, используемые для расчета осадок сооружений определяются компрессионными испытаниями образцов грунтов в лабораторных приборах. Расчетная компрессионная кривая для каждого инженерно-геологического элемента определяется на основе средних характеристик сжимаемости отобранных из него образцов грунта.

При построении расчетной компрессионной кривой за начальный коэффициент пористости принимается средневзвешенная расчетная величина коэффициента пористости, полученная для каждого инженерно-геологического элемента по образцам с ненарушенной структурой.

Модуль деформации $E$ определяют по расчетной компрессионной кривой на рассматриваемом диапазоне изменения нагрузки по формуле

$$E = \frac{1-\mu-2\mu^2}{1-\mu} \cdot \frac{(1+e_1)(P_2-P_1)}{e_1-e_2} \cdot \qquad (2)$$

Для уточнения величины модуля деформации рекомендуется проводить полевые испытания грунтов методом опытных нагрузок на штампы и наблюдения за глубинными реперами.

3.19. Схема проведения компрессионных испытаний глинистых грунтов в лабораторных приборах зависит от задач, поставленных перед исследованиями, и характера взаимодействия основания с сооружением. Схема испытаний устанавливается программой изысканий и указывается при передаче образцов в лабораторию. В настоящее время разработаны типовые схемы компрессионных испытаний глинистых грунтов для транспортного строительства. В особых случаях должны разрабатываться

специальные схемы, учитывающие особенности взаимодействия сооружения с основанием.

Типовыми схемами компрессионных испытаний глинистых грунтов предусматриваются следующие определения: сжатие от природного коэффициента пористости, набухание от природного коэффициента пористости, сжатие после предварительного набухания, набухание после предварительного уплотнения, сжимаемость просадочных грунтов, сжимаемость засоленных грунтов, сжимаемость грунтов нарушенного сложения.

## Трехосные испытания

3.20. Испытания грунтов методом трехосного сжатия производят в стабилометрах, которые рекомендуется применять:

в случае испытания неоднородного грунта с явно выраженной слоистостью или макроагрегатностью, причем сдвиг в стабилометре происходит по слабейшей поверхности разрушения; по этой же причине в стабилометре следует определять контактный вид прочности, что имеет большое значение при рассмотрении устойчивости оползней;

при испытании грунтов, имеющих включения крупнее 0,5 мм, так как в сдвиговом приборе неизбежно заклинивание этих частиц между обоймами;

при испытании водонасыщенных грунтов, если в сдвиговом приборе происходит выжимание грунта в зазор срезывателя или смятие образца в сдвиговой обойме;

для повышения точности определения прочности водонасыщенных пород в условиях недренированных испытаний, так как наличие щели вносит существенное искажение в режим управления дренированием образца в сдвиговом приборе;

для определения длительной прочности пород, так как длительное сохранение влажности образцов в сдвиговом приборе затруднительно;

для испытаний твердых глинистых пород, которые в сдвиговом приборе разрушаются хрупко;

для определения значений $\varphi$ и $C$ при возможности ограниченного бокового расширения грунта, что имеет место в откосах насыпей, склонах;

для перехода от значений $\varphi$ и $C$, определенных по схеме испытаний НН, к значениям, определенным по схеме испытаний КД с замером порового давления;

для определения характеристик, необходимых для прогноза изменения порового давления на период строительства и эксплуатации.

3.21. Для определения прочностных характеристик грунта проводят серию испытаний при различных соотношениях главных напряжений, доводя образец до разрушения. Условия прочности пород выражают через значение наибольшего и наименьшего главных напряжений в момент разрушения.

Графически зависимости между главными нормальными напряжениями и касательными представляют в виде кругов предельных напряжений (кругов Мора).

## Испытания на уплотняемость

3.22. Для оценки уплотняемости меловых и мергелистых (связных) грунтов рекомендуется применять метод стандартного уплотнения. Испытания проводят по ГОСТ 22733-77 в приборе СоюздорНИИ путем послойного (три слоя) трамбования грунта ударами груза весом 0,25 Н, падающего с высоты 0,3 м, при общем количестве ударов 120.

При испытании пород в приборе ЦНИИС грунт трамбуют в один слой ударами груза весом 0,25 Н, падающего с высоты 0,3 м, при количестве ударов 20.

Для испытаний применяют пробы грунта воздушно-сухого состояния (высушивают при комнатной температуре), при котором возможно его просеивание и размельчение. Каждую отдельную пробу испытывают не более трех раз. При испытании грунтов, содержащих зерна, легко разрушающиеся при трамбовании, каждую пробу испытывают только один раз.

В результате испытаний по графику стандартного уплотнения следует определять максимальную стандартную плотность сухого грунта $\rho_d^{max}$ и соответствующую ей оптимальную влажность $\omega_0$.

3.23. Коэффициенты уплотнения $K_y$, выраженные в долях от максимальной стандартной плотности, назначают на основании накопленного опыта. Так как с повышением нагрузок на оси подвижного состава, скоростей движения поездов такой прием не может гарантировать оптимальную плотность грунта, последнюю следует определять, исходя из требований работы грунта насыпей практически в упругой стадии и обеспечения минимума приведенных строительно-эксплуатационных затрат. Ниже приведены уравнения регрессии, полученные в ЦНИИСе, для мергелистого грунта с $I_p = 0,159$. Уравнения позволяют определить рациональную плотность грунтов в зависимости от напряженного состояния насыпи.

$$\lambda_1 = \lambda_{1-p} = -0,1468 + 0,3431 e_н + 0,1490 \sigma_0; \quad (3)$$

$$t_{e_н} = 6,05, \quad t_\sigma = 6,82, \quad t_{таб}^{0,05} = 2,90;$$

$$\lambda_{0-н} = \lambda_{0-н} = -0,1430 - 0,0359 W_н + 3154 e_н + 0,1950 \sigma_0; \quad (4)$$

$$t_{e_н} = 5,85 \quad t_\sigma = 8,82, \quad t_w = 2,77 \quad t_{таб}^{0,05} = 2,90;$$

$$\lambda_y = \lambda_{0-к} = -0,0119 + 0,0114 e_н + 0,0528 \sigma_0; \quad (5)$$

$$t_{e_н} = 7,76, \quad t_\sigma = 2,85, \quad t_{таб}^{0,05} = 2,86,$$

где $\lambda_i$ – приведенные относительные деформации;

$\lambda_i = \delta_i (1 + e_н)$; $\lambda_1, \lambda_{0-к}$ учитывают действие поездной, $\lambda_{0-н}$ – постоянной нагрузки;

$t_i$ – критерий Стьюдента для коэффициентов уравнения.

Приведенные уравнения регрессии вполне надежны. Сводка статистик дана в табл. 2.

Таблица 2

| Статистики | Значения статистик для функций | | |
|---|---|---|---|
| | $\lambda_1$ | $\lambda_{а-н}$ | $\lambda_у$ |
| Коэффициент корреляции | 0,8 | 0,81 | 0,66 |
| Критерий Фишера для дисперсионного анализа | 43,9 | 48,8 | 30,7 |
| Среднеквадратическое отклонение от регрессии | 0,04 | 0,04 | 0,012 |
| Критерий Фишера для регрессии | 2,66 | 2,86 | 1,77 |
| Критерий значимости коэффициента корреляции | 42,0 | 46,9 | 29,8 |

В уравнениях (3) - (5) аргументы изменялись в следующих границах, МПа:

$$0,8 \geqslant \sigma \geqslant 0,2;$$
$$0,33 \geqslant \omega \geqslant 0,15;$$
$$0,89 \geqslant e_н \geqslant 0,38.$$

Для определения плотности грунтов $e_0$, обеспечивающей упругую работу земляного сооружения под нагрузкой, рекомендуется решить систему уравнений

$$\begin{cases} e_0 = e_к ; \\ \lambda_1 = f(e_н, \sigma_0) = 0 . \end{cases} \qquad (6)$$

где $e_к$ - конечное значение коэффициента пористости при наступлении упругой компрессии.

Для решения системы (6) следует заменить в уравнении (3) $\sigma_0$ на $\sigma_р$, а $e_н$ на $(e_н - \lambda_{а-н})$; в уравнении (4) $\sigma_0$ на $\sigma_а$; в уравнении (5) $\sigma_0$ на $\sigma_а$, а $e_н$ на $(e_н - \lambda_0)$.

3.24. Уплотнение грунтов вплоть до коэффициента пористости обеспечивает безосадочность насыпей. Но, так как в ряде случаев достижение $e_0$ невозможно, технически сложно или экономически нерационально, остаточные деформации можно ограничить допустимым пределом, предусмотрев соответствующий запас на осадку насыпи по высоте или ширине ее. В этом случае возникнут дополнительные расходы как строительные, так и эксплуатационные. Следовательно, вопрос назначения рациональной степени уплотнения необходимо решать на основе технико-экономического сравнения возможных вариантов и перспективного развития рабочих параметров пути [9].

## Пенетрационные испытания

3.25. Метод испытания грунтов пенетрацией следует применять для определения:

сравнительной характеристики прочности;

закономерности изменения механических свойств грунтов в зависимости от их влажности, плотности и состава;

"чувствительности" при нарушении сложения грунтов;

кинетики и величины тиксотропного и синеретического упрочнения грунтов;

кинетики изменения прочности при набухании, в процессе длительной фильтрации, после воздействия агрессивных сред, после размокания, вибрации и т.д.;

приближенной оценки деформационного поведения пород и влияния скорости деформирования на их прочностные свойства;

пределов пластичности и консистенции связных грунтов.

3.26. Для испытаний рекомендуется применить конический пластомегр П.А.Ребиндера с углом 30 °. Сопротивление вдавливанию $R_п$, Па, находят по формуле

$$R_п = F/h_п^2, \qquad (7)$$

где $F$ - действующая нагрузка, Н;

$h_п$ - глубина погружения конуса, м.

Высокодисперсные и смешанные грунты средней уплотненности, а также пылеватые и смешанные высокой степени уплотненности имеют $R_п$ от 0,1 до 2 МПа. Эти значения близки к их прочности на одноосное сжатие. Грунты упруговязкие, высокоуплотненные имеют $R_п > 2$ МПа [12].

3.27. При определении "чувствительности" грунтов устанавливают $R_{пест}$ путем неоднократного (в среднем по 5-6 испытаний ) вдавливания конуса в породу естественного сложения, затем образец тщательно перемина-ют и вычисляют $R_{пнар}$. Отношение $R_{пест}$ к $R_{пнар}$ дает "чувствительность" грунтов.

При испытаниях следует учитывать, что породы ненарушенного сложения отличаются значительно большей прочностью. При механическом нарушении естественного структурного каркаса мергелей и мелов и освобождения

замкнутой в порах воды толщина гидратных слоев на поверхности частиц увеличивается, а содержание свободной воды уменьшается, поэтому пасты менее прочны и более пластичны. После набухания прочность паст снижается.

Различие в прочностях пород с ненарушенной и нарушенной структурой показывает, что к оценке таких грунтов по сопоставлению их естественной влажности с пределами пластичности необходимо подходить исключительно осторожно, так как при нарушении сложения их прочность резко падает.

3.28. Тиксотропное восстановление структур во времени набухающих грунтов определяют следующим образом:

образец грунта естественной влажности тщательно переминают либо готовят пасту заданной плотности и влажности;

образец (толщина слоя более 2,5 см) помещают в плоскодонную чашку диаметром более 5 см;

испытания конусом производят через 10, 20, 30 мин, 1, 2, 3 ч и через 1, 2, 3, 10 суток; для сохранения влажности образцы держат в эксикаторе с водой;

рассчитывают величину тиксотропного упрочнения (отношение величин $R_п$ тиксотропно упрочненного в течение 10 суток к $R_п$ нарушенного сложения).

3.29. Пределы пластичности пород определяют в такой последовательности:

измеряют сопротивление вдавливанию конуса при влажности, близкой к границе раскатывания $R_{п-1}$ и границе текучести $R_{п-2}$;

термостатическим методом находят соответствующие влажности паст $\omega_1$ и $\omega_2$;

вычисляют коэффициенты пенетрации $N_1 = 132R_{п-1}$ и $N_2 = 132R_{п-2}$;

На оси $\lg N - w$ графика наносят точки $w_1$; $\lg N_1$ и $w_2$; $\lg N_2$, через эти точки проводят прямую;

при значениях $N = 1$ и $N = 25$ соответственно находят значения $w_L$ и $w_p$.

## Испытания шариковой пробой

3.30. Метод шариковой пробы проф.Н.А.Цытовича [6] следует применять для определения сил сцепления $C_ш$ с учетом изменения их по времени $C_{дл}$. При этом величину $C_ш$ рекомендуется рассматривать как комплексную характеристику, позволяющую оценить не только сцепление, но и внутреннее трение, что может быть использовано при вычислении предельной нагрузки на грунт $R_{кр}$ по формулам идеально связных тел (без учета трения):

для плоской задачи

$$R_{кр} = 5,14 C_{дл} + q_v ; \qquad (8)$$

для пространственной осесимметричной задачи при круглой или квадратной площади

$$R_{кр} = 5,7 C_{дл} + q_v , \qquad (9)$$

где $q_v$ - боковая пригрузка, Па.

3.31. При испытании грунтов на специальном приборе следует измерять осадки шарового штампа $h_ш$ при некоторой постоянной нагрузке $P$, при этом отношение $h_ш$ к диаметру штампа $D$ должно быть менее 0,1, но более 1/200. Тогда упругими деформациями можно пренебречь, а результаты испытаний не будут зависеть от $D$.

По теории пластично-вязких сред

$$C_ш = 0,18 P/\pi D h_ш . \qquad (10)$$

При малых углах внутреннего трения набухших грунтов можно допустить что $C_ш \approx \tau$.

Если пренебречь значением $\varphi$ нельзя, то этот же монолит, на котором определялось $C_ш$, следует испытать на сдвиг или трехосное сжатие. В данном случае при испытании одного монолита на сдвиг можно построить прямую Мора-Кулона, так как $C_ш$ принимают за сцепление, а с помощью $\tau$, полученного при определенной нагрузке, можно найти $tg\varphi$.

Для определения длительной прочности $C_{дл}$ испытания рекомендуется продолжать несколько часов до затухания осадок штампа.

3.32. Следует учитывать, что показатели прочностных свойств пород являются интегральными показателями состава, состояния, характера структурных связей и свойств грунтов. Поэтому прочностные показатели, установленные методом одноосного сжатия, находятся в зависимости от деформационных и прочностных характеристик грунтов, определенных при компрессионном сжатии, сдвиге, пенетрации, динамическом зондировании, испытании крыльчаткой, толчении, истирании, сопротивлении резанию и т.д.

Так, например, у некоторых грунтов, имеющих прочность ниже 3 МПа, наблюдается прямая пропорциональная зависимость между значениями прочности одноосному сжатию и вдавливанию конуса.

## Б. Лабораторные испытания скальных грунтов

### Одноосное сжатие и растяжение

3.33. Метод одноосного сжатия следует применять для определения:

механической прочности грунтов (прочности на одноосное сжатие, коэффициента структурной прочности и показателя структурной прочности для глинистых грунтов) [13, 14] ;

сопротивления сдвигу;

характера и показателей деформативности (модулей общей деформации и упругости, коэффициента поперечной деформации - коэффициента Пуассона);

предельной несущей способности грунтов;

классификационной оценки глинистых грунтов и номенклатурного вида полускальных пород.

3.34. Метод одноосного сжатия может быть рекомендован как основной для определения механической прочности пород при инженерно-геологической съемке.

Прочность на одноосное сжатие R, МПа, равна:

$$R = F/S, \qquad (11)$$

где $F$ – разрушающее усилие, Н;

$S$ – площадь среднего по высоте сечения образца в момент разрушения, м.

После испытаний вычерчивают диаграмму "продольная деформация – напряжение" $\delta_1 = f(\sigma)$, позволяющую определить тип деформационного поведения породы, разрушающее усилие $F$, модули общей деформации $E$ и упругости $E_y$.

3.35. По характеру поведения пробы в процессе деформации и разрушения выявляют пять типов деформаций грунтов: хрупкий, хрупковязкий, хрупкопластичный, пластично-вязкий, пластичный.

При хрупком типе разрушения деформация носит упругий характер до величины предела упругости $\sigma_y$, затем быстро наступает разрушение. В этом случае прочность на одноосное сжатие равна пределу упругости, т.е. $R = \sigma_y$.

При хрупковязком типе деформирования после упругих деформаций начинается вязкое течение с постоянной скоростью, которое заканчивается хрупким разрушением.

При хрупкопластичном типе деформирования пластическое течение заканчивается хрупким разрушением.

При пластично-вязком типе деформирования вязкое деформирование переходит в пластическое течение.

При пластично-вязком и пластичном типах величину $R$ определяют при достижении относительной деформации в 20 %.

3.36. Прочность на одноосное сжатие определяют как среднеарифметическое результатов испытаний не менее 4 образцов. Если наибольшее значение $R$ какого-либо из образцов отличается более чем на 50 % от ближайшего большего или меньшего значения, то оно не должно учитываться.

За нормативное значение $R^н$ нужно принять среднеарифметическое всех частных определений $R$. Расчет-

ные значения получают делением $R^н$ на коэффициент безопасности по грунту. Коэффициент вариации в пределах одного инженерно-геологического элемента не должен превышать 30 % (ГОСТ 20522-75).

Прочность на одноосное сжатие определяют для четырех состояний:

воздушно-сухого $R_d$ ;

водонасыщенного $R_c$ ;

естественного $R_h$ ;

нарушенного (при плотности и влажности, соответствующих природному состоянию) $R_б$ .

3.37. Скальные грунты следует классифицировать на виды по величине: $R_c$ – табл.1 СНиП П-15-74; коэффициента размягчаемости $k_{saf}=R_c/R_d$ – табл.1 СНиП П-15-74.

Крепость скальных пород оценивают коэффициентом крепости $f$ – условной характеристикой сопротивляемости разрушению породы

$$f = R_п /100. \qquad (12)$$

Для глинистых грунтов следует выделить типы консистенции по К.Терцаги и Р.Пеку в зависимости от величины $R_п$ ; подсчитать чувствительность по Скемптону

$$k_{сп}=R_п/R_б ; \qquad (13)$$

оценить прочность структуры связей по величине показателя структурной прочности

$$L = 1/K_{сп} . \qquad (14)$$

3.38. При нагрузках, меньших предела упругости, модуль упругости $E_y$ рекомендуется вычислить по следующим формулам:

$$\begin{cases} E_y=б/\delta_1 ; \\ б \leqslant б_y . \end{cases} \qquad (15)$$

При нагрузках, бо́льших предела упругости, следует аналогичным образом вычислить модуль общей деформации $E$

$$\begin{cases} E = \sigma/\delta_1 ; \\ \sigma > \sigma_y . \end{cases} \qquad (16)$$

Коэффициент поперечной деформации $\mu$ нужно определять так:

$$\mu = \delta_2/\delta_1 , \qquad (17)$$

где $\delta_2$ – относительная деформация в поперечном направлении.

В случаях, когда при разрушении образца четко выделяется плоская поверхность смещения, рекомендуется замерить угол наклона поверхности к горизонту $\alpha$ . По определенным значениям $\alpha$ и $R$ следует построить круг Мора и определить параметры прочности $\varphi$ и $C$ :

$$\begin{cases} C = R/2\,tg\alpha ; \\ \varphi = 2\alpha - 90^{\circ} . \end{cases} \qquad (18)$$

При малых углах внутреннего трения $\alpha = 45^{\circ}$ и $\varphi = 0$ сцепление численно равно сопротивлению сдвига, т.е.

$$C = R/2 \approx \tau . \qquad (19)$$

Зависимость можно использовать для установления расчетных показателей сопротивления сдвигу мягких глинистых грунтов.

Для некоторых грунтов, например для мергелей, разрушение может произойти по плоскостям, параллельным оси образца. Это происходит вследствие неоднородности напряженного состояния образца. В некоторых случаях поверхность смещения формируется в виде комбинации вертикальных и наклонных поверхностей скола. В подобных случаях определение сопротивления сдвигу методом одноосного сжатия производить не следует.

Величина $R_c$ служит для расчета несущей способности скальных грунтов по СНиП П-15-74; $R_п$ - расчетного давления на мерзлые грунты по СНиП П-18-76; $R_б$ - несущей способности основной площадки земляного полотна с учетом усталостной прочности по Л.С.Лапидусу; $\varphi$ и $C$ - устойчивости оснований и сооружений.

## Определение влажности

3.39. Влажность горных пород имеет большое значение при оценке механической прочности. Пробу влажной породы массой не менее 50 г (в отличие от глинистых грунтов, для горных пород характерны трещиноватость, выветрелость и т.д., поэтому целесообразно брать не 10 г (ГОСТ 5180-75), а не менее 50 г) помещают в предварительно взвешенный чистый металлический или стеклянный стаканчик (бюкс), закрывают его притертой крышкой и взвешивают на технических весах с точностью до 0,01 г ( $g_1$ ). После взвешивания стаканчик открывают и ставят его в сушильный шкаф. Высушивание грунта производят при 100-105 °С до постоянной массы. Первичное взвешивание производят через 5 ч высушивания, повторные - через 2 ч. Проба грунта считается высушенной до постоянной массы, если разница между двумя последующими взвешиваниями не превышает 0,02 г. За результат взвешивания принимают наименьшую массу стаканчика с грунтом ( $g_0$ ). Перед взвешиванием стаканчик с грунтом извлекают из сушильного шкафа, закрывают крышкой и ставят в эксикатор для охлаждения до комнатной температуры. На дне эксикатора должен находиться хлористый кальций.

Вычисление влажности $\omega$, доли единицы, производят с точностью до 0,01 г с последующим округлением результата до 0,001 по выражению

$$\omega = \frac{g_1 - g_0}{g_0 - g}, \qquad (20)$$

где $g_1$ – масса влажного грунта со стаканчиком, г;
$g_0$ – масса (постоянная) сухого грунта со стаканчиком, г;
$g$ – масса пустого стаканчика, г.

3.40. Для сохранения естественной влажности керны горных пород на месте отбора покрываются слоем марли и разогретого парафина. Если при транспортировке и хранении проб возможно их частичное подсушивание, то расчет влажности производят с учетом ее потери. С этой целью образцы на месте отбора взвешивают и значение их масс фиксируют вместе с другими данными.

Для расчета влажности с учетом потери ее при доставке грунта в лабораторию следует пользоваться формулой

$$\omega_п = \frac{(P_1 - P_2) + P\omega}{P_2}, \qquad (21)$$

где $P_1$ – масса пробы без тары на месте отбора, г;
$P_2$ – масса пробы перед анализом (после подсушивания при пересылке и хранении), г;
$\omega$ – влажность частично подсушенной пробы.

## Определение водонасыщения

3.41. Под водонасыщением понимают способность породы впитывать воду при обычном давлении. Опыт производят на образцах как правильной геометрической формы, так и неправильной. Очищенные от рыхлых частиц и пыли образцы высушивают до постоянной массы, помещают в стеклянный или фарфоровый сосуд и заливают водой на 1/3 высоты, через 6 ч доводят уровень воды до верха и оставляют в таком положении еще 4 суток, затем извлекают, вытирают влажной марлей и взвешивают на технических весах. Взвешивание производится до тех пор, пока образцы не будут иметь постоянную массу. Подсчет водонасыщения производят по формуле

$$\omega_s = \frac{g_1 - g}{g} 100, \qquad (22)$$

где $g_1$ - масса влажной породы, г;

$g$ - масса сухой породы, г.

Свойства горных пород, особенно осадочного происхождения, зависят от их полного водонасыщения. Этого можно добиться под вакуумом или под большим напором.

## Определение твердости

3.42. Твердостью называется способность материала сопротивляться внедрению в него другого более твердого тела. Наиболее распространенным методом испытания на твердость является метод вдавливания в материал стального шарика, алмазного или стального конуса или алмазной пирамиды.

3.43. Кроме вдавливания, могут применяться и другие методы определения твердости - метод царапания (склерометрический), упругого отскока шарика (склероскопический) и т.д.

Склерометрический метод основан на измерении ширины черты, получаемой в результате царапания породы или минерала алмазным острием. Этот метод пригоден для мономинеральных или афанитовых пород (мраморы, сланцы). Для полиминеральных пород этот метод непригоден и поэтому в испытаниях почти не применяется.

Склероскопический метод основан на измерении высоты отскока алмазного шарика при падении его на гладкую поверхность камня. Наиболее удобным представляется склероскоп Шора, где отсчет высоты отскока производится прямо по шкале. Разная твердость минералов полиминеральных пород осредняется большим числом испытаний, что делается возможным благодаря быстроте отсчета на приборе Шора.

За стандарт, равный 100, принимается твердость определенной марки стали.

Существует, но не имеет широкого применения ввиду громоздкости аппарата, пескоструйный метод, основан-

ный на измерении глубины лунки, получаемой под действием сильной струи песка, направленной с определенного расстояния и под определенным давлением на плитку камня. Метод вдавливания стального конуса в породу разработан в институте горючих ископаемых Академии Наук СССР под руководством Л.А.Шрейнера.

По методике Л.А.Шрейнера сконструирована специальная установка - УМГП (установка для определения механических свойств горных пород), принцип действия которой заключается в том, что стальной конус под определенным давлением вдавливают в породу до образования лунки разрушения с одновременной автоматической записью графика деформации, по которому рассчитывают значения модуля Юнга, твердости, числа пластичности.

3.44. Микротвердость или твердость минералов - сложное интегральное свойство, зависящее от физико-химических и механических факторов. Метод микротвердости, разработанный в институте минералогии, геохимии и кристаллохимии редких элементов Академии Наук СССР, основан на измерении величины отпечатка от вдавливания алмазной пирамиды в поверхность испытуемого образца при определенной нагрузке. Микротвердость $H_б$, кг/мм$^2$, вычисляется по формуле

$$H_б = \frac{1854\,F}{\alpha^2}, \qquad (23)$$

где $F$ - нагрузка, при которой производится измерение, г;

$\alpha$ - диагональ отпечатка, мкм.

3.45. Для измерения микротвердости применяют специальный прибор - микротвердомер (ПМТ-3) с четырехгранной алмазной пирамидой с квадратным основанием и углом при вершине между противоположными гранями, равным 136°.

Для изучения микротвердости горных пород изготавливают специальные полированные аншлифы из кусочков по-

роды размером не более 3х4х5 см. Для каждого образца измеряют микротвердость в 30–40 точках, которые могут быть расположены:

вразброс (отдельные зерна);

вдоль заранее проведенной линии (маршрута) через определенное расстояние друг от друга, но не менее 2-х диаметров отпечатка.

Математическая обработка результатов заключается в построении вариационных кривых микротвердости с нахождением наиболее вероятного, характерного для данного образца значения микротвердости и процента частоты встречаемости.

## 4. ПОЛЕВЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СКАЛЬНЫХ МАССИВОВ

4.1. В отличие от лабораторных испытаний при полевых экспериментах в работу вовлекается значительно больший объем породы, что позволяет учесть влияние некоторой части структурных неоднородностей, но все же они несоизмеримы с основанием сооружений, и проблема распространения полученных результатов полевых испытаний на весь массив пород или некоторую его часть, взаимодействующую с сооружением, остается задачей сложной и до конца не решенной. Известную помощь здесь приносит применение сейсмоакустических методов, выполняемых одновременно на тех же площадках, которые используются для опытных работ. Такие совместные эксперименты позволяют установить зависимости между результатами определения механических (главным образом деформационных) свойств пород и скоростями распространения упругих волн и распространить результаты "точечных" исследований на объемы породы, изученные сейсмоакустическими методами.

Следует отметить, что в настоящее время накоплен большой материал совместных исследований, что позволило построить корреляционные зависимости для многих типов скальных пород и использовать геофизические методы для предварительной приближенной оценки деформа-

ционных свойств пород на ранних стадиях проектирования или в простых геологических условиях без проведения полевых опытов[15].

## Определение деформационных свойств массивов

4.2. Деформационные характеристики скального массива - модуль общей деформации $E_0$, коэффициент удельного упругого отпора $k_0$, коэффициент Пуассона $\mu$ широко используются как для расчетов осадок и перемещений подпорных сооружений, так и для обделок тоннелей и других подземных сооружений. В настоящее время в связи с применением численных методов решения задач теории упругости и пластичности и, в частности, метода конечных элементов модуль деформации является одним из основных параметров для расчетов напряженного состояния систем "сооружение-основание". Модуль деформации служит также важной характеристикой для геомеханических моделей оснований сооружений.

## Определение модуля деформации

4.3. Наиболее распространенным способом определения модуля деформации является метод плоских штампов. Применяют как жесткие, так и гибкие штампы. В первом случае нагрузку на основание передают через бетонные (реже металлические) штампы при помощи гидравлических поршневых домкратов или плоских металлических подушек типа домкратов "Фрейсине". Во втором случае нагрузку к основанию прикладывают через металлическую плиту и слой резины, укладываемый на выровненную цементом поверхность скалы и заключенный во избежание его выпирания в металлическое кольцо-бандаж.

4.4. Для вычисления модуля деформации $E_0$ по измеренной осадке поверхности основания $\Delta S$ можно рекомендовать известную зависимость Буссинеска-Шлейхера:

$$E_0 = (1 - \mu^2)\, \omega_c \alpha \frac{\Delta P}{\Delta S}, \qquad (24)$$

где $\alpha$ – диаметр или длина стороны квадратного штампа, см;

$\omega_c$ – коэффициент, зависящий от формы, жесткости штампа и положения точки, в которой измеряется осадка [6] .

Модуль деформации, как правило, вычисляют по показаниям реперов, установленных на скале в пределах штампа. При этом в расчет берут их среднюю осадку либо осадку каждого репера в отдельности, усредняя полученные частные значения модулей.

4.5. Опыты методом штампов ведут в специальных подземных камерах или на открытой поверхности. Однако последние ввиду сложности создания упора для домкратов применяют гораздо реже. Размеры штампов из условий учета масштабного фактора следует принимать в 5–10 раз больше размеров скальных блоков, на которые передает нагрузку штамп. Если учитывать мелкие трещины, для большинства скальных массивов достаточно иметь размер штампов 1 $м^2$. Соответственно сечение опытной камеры принимают равным 2,5х3 м, исходя из требований минимального влияния на воронку осадки контуров выработки.

Камеры и штампы в них рекомендуется располагать таким образом, чтобы исследовать деформируемость в направлении действия нагрузки от проектируемого сооружения. В некоторых случаях опытами преследуется цель выявить анизотропию скального массива, для чего модуль деформации изучают в двух взаимно перпендикулярных направлениях.

Нагрузкой на штамп следует создавать те же напряжения в основании, что и от сооружения, или превышать их в 1,5–2 раза. При этом выполняют несколько циклов нагружения и разгрузки до тех пор, пока остаточные деформации основания не станут близкими к нулю.

4.6. За расчетную величину модуля деформации принимают либо среднее арифметическое значение, вычисленное по результатам отдельных испытаний, выполненных на породах одной разности, либо значение, отвечающее одной из доверительных границ с односторонней вероят-

ностью $\alpha$ = 0,85. Для изучения модуля деформации в дополнение к методу штампов или как самостоятельный вид исследований рекомендуется применять метод прессиометрии. Он заключается в передаче напряжений на стенки буровых скважин с помощью гидравлических камер различной конструкции и измерении деформаций стенок в радиальном направлении. В СССР разработаны и используются прессиометры различных типов и диаметра (от 48 до 910 мм).

4.7. Модуль деформации при испытании пород прессиометрами рекомендуется вычислять по зависимости

$$E_0 = K r_0 \frac{\Delta P}{\Delta r}, \qquad (25)$$

где $\Delta P$ - приращение давления на стенки скважины, МПа;

$r_0$ - радиус скважины, см;

$\Delta r$ - приращение радиуса скважины, см;

$K$ - коэффициент, зависящий от длины загружаемого участка, радиуса скважины и места измерения деформации скважины; он может быть определен аналитически или графически по формуле М.Ивковича [13].

Незначительное распространение прессиометрии объясняется тем, что размеры прессиометров малого диаметра (48-130 мм) соизмеримы с размерами блоков скального массива, и поэтому результаты, полученные в прессиометрических опытах, характеризуют деформируемость не трещиноватого массива, а только сравнительно монолитной породы, что обычно дает завышенное значение модуля деформации. Прессиометры же большого диаметра, достаточно удовлетворительно учитывающие масштабный фактор, связаны с бурением скважины большого диаметра, что не всегда возможно.

4.8. Рекомендуется новый способ исследований модуля деформации в скважинах, так называемый метод касательных нагрузок, разработанный во ВНИИГе. В этом методе нагрузка к стенкам скважины прикладывается параллельно ее оси.

Первая установка (КН-900) предназначена для проведения опытов в скважинах большого диаметра. Она состоит из двух бетонных колец, имеющих сцепление со стенками скважины, между которыми устанавливаются распорные колонны и домкраты, создающие продольные усилия. Измерение смещений производится дистанционно с помощью датчиков, укрепленных на относительно неподвижной раме.

Вторая установка (КН-180) состоит из двух прессиометров, между которыми устанавливают поршневой домкрат. Вначале создают давление в прессиометрах и регистрируют радиальные смещения, затем, не сбрасывая давление в прессиометрах, включают поршневой домкрат, который развивает предельное усилие, передаваемое за счет сил трения на стенки скважины. Возникающие при этом смещения в направлении оси скважины регистрируют измерителями продольных смещений, устанавливаемыми вне пределов зоны нагружения (в зоне сжатия). Таким образом, в этой установке удается измерить деформацию и модули во всех трех направлениях.

4.9. Для определения модуля деформации при передаче на стенки скважин касательных нагрузок можно использовать приближенную зависимость

$$E_0 = K \frac{\tau (1{,}05 + 0{,}45\mu) r}{u_0}, \qquad (26)$$

где $\tau$ – среднее значение интенсивности касательной нагрузки;

$u_0$ – перемещение вдоль оси скважины точки, лежащей на поверхности скважин или в глубине скального массива;

$K$ – коэффициент, зависящий от длины участка нагружения.

4.10. В последнее время в Советском Союзе начал развиваться способ определения модуля деформации "методом щели". За рубежом он известен как метод плоского домкрата. Сущность метода состоит в том, что в

щель, выпиленную в скальном массиве, устанавливается плоский гидравлический домкрат, с помощью которого создают нагрузку на стенки щели. Опыты рекомендуется вести установкой ПВ-800. Пропил выполняют алмазной пилой диаметром 800 мм на глубину 1,5-2,5 м. Ширина получаемой щели 7-8 мм. В нее помещают плоский домкрат шириной 800, длиной 1500 и толщиной 6 мм. Перемещения измеряют с помощью реперов, устанавливаемых на поверхности скалы, в которой выполнялся пропил. Метод щели, обладая относительной простотой, позволяет в то же время с учетом размеров площади нагружения (около 1 $м^2$) и масштаба измерений получать достаточно достоверные величины модулей деформации. Щели могут выпиливаться под любым углом к горизонту (от горизонтальных до вертикальных) и в любом направлении: в полу, стенках и своде штольни. Опыты можно проводить не только в подземных выработках, но и на дневной поверхности.

Модуль деформации методом щели определяют как по разгрузке (при прорезании щели), так и по нагрузке (увеличению давления в плоском домкрате). Однако для оценки модуля деформации по разгрузке необходимо знать естественные напряжения в скальном массиве, поэтому рекомендуется определять его по стадии нагрузки, зная давление в домкрате $q$ и перемещения реперов $u$ :

$$E_0 = k_1 \frac{q}{u}, \qquad (27)$$

где $k_1$ – коэффициент, зависящий от расстояния $y$ между репером и щелью и от ширины домкрата $2d$

$$k_1 = d\left[(1-\mu)\left(\sqrt{1+y^2/d^2}\right)+(1+\mu)/\sqrt{1+y^2/d^2}\right]. \qquad (28)$$

Зависимость справедлива для точек, лежащих на оси, проходящей через середину длины щели и перпендикулярной к ее плоскости.

Применение метода щели позволяет существенно упростить полевые опыты по определению модуля деформации. Кроме того, с помощью установки ПВ-800 можно полу-

чить не только модуль деформации, но и напряженное состояние скального массива.

### Определение коэффициента отпора

4.11. Коэффициент отпора массива скальных пород - характеристика, используемая для расчетов облицовок подземных сооружений. В последние годы в связи с интенсивным строительством тоннелей потребность в изучении коэффициента отпора существенно возросла.

Коэффициент отпора - величина, аналогичная коэффициенту постели, которую используют при расчетах плит и балок по методу Винклера, и поэтому зависит не только от податливости скалы, но и от радиуса выработки. Для удобства сравнения между собой коэффициентов отпора, полученных в различных экспериментах, введено понятие коэффициента удельного отпора, который представляет собой величину коэффициента отпора на 1 м радиуса тоннеля $K_0$.

4.12. Теоретически коэффициент удельного отпора можно вычислить по следующей зависимости теории упругости (формуле Галеркина), зная величину модуля деформации из штамповых опытов:

$$K_0 = \frac{E_0}{100(1+\mu)} \cdot \qquad (29)$$

Несмотря на то, что этой зависимостью в настоящее время довольно широко пользуются, получаемая величина $K_0$ не является достоверной, так как скальный массив - не идеально упругая среда, а условия нагружения скального массива под штампом и в напорном тоннеле существенно различны. Например, под влиянием внутреннего давления в скальном массиве вокруг тоннеля могут образоваться радиальные трещины разрыва, чего под плоскими штампами не наблюдается. В результате этого коэффициенты удельного отпора, вычисленные по формуле и полученные в опытах нагружения круглоцилиндрической выработки, могут отличаться в 1,5-2 раза.

4.13. Существуют две группы методов определения коэффициента удельного отпора: в напорных камерах и с помощью инвентарных установок.

В методе напорных камер исследуемый участок выработки достаточно большого диаметра (его нужно делать близким к диаметру проектируемого тоннеля) следует оградить с двух сторон бетонными пробками, а стенки его гидроизолируют. Внутрь камеры подают под давлением воду и измеряют радиальные деформации с помощью дистанционных измерительных приборов, которые изготовляются герметическими. Этот метод позволяет получить данные по коэффициенту удельного отпора в условиях, наиболее приближенных к натурным. Однако, несмотря на указанные преимущества, метод напорных камер не получил широкого распространения из-за большой трудоемкости испытаний.

4.14. Исследования коэффициента отпора с помощью инвентарных установок (за рубежом они называются "радиальными штампами") ведут в настоящее время гораздо чаще, чем в напорных камерах. В СССР применяют конструкции двух типов. К первому тилу относятся установки, внутренний каркас которых состоит из одного цилиндра, по внешнему контуру которого натянуты резиновые камеры. Этим они похожи на прессиометры и обычно применяются при исследованиях в вертикальных скважинах или шахтах. Ко второму типу относятся установки со сборным металлическим каркасом, который собирается непосредственно на месте проведения опытов. Давление на породу создают в них секционными резиновыми или металлическими подушками, устанавливаемыми по контуру выработки. Конструкции такого типа могут применяться как в горизонтальных, так и в вертикальных выработках. В настоящее время в СССР используется установка УЦН конструкции Гидропроекта, состоящая из металлического каркаса, собираемого из 30 колец и 8 резиновых подушек, укладываемых между каркасом и бетонной выравнивающей обделкой, разрезанной швами на 8 сегментов. Диаметр установки 2 м, длина участка нагружения

1,4 м. Измерения перемещений стенок выработки производят по радиусам относительно неподвижной центральной оси (трубы) с помощью мессур или индуктивных датчиков.

Использование инвентарных установок объединяет преимущества прессиометров и напорных камер, так как при большом диаметре выработки (до 2 м) и возможности непосредственного наблюдения за деформациями породы существенно облегчаются по сравнению с напорными камерами подготовительные работы.

4.15. Коэффициент удельного отпора при использовании круглоцилиндрических выработок вычисляют по формуле

$$K_0 = K_6 \frac{q_r}{100 u_r}, \qquad (30)$$

где $u_r$ – радиальные перемещения стенок выработки;

$K_6$ – коэффициент, учитывающий положение створа, в котором производили измерения, и длину участка нагружения; он может быть определен по данным С.А.Роза и Б.Д.Зеленского [13].

## Прочностные исследования

4.16. Из всех характеристик прочности скального массива в настоящее время определяют в основном характеристики сопротивления сдвигу, поскольку на них базируются расчеты устойчивости оснований сооружений и подземных выработок. В последние годы были начаты исследования сопротивления скального основания раздавливанию, отрыву и прочности в условиях трехосного напряженного состояния. Исследование этих характеристик представляет интерес при создании геомеханических моделей скальных оснований, а также в расчетах местной прочности. Однако объем таких исследований пока еще невелик.

## Исследования параметров сопротивления сдвигу

4.17. В расчетах устойчивости бетонных подпорных сооружений, скальных откосов и подземных выработок используют следующие характеристики сопротивления сдвигу: по контакту бетон-скала; по трещинам в скальном массиве; по скальному массиву в целом.

Соответственно опыты в полевых условиях проводят методом сдвига бетонных штампов или скальных целиков, заключенных в бетонную обойму.

Участки для опытов следует выбирать в наиболее характерных для данного сооружения зонах скального массива. При этом направление сдвига штампов или целиков принимают таким, чтобы оно совпадало с направлением действия сдвигающих усилий на сооружение или откос. Размеры штампов или целиков зависят от степени трещиноватости скального массива. В практике рекомендуется задавать их размеры в плане 1x1 м или 1,5x1,5 м, чем обеспечивается учет масштабного фактора при размере блоков скальной породы в 5-10 раз меньше размера штампа. Высоту штампа (целика) следует принимать равной не менее половины его короткой стороны, расстояние в свету между штампами примерно равным их ширине. Перед бетонированием штампа его основание зачищают от расшатанных взрывом отдельностей и продуктов выветривания. Шероховатость сохраняют естественной, но с высотой выступов не более 15 см. Марка бетона опытных штампов обычно соответствует марке бетона сооружения.

Наибольшую трудность при исследованиях сопротивления сдвигу представляют работы по подготовке скальных целиков, особенно для сдвига их по поверхности ослабления (трещинам и прослоям) скального массива. Для предохранения скального целика от разрушения в процессе его изготовления рекомендуется применять обуривание с ручной разборкой скалы. В некоторых случаях применяют взрывание по контуру целика детонирующего шнура. По боковым граням целик облицовывают армированным бетоном, предохраняющим его от разрушения в процессе опыта.

Особенно сложно изготавливать целики на наклонных трещинах, которые представляют наибольший интерес для оценки устойчивости скальных откосов и крупных подземных выработок. По указанным причинам сдвиги скальных целиков проводят значительно реже, чем сдвиги штампов, хотя параметры сопротивления сдвигу по поверхности ослабления скального массива имеют не меньшее значение, чем по контакту бетон-скала.

Нормальные напряжения, создаваемые в подошве штампа (целика), по величине соответствуют напряжениям в основании сооружения или в расчетной плоскости сдвига в скальном массиве. Опыты проводят при 4-5 различных значениях $\sigma$. Общее количество опытных штампов или сдвигов целиков рекомендуется принимать не менее 6. Сдвиг проводят при постоянной нормальной и нарастающей ступенями сдвигающих нагрузках вплоть до наступления предельного состояния, которое характеризует предельное сопротивление сдвигу скального массива. Момент предельного сопротивления сдвигу определяют по прекращению подъема давления в домкратах, создающих сдвигающее усилие при непрерывной работе насоса, и непрерывному перемещению штампа (целика). Затем обычно выполняют повторные сдвиги по образовавшейся зоне разрушения, после чего штампы опрокидывают, а целики разбирают для анализа характера разрушения.

4.18. Параллельно с проведением сдвиговых опытов в практике различных организаций принято изучать на тех же штампах деформационные свойства скальных пород. Передачу на штамп нормальной нагрузки производят до начала приложения сдвигающих усилий. Обычно выполняют 3 цикла нагрузки-разгрузки с доведением до заданной интенсивности загружения, которая может превышать величину нормальных напряжений, обеспечивающих сдвиг.

4.19. Результаты испытаний сопротивления сдвигу обобщают в виде графической зависимости предельных касательных напряжений $\tau_{пр}$ от нормальных напряжений $\sigma$. При этом нормативные значения характеристик сопротивления сдвигу $tg\varphi_н$ и $C_н$ определяют как параметры линейной зависимости $\tau_{пр} = f(\sigma)$, по-

строенной методом наименьших квадратов по совокупности опытных точек. Значения характеристик сопротивления сдвигу $tg\varphi_p$ и $C_н$ для расчетов устойчивости сооружений либо находят как параметры линейной зависимости, которая аппроксимирует нижнюю доверительную границу зависимости $\tau_{пр} = f(\sigma)$ с односторонней доверительной вероятностью $\alpha = 0{,}99$ (0,95 ), либо получают делением нормативных характеристик на коэффициенты безопасности по грунту $K_{г.ф}$

$$tg\varphi_p = tg\varphi_н / K_{г.ф} \quad и \quad C_p = C / K_{г.с}, \qquad (31)$$

где $K_{г.ф} = 1{,}15$ и $K_{г.с} = 1{,}8$.

Из двух значений характеристик сопротивления сдвигу, полученных статистическим методом и введением коэффициентов безопасности по грунту, нормами рекомендуется принимать наибольшее.

4.20. В настоящее время проводится усовершенствование методики полевых опытов по сдвигу бетонных штампов ( Фишман). В основе новой методики лежит требование о соблюдении подобия напряженного состояния в основании штампа и сооружений, что достигается соответствующей схемой приложения нагрузок к штампу. Кроме того, учитывая явление поворота штампа в вертикальной плоскости, предусмотрена установка дополнительных шарниров на горизонтальных и вертикальных домкратах, что исключает возможность их заклинивания при нагружении штампа, которое приводит, как показали специальные исследования ( Фишман ), к искажению получаемых характеристик прочности (обычно к их завышению). Введен и ряд других изменений, направленных на устранение недостатков существующей методики испытаний, таких как проведение опытов в условиях плоской задачи, исключение сосредоточенного приложения сдвигающей нагрузки, которое вызывает преждевременное разрушение и раскалывание бетона и др.

## Исследование прочности основания на раздавливание

4.21. Необходимость исследования прочности основания на раздавливание возникла в связи со строительством арочных плотин, мостов. Под прочностью на раздавливание понимается в этом случае предельное сопротивление основания нагрузкам, приложенным нормально к его поверхности. Опыты выполняют, как правило, в выработке (но могут проводиться и на стенках штольни) аналогично опытам по определению модуля деформации. Разница состоит только в том, что нагрузки доводят до величины, вызывающей разрушение породы. При этом попутно рекомендуется изучать и модуль деформации скального массива. Поскольку для изучения прочности пород раздавливанием нужен высокий уровень прилагаемых нормальных нагрузок (который превышает, как правило, прочность бетона), опыты проводят с металлическими штампами диаметром 0,3–0,5 м.

4.22. Начало разрушения основания устанавливают по трем критериям:

перегибу кривых зависимости осадки от нагрузки, что свидетельствует о начале нелинеиных деформаций и образовании локальных зон разрушения;

моменту возникновения незатухающих деформаций ползучести, когда осадка на очередной ступени загружения происходит с постоянной или даже возрастающей скоростью;

началу выпора пород вокруг штампа, что фиксируется по изменению знака перемещений реперов; этот момент обычно сопровождается появлением сети кольцевых и радиальных трещин вокруг штампа.

4.23. Предельное сопротивление скального основания сжимающим нагрузкам, соответствующее полному раздроблению скального массива, устанавливают по прекращению подъема давления в домкратах при непрерывной подаче в них масла. Однако следует отметить, что на прочных породах обычно не удается довести опыт до полного разрушения основания. Для суждения же о допускаемых дели-

чинах нагрузок на основание достаточно данных о начальном этапе разрушения.

Статическое и динамическое зондирование

4.24. Для ускоренных испытаний грунтов статическим и динамическим зондированием при ударно-канатном бурении рекомендуется специальный пенетрометр (рис. 1), являющийся навесным оборудованием к станкам УГБ-50, СБУ-150-ЗИВ, Д-6-15, БУКС-ЛГТ, УПБ-15 и т.д.

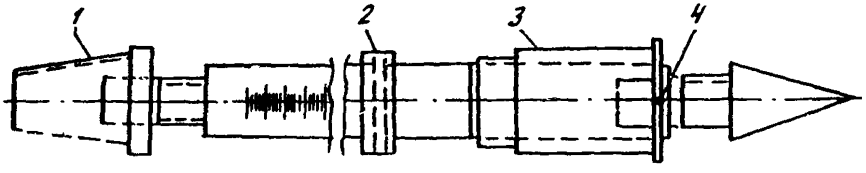



Рис. 1. Пенетрометр для испытания грунтов в скважинах (конструктор Б.А.Биневич):
1 – переходник на буровую штангу; 2 – фиксатор; 3 – кольцо с цилиндром; 4 – стопорный болт

Пенетрометр ПБ представляет собой измерительное приспособление, состоящее из переходника на буровую ударную штангу, корпуса диаметром 36 мм, длиной 300 мм и сменных конусов.

На корпусе пенетрометра установлено с возможностью свободного перемещения опорное фигурное кольцо и подпружиненное кольцо-фиксатор. Масса пенетрометра 5 кг.

4.25. Зондирование осуществляется следующим образом:

пенетрометр соединяют переходником с ударной штангой, входящей в комплект оборудования бурового станка;

опорное и подпружиненное кольца устанавливают в крайнее нижнее положение на стопорный винт и снаряд готов к производству испытания.

Погружение пенетрометра ниже подготовленного забоя скважины может быть получено одним из трех способов:

под собственным весом штанги (статическое зондирование); забивкой ударником (динамическое зондирование) и "свободным" падением снаряда с высоты 0,5-1,5 м над забоем скважины.

Опыт показал высокую эффективность предлагаемой технологии.

## Специальные исследования массивов пород

4.26. Для использования в практических целях материалов специальных исследований скальных оснований большое значение имеет их правильное обобщение на структурно-геологических картах, картах-срезах и моделях [16-21].

4.27. Структурно-геологические карты скальных оснований составляются для районов строительства в сложных геологических условиях на основе пластовых геологических карт масштаба 1:1000 и в отдельных случаях масштаба 1:500 (рис. 2)

На эти карты наносят простирания основных структурных элементов (оси складок, элементы залегания слоев, линии разломов, тектонические нарушения второго и последующих порядков и т.п.), на картах показывают также крупные трещины, пересекающие основные сооружения и требующие специальной заделки. В зависимости от генезиса трещин их показывают различными условными знаками. Соответствующими стрелками отмечают элементы залегания тектонических нарушений и трещин, а также направления происходивших по ним смещений.

На эту же карту наносят основные направления простираний всех других систем мелких трещин в виде круговых диаграмм в изолиниях, которые показывают на карте раздельно для различных структурно-геологических зон или геоструктурных блоков [22] .

4.28. Карты трещиноватости составляют также с использованием показателей количественных характеристик трещин: частоты трещиноватости, коэффициента трещинной пустотности и пр. На этих картах выделяют в соответствии с геолого-структурными элементами участки,

различные по интенсивности трещиноватости. Составленные таким образом карты районирования по степени трещиноватости могут быть полезны на предварительных стадиях исследований при выборе вариантов трассы, а также при оценке вариантов размещения сооружений.

4.29. Для расчетов устойчивости упорных массивов в примыканиях арочных мостов составляют специальные карты-срезы трещиноватости. На них, кроме направлений крупных доминирующих трещин, наносят простирания различных систем мелкой трещиноватости, выявленных с помощью круговых диаграмм в изолиниях. Направления крупных трещин и простирания систем мелкой трещиноватости учитывают в расчетах устойчивости мостов.



Рис. 2. Карта трещиноватости (по Т.В.Плотниковой): – поперечные трещины; – продольные трещины; – полосы течения наклонные; – полосы течения горизонтальные; – наклон горизонтальной поверхности; – вертикальный контакт; – простирание вмещающих пород; – жильные породы

4.30. Для получения более полного представления об инженерно-геологических условиях скального основания строится его модель, которая может быть плоской и пространственной. Плоская модель изображается на чертеже в виде разреза по оси сооружения. По содержанию она может быть геоструктурной, геомеханической, гидрогеологической. На геомеханическую модель, а также на геоструктурные элементы наносят зоны скального массива, характеризующиеся определенными показателями физико-механических свойств пород.

На основании плоской геомеханической модели строят пространственную модель из элементарных блоков, которая подвергается соответствующим испытаниям в лабораторных условиях.

4.31. При инженерно-геологическом изучении трещиноватости скальных и полускальных пород необходимо уделять большое внимание следующим основным вопросам:

пространственному расположению трещин, т.е. их ориентировке, с целью выяснения господствующих систем трещин, ориентировке поверхностей и зон ослабления и, следовательно, пространственной неоднородности и анизотропии пород на том или ином участке;

морфологии трещин и систем трещин для установления их генетических типов и выделения локальных и региональных трещин;

определению степени трещиноватости пород с целью количественной оценки степени их раздробленности-разрушенности, выделения участков и зон, различающихся по степени трещиноватости;

оценке влияния трещин и систем трещин как поверхностей и зон ослабления на прочность, деформируемость, устойчивость и водонепроницаемость пород и их анизотропность в этом отношении; оценке их влияния на устойчивость проектируемых сооружений;

определению рациональной методики разведочных и опытных работ при инженерно-геологических изысканиях и исследованиях для выявления анизотропии и дирекционности физико-механических свойств горных пород в зависимости от ориентировки их трещиноватости.

4.32. При изучении ориентировки трещин на том или ином участке, например, на участке предполагаемого расположения сооружений или на уже выбранном для размещения участке, прежде всего необходимо определить элементы залегания горных пород, ориентировку их слоистости, сланцеватости, волокнистости и других текстурных особенностей. Затем произвести массовые измерения элементов залегания плоскостей трещин (200-500 измерений на каждом участке). Измеряют и записывают обязательно все три элемента ориентировки плоскостей трещин - азимуты простирания и падения и угол падения. Азимут простирания для удобства последующей обработки результатов наблюдений лучше измерять в северных румбах.

4.33. После этого следует произвести систематизацию результатов наблюдений, т.е. выявить ориентировку наиболее часто повторяющихся азимутов простирания и падения трещин, ориентировку господствующих систем трещин. Для каждой системы трещин определяют наиболее часто встречающиеся углы падения или пределы их изменений. При такой систематизации данных наблюдений необходимо строго руководствоваться правилом геологической однородности участков в петрографическом и структурно-тектоническом отношениях. Это значит, что систематизацию данных надо производить раздельно для каждого типа пород, для каждого крыла складки, раздельно для приконтактовой части интрузии и ее центральной части и т.д. Соответственно наблюдения за изменением расположения трещин необходимо проводить, учитывая состав пород, мощность слоев, сопряженность трещин с текстурными особенностями пород, положение складок и других тектонических нарушений, зон милонитизации и брекчирования.

4.34. Для наглядности систематизации ориентировки трещин рекомендуются графические построения - розы, диаграммы и карты трещиноватости. Розами трещин выражают один элемент ориентировки трещин - азимут простирания или азимут падения. Они дают представление о господствующих направлениях простирания или падения трещин. На диаграммах показывают два элемента ориенти-

ровки трещин – азимут простирания и угол падения; их строят либо в виде круговой точечной диаграммы, либо в виде круговой диаграммы в изолиниях. На первой из них каждое измерение изображается точкой на специально подготовленной сетке. Число точек на диаграмме соответствует числу произведенных измерений трещин. Концентрация точек в какой-то части диаграммы позволяет выделять определенные системы трещин с близкими элементами ориентировки (рис. 3, 4).

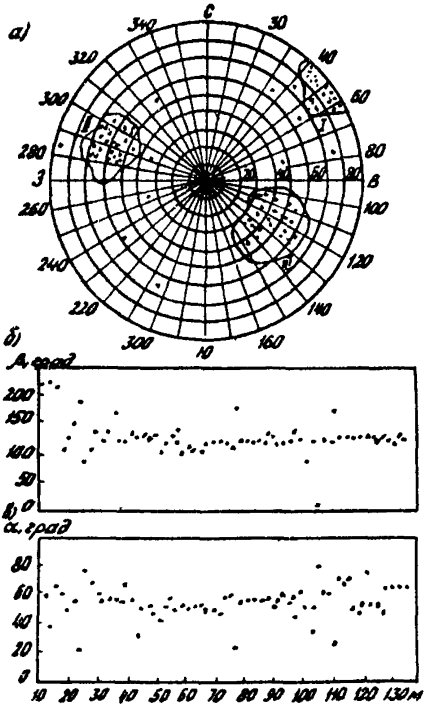



Рис. 3. Полярная диаграмма трещиноватости и результатов замеров азимутов $\beta$ и углов падения трещин $\alpha$ для Ш системы трещин:

1-Ш – системы трещин; 1 – $\beta$ СВ 50°, $\alpha$ 85°; П – $\beta$ СЗ 290°, $\alpha$ 60°; Ш – $\beta$ ЮВ 120°, $\alpha$ 50°

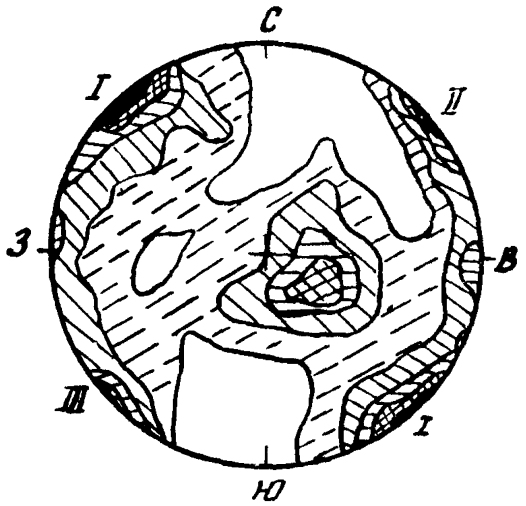



Рис. 4. Диаграмма трещиноватости в изолиниях:
I-Ш – системы трещин (I – вертикальные, $\beta$ СВ 50°; П – вертикальные, $\beta$ ЮВ 130°; Ш – наклонные, $\beta$ СВ 25°, азимуты падения ЮВ $\alpha$ 20°. Количество точек от общего числа измерений (%): ■ – (6-5); ▨ – (5-4), ▤ – (4-3), ▧ – (3-2), ▨ – (2-1), □ – (1-0)

Способ построения таких диаграмм очень прост, но они имеют некоторые недостатки. Площади ячеек сетки различны, поэтому концентрация точек в той или иной части диаграммы неточно выражает господствующие системы трещин. Кроме того, точечные диаграммы, основанные на различном количестве наблюдений, несопоставимы между собой. Чтобы они были сопоставимы, концентрация точек на единице площади должна быть выражена не в абсолютных, а в относительных значениях.

4.35. В целях устранения отмеченных недостатков точечных диаграмм и более детального выявления распределения трещиноватости для обработки результатов наблюдений следует применять круговую диаграмму в изолиниях. На такой диаграмме измерения трещин (азимут простира-

ния и угол падения) показывают точками на специальной равноплощадной сетке Вальтера-Шмидта. На этой сетке сохраняется равенство площадей и любой части сетки между меридианами и параллелями за счет некоторого искажения углов. В результате нанесения всех измерений получается точечная диаграмма. С помощью специальных шаблонов подсчитывают число точек в каждой клеточке площади сетки и выражают его в процентах от общего числа измерений. Таким образом, сетка покрывается цифрами, расположенными в центре ее ячеек. Затем проводят изолинии так же, как горизонтали при построении топографических карт. Эти изолинии разграничивают площади с различной концентрацией точек. Если на том или ином участке имеются определенные системы трещин, на диаграмме выявляются максимумы, если таковых нет, то изолинии расплывчато, равномерно покрывают поле диаграммы. Достоинством таких диаграмм является наглядность пространственного расположения (ориентировки) трещин на исследуемом участке, возможность сопоставления, систематизации трещин различных участков и районов.

Имеются и другие приемы построения графиков и диаграмм трещин, но при инженерно-геологических исследованиях наиболее часто применяются перечисленные.

4.36. При изучении морфологии отдельных трещин и их систем в первую очередь следует обращать внимание на их размещение в плане (одиночные они или образуют группы параллельных, пересекающихся, равномерно или неравномерно распространенных в горных породах, имеются ли зоны повышенной раздробленности), а также на их длину и прерывистость. Выделяют трещины главных направлений и определяющие их. Определяют размеры и форму образующихся отдельностей. Затем устанавливают степень открытости трещин (скрытые, закрытые - "волосные", открытые - зияющие), определяют их ширину и ее изменение по простиранию и с глубиной, характер поверхностей плоскостей трещин (гладкие, ровные, со следами и бороздами скольжения или неровные, буг-

ристые и т.д.), наличие на плоскостях трещин натеков, налетов, разводов. Определяют степень заполненности трещин и состав заполнителя. Изучают, как изменяются породы вблизи трещин, какова водоносность пород по трещинам, интенсивность и характер различных водопроявлений; какими явлениями сопровождается трещиноватость и какие явления ею предопределены - выветривание, коррозионные явления, подвижки отдельных блоков или масс горных пород, просадки, провалы, обвалы и вывалы, отслаивание, образование ложной кровли в горных выработках, зависание пород, куполов и т.д.

При изучении трещин надо установить их генетические типы и дать качественную оценку степени нарушенности и устойчивости горных пород, а также установить возможное локальное или региональное влияние их на физико-механические свойства пород, условия строительства проектируемых сооружений, их устойчивость и развитие геологических процессов.

4.37. При инженерно-геологических исследованиях кроме качественной характеристики трещиноватости важно также давать ее количественную оценку. Количественная характеристика трещиноватости, т.е. степени нарушенности сплошности, монолитности горных пород в условиях естественного залегания, сопряжена с известными трудностями. Поэтому в большинстве случаев ограничиваются сравнительной количественной оценкой степени трещиноватости пород, выделением зон и участков, отличающихся разными степенями трещиноватости и особенно повышенной и высокой трещиноватостью.

4.38. Такой подход к изучению трещиноватости, несомненно, имеет большое значение, особенно на предварительных этапах исследований - при выборе района или участка расположения сооружений, компоновке сооружений на выбранном участке и т.д. Однако для окончательного решения многих инженерных задач, особенно на стадии детальных исследований, необходимо иметь более точные представления о степени трещиноватости горных пород, так, например, при определении глубины врезки

фундаментов сооружений, зоны съема разрушенных пород, глубины и расположения цементационных завес, искусственного уплотнения и укрепления пород основания сооружений, величины возможных осадок сооружений, крутизны заложения уступов и в целом откосов бортов карьеров, устойчивости пород в подземных выработках и решения других вопросов. Поэтому при инженерно-геологических исследованиях необходимо более точно оценивать трещиноватость пород и выполнять для этого специальные исследования в штольнях, шахтах, скважинах большого диаметра, производить различные опытные работы.

4.39. При изучении горных пород в естественных обнажениях или в горных выработках (шурфах, штольнях, шахтах) о степени трещиноватости пород следует судить на основе определения числа трещин на 1 м высоты или длины обнаженной поверхности пород, т.е. модуля трещиноватости. В соответствии с этим рекомендуется различать зоны или участки (табл. 3).

4.40. Число обнаруженных трещин в обнажении или в стенке выработки зависит от ориентировки трещин. Если трещины вертикальные и простираются параллельно стенке обнажения, они не будут обнаружены, и, наоборот, если они ориентированы перпендикулярно к стенке обнажения, число их будет определяться точнее. Следовательно, "истинное" число трещин данного направления $u$ может отличаться от подсчитанного в обнажении $n$, что зависит от угла отклонения простирания плоскости трещин от простирания поверхности обнажения $\alpha$. Поэтому для того, чтобы точнее определить число трещин на том или ином участке, необходимо ввести поправку на фактически подсчитанное их число:

$$u = n/\sin\alpha \quad \text{при} \quad \alpha > 0.$$

Вводить такую поправку целесообразно, если плоскости трещин и обнажения вертикальные. Когда они наклонные, положение усложняется и возникает необходимость учитывать также и углы падения плоскостей трещин и обнажения.

Таблица 3

| № п/п | Инженерно-геологические характеристики | Оценка состояния, баллы | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | 0 | 1 | 2 | 3 |
| 1 | Среднее количество трещин на 1 м | 1 | 2-10 | 10-20 | >20 |
| 2 | Направление угла падения трещин по отношению к защищаемому объекту, град. | ≤20 | 20-30 | 30-40 | >40 |
| 3 | Ширина раскрытия трещин, см | Без раскрытия | До 0,5 | 0,5-1 | >1 |
| 4 | Глубина трещин, м | ≤0,1 | 0,1-1 | 1-10 | >10 |
| 5 | Обводненность трещин | Отсутствует полностью | Признаки эпизодического обводнения | Признаки постоянного обводнения | Постоянное обводнение |
| 6 | Заполнитель трещин (мелкозем) | Отсутствует полностью | Легкие признаки | Частичное заполнение | Полное заполнение |
| 7 | Характер поверхности стенок трещин | Неровные шероховатые | Ровные шероховатые | Неровные гладкие | Ровные гладкие |
| 8 | Прочность грунтов на сжатие | Очень прочные ($R_{сж}$ = 150-200 МПа) | Прочные ($R_{сж}$ = 100-150 МПа) | Средней прочности ($R_{сж}$ = 40-100 МПа) | Слабой прочности ($R_{сж}$ = 40 МПа) |
| 9 | Выветриваемость (группа грунтов )* | 1 | П | Ш | 1У-У |

* Группа пород по степени выветриваемости определяется по табл. 4.

Продолжение табл. 3

| № п/п | Инженерно-геологические характеристики | Оценка состояния, баллы | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | 0 | 1 | 2 | 3 |
| 10 | Выветрелость грунтов откоса в момент обследования | Невыветрелая | Слабая степень выветрелости | Средняя степень выветрелости | Сильная степень выветрелости |
| 11 | Объем обвально-осыпных явлений за год на 1 м длины выемки, $м^3$ | Нет | До 1 | 1-3 | 3 |
| 12 | Сейсмичность в баллах | 6 | 7 | 8 | 9 |

Таблица 4

| Группа грунтов | Количество циклов попеременного высушивания и увлажнения | Потеря образцов в массиве при просеивании через сито диаметром 10 мм, % |
|---|---|---|
| I | Более 50 | >60 |
| II | 30-50 | 60-100 |
| III | 12-30 | 100 |
| IУ | 5-12 | 100 |
| У | Менее 5 | 100 |

4.41. Представление о степени трещиноватости горных пород дает также определение "свободного профиля" пород по Ф.П.Саваренскому, т.е. отношения площади свободного пространства $S$, занимаемого трещинами, к площади поверхности пород $S$, в пределах которой зарисовываются и измеряются трещины (рис. 5). Этот показатель степени трещиноватости пород называют коэффициентом трещинной пустотности $K_{тр}$, %.

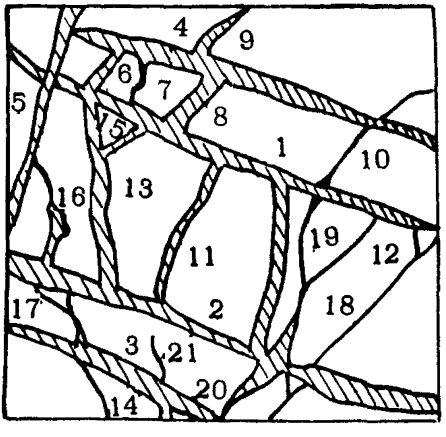



Рис. 5. Абрис расположения трещин в обнажении для подсчета трещинной пустотности

4.42. Оценка состояния массива производится путем суммирования баллов по табл. 3. При этом массив классифицируется следующим образом:

| Массив | Баллы |
|---|---|
| Особо опасный | 45-66 |
| Опасный | 23-44 |
| Неопасный | 0-22 |

Коэффициент трещинной пустотности

$$K_{тр} = (S/S)100. \qquad (32)$$

Пользуясь этим показателем, рекомендуется следующая классификация пород по степени трещиноватости (Л.И.Нейштадт):

слаботрещиноватые ($K_{тр} < 2\%$). Наблюдаются трещины волосные и шириной менее 1 мм. Встречаются единичные трещины шириной до 2 мм. Трещины большей ширины отсутствуют;

среднетрещиноватые ($K_{тр}$ - от 2 до 5 %). Наряду с трещинами шириной до 1 мм имеют место трещины шириной от 2 до 5 мм и единичные от 5 до 20 мм;

сильнотрещиноватые ($K_{тр}$ - от 5 до 10 %). Наряду с трещинами шириной до 5 мм наблюдаются трещины шириной от 20 до 100 мм;

очень сильнотрещиноватые ($K_{тр}$ - от 10 до 20 %) и исключительно сильнотрещиноватые ($K_{тр} > 20$ %). Наряду с трещинами шириной до 10 мм присутствуют трещины шириной от 20 до 100 мм и более.

4.43. При проходке горных выработок и бурении скважин большего диаметра для изучения состояния пород в основании будущих сооружений необходимо определять суммарную ширину трещин каждой системы на каждый метр вскрываемого разреза, которая характеризует степень пустотности - скважности пород. Как показывает практика, под нагрузкой от сооружений в пределах активной зоны основания горизонтальные и пологонаклонные трещины могут смыкаться, вызывая осадку сооружения, которая будет приближаться к их суммарной мощности (ширине).

Поэтому такие наблюдения важны для прогноза возможных осадок сооружений и их равномерности.

4.44. При инженерно-геологических исследованиях самым распространенным видом разведочного бурения по скальным и полускальным породам является колонковый. При таком способе бурения о степени трещиноватости пород следует судить на основании следующих данных:

учета процента выхода керна; при прочих равных условиях состава и свойств пород, режима бурения и других показателей, чем более монолитны породы и чем менее они трещиноваты, тем выше выход керна;

подсчета числа трещин на каждый погонный метр керна, т.е. на основе определения модуля трещиноватости;

наблюдений за проскоками снаряда при пересечении им трещин, каверн и пустот. Необходимо точно фиксировать глубину, на которой произошел проскок, и его величину, свидетельствующие о наличии открытых (зияющих) трещин и пустот. Для обнаружения последних по вертикальному разрезу, вскрытому скважиной, полезно применение каверномера. Измерения каверномером производят при подъеме прибора после раскрытия упругих рычагов, упирающихся в стенки скважины. В результате проведенных измерений получают кривую изменения диаметра скважины с глубиной, на которой фиксируется положение открытых зияющих трещин и пустот или зон резкого увеличения диаметра скважины вследствие повышенной раздробленности пород;

наблюдений за расходом промывочной жидкости, по которому в процессе бурения скважины можно выделить зоны различной трещиноватости пород;

осмотра и фотографирования стенок скважин с помощью специальных приборов и телевизионных установок (фотокаротаж);

измерения плотности пород на разных глубинах в скважине.

Так как плотность пород в известной степени зависит от их трещиноватости, о последней можно судить по плотности. Для этих целей применим гамма-гамма-каротаж.

Он является одним из методов радиоактивного каротажа, основанного на зависимости рассеянного гамма-излучения от плотности пород. Диаграмма гамма-гамма-каротажа показывает изменения рассеянного гамма-излучения в процессе перемещения каротажного зонда по скважине. Это дает возможность получить представление об изменении плотности пород и, следовательно, об их раздробленности и трещиноватости. В породах трещиноватых, раздробленных условия бурения обычно более тяжелые (большой расход промывочной жидкости, вместе с водой в трещины вносится шлам, наблюдаются обвалы обломков пород, иногда заклинивание снаряда). Все это вызывает необходимость вести бурение на малых скоростях, укороченными рейсами, производить частые подъемы снаряда, а при дробовом бурении наблюдается повышенный расход дроби.

Таким образом, если при колонковом бурении производить весь комплекс перечисленных наблюдений, можно получить очень важные сведения о степени трещиноватости пород и на геологических разрезах выделить зоны, различающиеся по степени трещиноватости.

4.45. Сравнительная оценка степени трещиноватости скальных и полускальных горных пород может производиться также по результатам специальных опытных работ - опытных нагнетаний и наливов воды в скважины и горные выработки и опытных откачек воды из скважин или горных выработок, если породы водоносны. Водопроницаемость и водообильность скальных горных пород определяются главным образом их трещиноватостью или закарстованностью (известняки, доломиты), поэтому, если, например, в скважину, вскрывшую такие породы, нагнетать воду и определять водопоглощение, можно косвенно судить об их трещиноватости. Точно так же, если из скважины, вскрывшей водоносные породы, откачивать воду, то их водообильность и водопроницаемость косвенно будут характеризовать степень трещиноватости. Специальные опытные работы для получения сравнитель-

ной оценки трещиноватости горных пород и основаны на определении их водопоглощения, водопроницаемости и водообильности. Мерой водопоглощения и водопроницаемости горных пород служат удельное водопоглощение и коэффициент фильтрации. Пользуясь этими показателями, породы можно классифицировать по степени трещиноватости (табл. 5).

Таблица 5

| Характеристика горных пород | Коэффициент фильтрации, м/сут. | Удельное водопоглощение, л/мин |
|---|---|---|
| Практически водоупорные, нетрещиноватые | < 0,01 | <0,005 |
| Очень слабоводопроницаемые и слаботрещиноватые | 0,01 - 0,1 | 0,005 - 0,05 |
| Слабоводопроницаемые и слаботрещиноватые | 0,1 - 10 | 0,05 - 5 |
| Водопроницаемые и слаботрещиноватые | 10 - 30 | 5 - 15 |
| Сильноводопроницаемые, сильнотрещиноватые | 30 - 100 | 15 - 50 |
| Очень сильноводопроницаемые и сильнотрещиноватые | > 100 | > 50 |

4.46. Оценка влияния трещин и систем трещин как поверхностей и зон ослабления в породах на устойчивость проектируемых сооружений, бортов и карьеров, подземных горных выработок, целиков, наземных сооружений является важнейшим этапом обобщения инженерно-геологического изучения трещиноватости скальных и полускальных горных пород. В результате такого обобщения на начальных стадиях исследований должны быть выделены площадки, участки, зоны, различающиеся по степени трещиноватости. Это необходимо для выбора района возможного расположения сооружений, расположения их в районе,для рационального размещения (компоновки) сооружений на строительной площадке, в пределах шахтного или карьерного поля. Выделение участков, различающихся по степени трещиноватости, помогает прогнозировать развитие геологических процессов и явлений, угрожающих устойчивости проектируемых сооружений.

На последующих стадиях исследований следует изучать закономерности изменений прочности пород, их деформируемости, устойчивости и водопроницаемости в зависимости от ориентировки трещин и степени трещиноватости в пределах той или иной зоны, участка, площадки, в том или ином направлении. Выясняют влияние всех этих изменений на устойчивость сооружений. Оценка влияния трещиноватости на физико-механические свойства горных пород на этих стадиях исследований должна быть главным образом количественной, т.е. характеризоваться цифровыми показателями свойств пород (прочности, деформируемости, водопроницаемости, скорости распространения упругих волн и т.д.), графиками зависимости их изменений от ориентировки поверхностей и зон ослабления и т.д. На геологических разрезах и картах должно быть показано точное расположение поверхностей и зон ослабления, созданных трещинами, системами и зонами трещин. Точно такие геологические разрезы и карты могут быть использованы как реальные расчетные схемы для количественных прогнозов развития геологических процессов, устойчивости склонов, бортов карьеров, подземных выработок, построения расчетных моделей и т.д.

4.47. Для правильной оценки влияния трещиноватости пород на их свойства последние необходимо изучать и оценивать по простиранию и падению поверхностей и зон ослабления, по характерным направлениям и сечениям. Так, если горная порода будет служить естественным основанием какого-либо здания, наибольший интерес будут представлять горизонтальные или пологопадающие трещины, а деформационные свойства - по вертикальной оси, так как сжимающие силы от здания будут действовать в этом направлении. При проектировании дамбы деформационные свойства пород, являющихся ее основанием, необходимо изучать и оценивать также в направлении, перпендикулярном к простиранию горизонтальных или пологопадающих трещин (по вертикальной оси), а прочностные (сопротивление сдвигу) и фильтрационные (водопроницаемость) свойства - в направлении вниз по течению реки, т.е. в напра-

влении действия сдвигающих сил (напора воды) со стороны верхнего бьефа, в направлении гидравлического уклона - перепада напоров. При оценке устойчивости склона речной долины или борта карьера наибольший интерес представляют прочностные и фильтрационные свойства пород по поверхностям и зонам ослабления, имеющим падение в сторону речной долины или карьера.

4.48. Важной характеристикой влияния трещиноватости пород на их свойства является показатель ослабления их прочности или изменения других свойств, например, скорости распространения упругих волн, водопроницаемости и др. Он равен отношению прочности пород (или скорости распространения продольных волн и др.) в условиях естественного залегания $C_м$ к прочности пород в образце $C_{об}$, т.е.

$$K_{ос} = C_м / C_{об}.$$

Этот показатель у пород монолитных, слаботрещиноватых и по направлениям, не совпадающим с направлением поверхностей и зон ослабления, измеряется десятыми долями единицы, а у пород с повышенной трещиноватостью по направлениям трещин - сотыми и тысячными долями единицы. Показатель зависит от отношения размеров (объемного $V$ и $v$ или линейного $L$ и $l$) исследуемого объема породы к размеру образца. Чем меньше трещиноватость пород и, следовательно, чем крупнее отдельности, образуемые трещинами, тем более неоднородны и анизотропны свойства пород в условиях естественного залегания; чем больше трещиноватость и мельче отдельность пород, тем однороднее породы. Такие породы можно назвать квазиоднородными и квазиизотропными.

Условная однородность и анизотропность начинают проявляться при отношении исследуемого объема пород к размеру отдельностей, равному 10-20 и более, т.е. когда

$$L/l \quad \text{или} \quad V/v = 10\text{-}20.$$

Это отношение является критерием квазиоднородности-квазиизотропности пород.

4.49. Оценка влияния трещин и систем трещин на устойчивость местности и проектируемых сооружений должна завершаться обоснованием инженерных мероприятий, необходимых для локализации или устранения вредного влияния трещиноватости. Для этого применяют различные виды крепи в подземных выработках, анкерных устройств, искусственного уплотнения и укрепления пород (цементация, глинизация, битумизация), устраивают противофильтрационные завесы, дренажи, а также вводят различные конструктивные мероприятия, обеспечивающие большую устойчивость сооружения.

Из приведенного следует, что при инженерно-геологическом изучении скальных и полускальных горных пород большое внимание необходимо уделять выбору рациональной методики всех геологических работ (съемке, разведочным и опытным работам и др.) для изучения анизотропии и дирекционности свойств горных пород в зависимости от ориентировки их трещиноватости.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Ломтадзе В. Д. Инженерная геология. Специальная инженерная геологии. М., Недра, 1978, 496 с.

2. Ломтадзе В. Д. Инженерная геология. Инженерная геодинамика. Л., Недра, 1977, 472 с.

3. Дзеваньский Я., Комаров И. С. и др. Инженерно-геологические исследования при гидротехническом строительстве. М., Недра, 1981, 352 с.

4. Ребрик Б. М. Бурение скважин при инженерно-геологических исследованиях. М., Недра, 1979, 251 с.

5. Перечень действующих общесоюзных нормативных документов по строительству и государственных стандартов, утвержденных Госстроем СССР, М., Стройиздат, 1981, 225 с.

6. Цытович Н. А. Механика грунтов. М., Госстройиздат, 1973, 533 с.

7. Инженерно-геологические изыскания для строительства гидротехнических сооружений. Под ред. Е.С.Карпышева. М., Энергия, 1972, 376 с.

8. Гольдштейн М. Н. Механические свойства грунтов. М., Стройиздат, 1973, 375 с.

9. Методические рекомендации по опробованию лессовых грунтов. М., ЦНИИС, 1982, 88 с.

10. Земляное полотно в районах распространения легковыветривающихся скальных пород. Стабильность высоких насыпей. Сборник трудов Комитета по земляному полотну при НТС МПС и НТС Минтрансстроя, вып. 1. М., Транспорт, 1977, 143 с.

11. Проектирование, строительство и эксплуатация земляного полотна в карстовых районах. Сборник трудов Комитета по земляному полотну при НТС МПС и НТС Минтрансстроя, вып.8. М., Транспорт, 1968, 288 с.

12. Горькова И. М. Физико-химические исследования дисперсных осадочных пород в строительных целях. М., Стройиздат, 1975, 152 с.

13. Роза С. А., Зеленский Б. Д. Исследование механических свойств скальных оснований гидротехнических сооружений. М., Энергия, 1967, 392 с.

14. Фисенко Е. А. Предельное состояние пород вокруг выработок. М., Недра, 1976, 272 с.

15. Руководство по проектированию противооползневых и противообвальных защитных сооружений. М., ЦНИИС, 1984, 153 с.

16. Дж. Хьюз, Дж. Мичтом. Структурный подход к программированию (пер. с англ.). М., Мир, 1980, 278 с.

17. Т. Лаудон. ЭВМ и машинные методы в геологии (пер. с англ.). М., Мир, 1981, 318 с.

18. Г. Санглера. Исследование грунтов методом зондирования. М., Стройиздат, 1971, 232 с.

19. К. Г. Йереског, Д. И. Клован, Р. А. Реймент. Геологический факторный анализ (пер. с англ.). Л., Недра, 1980, 224 с.

20. Г. Михок, В. Урсяну. Выборочный метод и статистическое оценивание (пер. с рум.). М., Финансы и статистика, 1982, 246 с.

21. Ф. Свейн и Ш. Дейвис. Дистанционное зондирование. Количественный подход. М., Недра, 1983, 416 с.

22. Рац М. В. Структурные модели в инженерной геологии. М., Недра, 1974, 211 с.



gost.e-ecolog.ru