

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ,
МОЛОДЁЖИ И СПОРТА УКРАИНЫ

ДОНБАССКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ
УНИВЕРСИТЕТ

Г.Г. ЛИТВИНСКИЙ

ОСНОВЫ ГОРНОЙ ГЕОМЕХАНИКИ

ТОМ 1

МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА
ГОРНЫХ ПОРОД И МАССИВОВ

Учебное пособие

Рекомендовано учёным советом ДонГТУ



Алчевск
2012

УДК 622.013.2:69.035.4/(075.8)

ББК И 141.11

Л

Литвинский Гарри Григорьевич – д.т.н., проф., зав. каф.
«Строительные геотехнологии» ДонГТУ

Рецензенты:

Б.А. Картозия - д.т.н., проф., академик Российской академии
естественных наук (РАЕН), проректор Москов-
ского горного университета.

А.Н. Шашенко - д.т.н., проф., академик академии строительства
Украины, зав. каф. строительства и геомеханики
Национального горного университета.

*Рекомендовано учёным советом ДонГТУ
(протокол № 10 от 29.05.2009)*

Л **Литвинский Г.Г.**

Основы горной геомеханики. Т.1 Механические свойства гор-
ных пород и массивов: Учеб. пособ./ Г.Г. Литвинский. – Алчевск:
ДонГТУ, 2012. – 312 с.

ISBN 978-966-310

Рассмотрены упругие, деформационно-прочностные и реологические
свойства горных пород и массивов, их структурно-неоднородные особенности.
Особое внимание уделено современным трактовкам и новым результатам в
горной геомеханике: аналитической теории прочности, длительной прочности
пород в переменных силовых полях, структурной геомеханике, масштабному
эффекту, реономной микромеханике и др. Приведены способы и средства
определения механических свойств пород и массивов.

Для студентов, магистров и аспирантов горных вузов и факультетов.

УДК 622.013.2:69.035.4/(075.8)

ББК И 141.11

©Г.Г. Литвинский, 2012

©ДонГТУ, 2012

©Дизайн обложки

И.Н. Иваньков, 2012

ISBN 978-966-310

СОДЕРЖАНИЕ

ВСТУПИТЕЛЬНОЕ СЛОВО	6
1 ОСНОВНЫЕ ПОНЯТИЯ	15
1.1 Этапы развития механики горных пород	15
1.2 Терминология и определения	21
1.2.1 О предмете изучения	21
1.2.2 Об особенностях изучения курса	27
1.3 Объект и предмет изучения	31
1.4 Неоднородность и анизотропия	34
1.5 Трещиноватость и дискретность пород и массивов	38
2 УПРУГИЕ СВОЙСТВА ГОРНЫХ ПОРОД	49
2.1 Основные определения напряжений и деформаций	49
2.2 Упругие постоянные. Закон Гука	52
2.3 Упругое поведение породы при многоосном нагружении	55
2.4 Напряжения на произвольной площадке	58
2.5 Главные площадки и напряжения на них	61
2.6 Напряжения на диаграмме Мора	63
2.7 Дифференциальные уравнения равновесия	68
2.8 Определение упругих свойств горных пород	72
2.8.1 Статические методы	72
2.8.2 Динамический метод	76
3 РЕОЛОГИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГОРНЫХ ПОРОД	81
3.1 Реология как наука	81
3.2 Ползучесть	83
3.3 Релаксация	88
3.4 Пластичность	89
3.5 Механические структурные модели породы	92
3.5.1 Модель Максвелла	93
3.5.2 Модель Кельвина (Фойгта)	95
3.5.3 Модель Пойтинга–Томсона	98
3.5.4. Модель Бингама	100

3.6	Обобщённые реологические модели	101
3.7	Реономная микромеханика деформирования и разрушения материалов.....	104
4	ПРОЧНОСТЬ ГОРНЫХ ПОРОД И МАССИВОВ.....	112
4.1	Исторический экскурс. Основные понятия.....	112
4.2	Основные факторы, влияющие на механические свойства и процессы разрушения.....	114
4.3	О развитии теорий прочности.....	116
4.4	Теоретическая прочность материалов.....	122
4.5	Пластичность.....	126
4.6	Теория Гриффитса разрушения материала с трещиной.....	129
4.7	Об основных предпосылках новой теории прочности.....	135
4.8	Физические процессы роста трещин при разрушении.....	143
4.9	Сущность новой теории прочности.....	147
4.10	Влияние трещиноватости на прочность горных пород.....	152
4.11	Некоторые задачи аналитической теории прочности.....	158
4.12	О линеаризации уравнений прочности.....	160
4.13	Анизотропия прочности и слоистость.....	163
4.14	Построение диаграммы прочности по паспорту прочности..	165
4.15	Кинетические теории разрушения.....	171
4.16	Длительная прочность материалов.....	176
4.17	Реономная микромеханика разрушения.....	183
5	МАСШТАБНЫЙ ЭФФЕКТ СТРУКТУРНО НЕОДНОРОДНЫХ МАССИВОВ.....	193
5.1	Основные понятия и определения	193
5.2	Особенности описания масштабного эффекта.....	195
5.3	Теоретическое обоснование масштабного эффекта.....	201
5.4	К основам структурной геомеханики.....	208
5.5	Исследование масштабного фактора прочности.....	213
5.6	Классификация породных массивов.....	217
6	ОПРЕДЕЛЕНИЕ СВОЙСТВ ПОРОД И МАССИВОВ.....	230
6.1	Общие сведения.....	230

6.2	Определение прочности пород на одноосное сжатие.....	236
6.3	Определение прочности пород на одноосное растяжение...	242
6.4	Методы комплексных испытаний прочности пород.....	247
6.5	Методы определения паспорта прочности горных пород...	250
6.6	Исследование горных пород методами зондирования.....	255
6.7	Геофизические исследования массивов.....	257
	КОНЦЕВЫЕ СНОСКИ	267
	ИМЕННОЙ УКАЗАТЕЛЬ	278
	ПРЕДМЕТНЫЙ УКАЗАТЕЛЬ	281
	СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ	289
	Изобретения проф. Г.Г. Литвинского в области изучения механических свойств горных пород и массивов	294
	Научные разработки кафедры «Строительные геотехноло- гии» ДонГТУ	298
	Портативный прибор ППЭИ для экспресс-испытаний горных пород.....	299
	Прибор ПУСЭИП для ударно-статических экспресс- испытаний горных пород.....	300
	Стабилометр жёсткого нагружения.....	301
	Электроёмкостный интроскоп.....	302
	Способ определения прочности горных пород.....	303
	Способ борьбы с пучением почвы АРПУ.....	304
	Способ взрывной разгрузки пород кровли ВРПК.....	305
	Крепь рамная арочная усиленная КАУ.....	306
	Прямой цилиндрический вруб ПЦВ.....	307
	Комбайн проходческий фронтальный КПФ “MIR”.....	308
	Цилиндрическая шарошка.....	309
	Агрегат фронтальной шнековой выемки.....	310
	Литвинский Г.Г. – краткая научно-биографическая справка	311

Кто из нас не хотел бы приоткрыть завесу, за которой скрыто наше будущее, чтобы хоть одним взглядом проникнуть в предстоящие успехи нашего знания и тайны его развития в ближайшие столетия?

Д. Гильберт¹ (1862–1943)

«Математические проблемы»

ВСТУПИТЕЛЬНОЕ СЛОВО

В науке существует меткое высказывание, которое в афористической форме выражает суть разных подходов при решении теоретических и прикладных проблем в науке: *«Теоретик решает лишь то, что можно, причем так, как нужно, а инженер – все, что нужно, но так, как можно»*.

Как нельзя более полно отвечает этому афоризму закономерности развития горной науки в целом и горной геомеханики в частности. Диалектика развития горной промышленности ставили перед горной наукой крупные актуальные задачи. А их решение проводилось в соответствии с достигнутым к тому времени уровнем развития научных представлений, чаще всего с позиций инженерного подхода. Поэтому логика научного прогресса в прикладных исследованиях, которыми в основном занимается горная наука, требовала неоднократного возвращения к одним и тем же проблемам и задачам. По сути, мы здесь видим проявление диалектического закона «отрицание отрицания», т.е. саморазвития научных взглядов путем череды внутренне логически обоснованных поэтапных преобразований.

Вот почему, несмотря на множество ранее выпущенных оригинальных и талантливых монографий, книг и учебников по горным

проблемам (в частности, по проблемам горной геомеханики), существует необходимость вновь и вновь пересматривать достигнутый уровень научных знаний и вносить в них иногда довольно существенные коррективы.

Почему написана эта книга?

Чем же можно оправдать появление очередной публикации по вопросам, уже достаточно хорошо отраженным в горной периодике и книгах? Как представляется автору, для этого есть несколько причин, причем они оказались настолько весомыми, что автор буквально был «вынужден» взять на себя труд по написанию этой книги.

В первую очередь следует указать на резкое качественное изменение представлений о горном массиве как среды, где развиваются во времени и пространстве сложные геопроцессы. Именно изучение процессов становится во главу угла горной науки, а не статических состояний и моделей, которые преобладали ранее и доминируют в настоящее время. А из этого следует, что необходимо переходить от малосостоятельных потуг алгебраического описания основных проблем к их качественно новому представлению в виде нелинейных моделей, представленных с помощью дифференциальных уравнений. Да, следует признать – нелинейные модели зачастую намного сложнее, но это следует воспринимать как неизбежные издержки при переходе на новый уровень знаний (более сложные абстракции).

Следующей причиной является необходимость подготовки инженерных кадров на базе широкой фундаментальной подготовки с позиций возросших требований к их знаниям и умениям (компетенциям). Специалист должен теперь уметь ответить не только на вопросы «Что?» и «Как?», но и логически аргументировано обосновать свою точку зрения, ответив на вопрос высшего уровня сложности «Почему?». К сожалению, во многих учебниках и пособиях такого рода сведения почерпнуть не всегда удаётся, материал излагается в виде набора сложных, малообоснованных, труднопонятных эмпирических формул и рецептурных рекомендаций с необходимостью запоминания

большого объема цифр и «статической» описательной информации. Концентрация информации в виде своеобразной «свёртки» изложения, когда «словам тесно, а мыслям – просторно», может быть достигнута с помощью широкого использования физически обоснованных математических моделей с последующей их привязкой к реальным условиям.

И, наконец, важным стимулом к написанию книги стали накопленные в рамках научной школы нашего университета новые научные результаты, в ряде случаев заметно дополняющие уровень существующих представлений о предмете изложения – горной геомеханике. К ним, прежде всего, можно отнести аналитическую теорию прочности, теорию масштабного эффекта и структурной геомеханики, реономную микромеханику деформирования и разрушения материалов (горных пород) и др. Рассеянные по разнообразным публикациям, эти научные результаты оказались, по сути, недоступными специалистам, а тем более студентам и аспирантам, нуждались в систематизации и упрощенном изложении в одной книге, рассчитанной на средний уровень подготовки.

Книга написана на базе специальных курсов, читаемых автором в течение нескольких десятков лет студентам, магистрам и аспирантам горных специальностей Донбасского государственного технического университета (ДонГТУ) и отражает во многом не только требования учебных программ, но и личные научные пристрастия автора. Основной трудностью, которая стояла перед автором, было не то, какой материал включить в книгу, а то, какой материал выбросить. Дело в том, что механические свойства горных пород сейчас интересуют достаточно широкий круг горных (и не только) специалистов, профессиональные предпочтения у которых весьма различаются. Поэтому пришлось прибегнуть к компромиссу и в основном ориентироваться на собственное понимание этой проблемы.

Что же найдет читатель в этой книге?

Изложенный в книге материал соответствует традиционной схеме расположения разделов. В первой главе приводятся основные

понятия и определения, которые необходимо знать, чтобы понимать дальнейшее изложение. Внимание следует обратить на вопросы структурного строения массива, особенно, – ввиду их важности, – на трещины и их системы.

Вторая глава содержит информацию об упругости и упругих свойствах горных пород. Учитывая специфику учебных планов студентов горных специальностей, в этом же разделе предельно кратко приведены начальные сведения из теории упругости: преобразования напряжений, понятие о кругах диаграммы О. Мора, дан вывод дифференциальных уравнений равновесия. В конце главы приведены сведения о способах определения показателей упругих свойств пород статическими и динамическими методами. С изложенными в этой главе базовыми понятиями надо разобраться достаточно внимательно – без него дальнейшее понимание весьма затруднительно.

Третья глава также является традиционной – в ней рассмотрены реологические свойства горных пород, даны понятия ползучести, релаксации и пластичности. Далее рассмотрены классические реологические модели и возможности описания ими законов изменения напряжений и деформаций в нагруженных породах во времени. Заканчивается глава новыми результатами исследований для более подготовленных читателей – понятиями реономной микромеханики деформирования, которая должна прийти на смену реологическим моделям. Глава несёт на себе отпечаток абстрактности и рассчитана на более подготовленного читателя.

В четвёртой главе представлены данные о прочностных показателях горных пород и массивов. Кратко рассмотрена история развития учения о критериях прочности, показаны основные их недостатки и противоречия. Рассмотрены задачи теоретической прочности материалов с позиций физики твёрдого тела, дан вывод уравнений теории Гриффитса для тела с трещиной. Как логичный итог разрешения накопленных в проблеме прочности противоречий дано обоснование новой, – аналитической, – теории прочности. Наряду с более глубоким

физическим обоснованием основных постулатов новой теории, приведены главные её достоинства – возможность учета неоднородностей строения горных пород, содержащих различные системы трещин и поверхностей ослаблений. Здесь показано, как построить полярную диаграмму прочности не только для одноосного, но и для объёмного нагружения. Этому вопросу специалисты не уделяют должного внимания, хотя он особенно актуален для горных массивов, зачастую обладающих высокой прочностной анизотропией. Материал раздела важен для изучения последующих разделов горной геомеханики, связанных с устойчивостью подземных объектов.

К сожалению, в этой главе не удалось с достаточной полнотой осветить новое перспективное направление в механике твёрдого деформируемого тела – реономную микромеханику деформирования и разрушения, методологически обобщающую теории упругости, пластичности, ползучести и разрушения материалов. Для этого, по-видимому, потребуется написание отдельной книги.

Вопросам масштабного эффекта структурно–неоднородных массивов горных пород посвящена пятая глава. В ней сделано важное обобщение масштабного эффекта на любые физические свойства материалов и доказана необходимость изучения вначале структурного строения массива, а лишь затем его свойств, которые зависят от структуры. Здесь введены понятия структурного элемента массива, для которого использованы понятия сплошности и повреждённости. Особое внимание следует обратить на принцип суперпозиции повреждённостей для разных систем ослаблений массива, что позволяет резко упростить учет масштабного эффекта для сложно–структурных сред и может служить основой для дальнейшего развития структурной геомеханики массивов. Показано, как следует изучать масштабный фактор прочности с использованием аналитической теории прочности, сделан ряд важных практических выводов. В конце главы кратко приведен анализ различных существующих классификаций породных массивов.

Шестая глава содержит описание способов и средств лабора-

торных испытаний горных пород и грунтов. Приведены требования к методам испытаний и их статистической обработки, дано сравнение различных способов определения деформационных и прочностных свойств, отдельно рассмотрены вопросы испытания пород в стабилометрах для определения паспорта прочности горной породы. Дано краткое изложение геофизических методов исследования породных и грунтовых массивов.

В чём отличие этого учебника от остальных?

Принципиальное отличие предлагаемой вниманию читателей книги от классических руководств состоит в ориентации на приобретение навыков построения приближенных решений, с использованием современных пакетов программ на ЭВМ. Такой подход обусловлен не только сложностью решаемых задач, как правило, нелинейных и трансцендентных, но и существующей в настоящее время тенденцией к созданию банков данных из накопленных решений и методов.

Отдельно следует остановиться на особенностях изложения материала. Здесь автор пытался придерживаться нескольких важных правил:

- добиться рационального сочетания традиционного изложения и новых научных результатов;
- стремиться к максимальному уровню доказанности и обоснованности приводимых утверждений и формул с позиций чётких физических моделей, избегать «ортодоксального» тона и эмпирики;
- сопровождать анализом и критическими замечаниями полученные выводы и рекомендации;
- осуществить (правда, не всегда постепенный) переход от простого к сложному материалу, а в конце – наметить пути дальнейшего развития изложенных методов и идей.

Насколько это удалось автору – будет судить читатель. Во всяком случае, иерархический уровень изложения материала позволяет его использовать в учебном процессе для читателей с разной подготовкой – студентам, магистрам, аспирантам и соискателям, изучаю-

щим горную геомеханику или стремящихся проводить исследования в этой области.

Как изучать изложенный материал?

В зависимости от уровня начальной подготовки читатель может ограничиться изучением только исходных сведений, изложенных, как правило, в начале каждой главы, или продвинуться «в глубь» проблемы вплоть до проведения собственных теоретических, лабораторных или производственных исследований. Наиболее важные формулы и выводы выделены в тексте курсивом и жирным шрифтом – это то, что желательно понять, запомнить, знать в первую очередь. Очень полезно выполнить рассеянные по всему тексту рекомендации по выполнению заданий разного уровня. Это гарантирует читателю самоконтроль усвоения и возможность практического применения своих знаний.

Наконец, последний вопрос: что должен знать читатель, открывший эту книгу? Хорошо, если он знает математику в объёме 1–2 курса вуза, владеет теоретической механикой и началами сопротивления материалов, изучил курсы петрографии, геологии, материаловедения и физики горных пород. Если не знаком, это тоже не беда, просто, в ряде случаев, ему придется принимать на веру некоторые утверждения, доказательства и выводы автора. Главное, что необходимо читателю – это то, чтобы изучаемый материал был ему интересен либо нужен для работы, а еще лучше – то и другое.

Не премину, однако, заметить, что «продираться» через книгу не так уж просто, так как она состоит в основном из результатов, полученных десятками крупных ученых во многих странах. Тем более что для студентов горных специальностей это один из немногих спецкурсов, которые построены не на описательном материале, требующем запоминания путём «зазубривания» (что нередко тоже нужно), а на достаточно строгих логических построениях, направленных на понимание сути и развивающих у читателя вкус и любовь к абстрактному мышлению. Здесь путь к запоминанию идёт через понимание.

В настоящее непростое (впрочем, а когда оно было «простым»?) время наблюдается бурное развитие исследований наук о Земле и, в частности, горной геомеханики. Оно вызвано необходимостью решения сложных проблем, связанных с проникновением человека в недра для подземного строительства и добычи полезных ископаемых. Это ставит перед горной наукой задачу решения накопившихся сложных проблем и острых противоречий, порождённых диалектикой развития горной техники и технологии, без чего человеческая цивилизация обречена на стагнацию и упадок. В то же время имеются большие, еще не раскрытые возможности для перехода горной науки на качественно новый научный и технический уровень, что гарантирует в будущем получение требуемого качества и объёмов добычи ценного горного сырья и энергоресурсов.

Хочется верить, что эти научные проблемы привлекут внимание студентов, ученых и инженеров, они сумеют «...взглядом проникнуть в предстоящие успехи нашего знания...» (*Д. Гильберт*) и воплотить в практику крылатое выражение великого поэта древности – *Публия Вергилия Марона*²:

MENS AGITAT MOLEM! – «Мысль движет материю!»

Автор

Все критические замечания по улучшению книги будут приняты с благодарностью. Письма просьба направлять по электронному адресу автора ligag@ya.ru или на сайт <http://www.sggs-donstu.ucoz.ru> и http://www.dmmi.edu.ua/struktura/facultets/gorn/sg_gs/

1 Основные понятия

1.1 Этапы развития механики горных пород.....	15
1.2 Терминология и определения.....	21
1.2.1 О предмете изучения.....	21
1.2.2 Об особенностях изучения курса.....	27
1.3 Объект и предмет изучения.....	31
1.4 Неоднородность и анизотропия.....	34
1.5 Трещиноватость и дискретность пород и массивов.....	38

1 ОСНОВНЫЕ ПОНЯТИЯ

1.1 Этапы развития механики горных пород

Еще в доисторические времена, с момента проникновения человека в недра с целью использования скрытых там минеральных богатств, возникла необходимость в знаниях о поведении окружающей его в глубине Земли необычной среды – массиве и горных породах, его слагающих. Вначале эти знания были на уровне мифов, суеверий, примитивных представлений. Затем опыт ведения горных работ привел к накоплению первичных эмпирических знаний и формулированию правил и предписаний по ведению подземных работ. Их целью было избежать главных опасностей, сопровождающих горные работы – обрушений, завалов, оседаний поверхности, взрывов газов, затоплений и т.д.

Накопленные эмпирические сведения о механических свойствах горных пород впервые начали оформляться в научные знания в середине века (Агрикола³) и окончательно выделились в отдельную науку в конце XIX и начале XX веков трудами горных инженеров и ученых развитых горнодобывающих стран того времени – Англии, Германии, Испании, Италии, России, Франции, Чехии и др.

В первую очередь появились попытки научного объяснения и расчетного обоснования обрушений горных пород в выработках, которые представляли собой серьезную опасность для горняков и могли надолго остановить горные работы.

Из опыта ведения горных работ было установлено, что из кровли выработки породы обрушаются чаще всего в форме вывалов и сводов. На эту особенность проявления горного давления ученые обратили внимание в первую очередь. Исходным было предположение, что на крепь выработки давит полный вес столба породы до поверхности, затем появились другие, более обоснованные гипотезы. Шульц рассматривал слои пород как изгибающиеся балки, жестко закрепленные на

опорах (1867); Риттер считал, что от массива отрывается своим весом некоторый объем породы (1879); Греггер пробовал находить величину давления по излому установленной деревянной крепи (1881). Энгессер рассчитывал обрушения как параболический свод в виде кривой давления над крепью (1882); Янсен (1895), Кеттер (1899) и Бирбаумер (1913) учитывали, что опускание пород над выработкой ослабляется трением его о боковые неподвижные породы; Коммерелль (1912) высоту свода определял по прогибу кровли выработки. Все эти гипотезы и расчетные методы были подвергнуты критическому анализу М.М. Протодьяконовым⁴ (1906), который предложил свою знаменитую гипотезу свода естественного равновесия пород над выработкой. Эта гипотеза использовалась в отечественной (и не только) горной практике более 50 лет и до сих пор находит свое достойное место во всех учебниках вузов.

Исследования горных инженеров и ученых тогда сформировали определенную методику изучения горного давления с помощью упрощенных расчетных схем сопротивления материалов. Такой подход занимал доминирующее положение до середины XX века. Постепенно, методом проб и ошибок, инструментальными наблюдениями в выработках и накоплением эмпирических данных, путем направленных экспериментов и совершенствованием методов расчета были заложены научные основы механики горных пород, как тогда называли горную геомеханику. Основополагающие исследования по развитию горной геомеханики выполнили отечественные учёные: М. М. Протодьяконов–старший (1907, 1930), П. М. Цимбаревич⁵ (1934, 1951), В. Д. Слесарев (1948), С. Г. Авершин⁶ (1948, 1955), К. В. Руппенейт⁷ (1954, 1961) и др.; за границей – Г. Шпакелер (Германия, 1928; ГДР, 1954), Р. Феннер (Чили, 1938), Ф. Мор (ФРГ, 1946, 1963), А. Лабас (Бельгия, 1949, 1951), Леопольд Мюллер⁸ (Австрия, 1970–80), Эверт Хоек (Канада, 1970–2007) и др.

По мере своего развития, опираясь на достижения фундамен-

тальных наук, в первую очередь на аналитические методы механики твёрдого деформированного тела (теории упругости, пластичности, ползучести), существенные изменения претерпели предмет, задачи, методика и само название научной дисциплины по изучению механических процессов в горном массиве. Вначале это было учение о горном давлении (rock pressure, underground pressure), затем – механика горных пород (rock mechanics), механика подземных сооружений (mechanics of underground structures), горная геомеханика (mining geomechanics) и др. Каждое из этих названий имеет свою специфику, акцентируя внимание на разных сторонах (аспектах) изучаемой обширной проблемы. Так, гипотезы о горном давлении должны были ответить на вопрос о расчёте горного давления на крепь выработок, механика горных пород в центре своего внимания ставит изучение механических свойств горных пород и массивов и их поведении при разных внешних нагрузках, механика подземных сооружений изучает взаимодействие горных сооружений с массивом горных пород, горная геомеханика устанавливает закономерности протекания механических процессов в массиве при ведении горных работ.

Горная геомеханика, механика горных пород – наука о механических свойствах породных массивов и механических процессах, происходящих в них при ведении горных работ. Горная геомеханика находится на стыке геомеханики и горной науки и имеет главной целью рациональное управление горным давлением.

Основные задачи горной геомеханики – изучение прочностных и деформационных характеристик породных массивов, в которых ведутся горные работы, а также установление закономерностей возникновения и развития напряжённо–деформационных полей при ведении горных работ. Горная геомеханика связана с механикой деформируемой среды (сплошной и дискретной); геологией и инженерной геологией; геофизикой и другими науками о Земле, а из технических дисциплин – с горной наукой, особенно с разработкой месторождений полезных ископаемых, и со строительной механикой.

Поскольку горная геомеханика рассматривает воздействие на породные массивы не только естественных, но и производственных факторов, она в этом смысле является более широкой дисциплиной, чем геомеханика, однако по масштабу изучаемых объектов горная геомеханика уступает последней, так как изучает локальные области земной коры. В ней совместно применяются аналитические и экспериментальные (лабораторные и натурные) методы. Она исследует управление горным давлением, взаимодействие крепей горных выработок с породными массивами, устойчивость породных обнажений подземных и открытых горных выработок, сдвигание породных толщ и земной поверхности под влиянием горных работ, вопросы борьбы с горными ударами и внезапными выбросами угля и газа и др.

В дальнейшем, учитывая утверждённое название дисциплины в учебном плане для горных специальностей, будем использовать название «механика подземных сооружений» (сокращённо МПС), хотя оно заметно сужает область изучения уже сформировавшейся к настоящему времени научной дисциплины.

В процессе своего становления и развития МПС (как и другие науки о Земле) прошла несколько этапов:

1) доисторическое и начальное развитие, когда шло накопление, упорядочение и осмысление производственного опыта подземных работ того времени (от доисторических времён вплоть до XIII–XIV веков);

2) средневековье, когда в науке преобладала схоластика, подземные работы велись вручную, развитие промышленности существенно тормозилось из-за отсутствия энергетических источников и способов преобразования энергии (XV–XVIII века);

3) этап промышленной революции, вызванной началом разработки угольных месторождений и изобретением паровой машины, что обусловило появление общественного заказа на научные исследования в области горного дела (XVIII–XIX века), в том числе и в направлении изучения горного давления;

4) начало развития промышленной добычи полезных ископаемых, появление расчётных методов горного давления, основанных на применении упрощённых методов сопротивления материалов для описания давления на крепь от разрушившихся пород в кровле выработок в форме сводов естественного равновесия (конец XIX и начало XX века);

5) интенсификация горных работ, широкая механизация основных производственных процессов, проведение большого числа подземных выработок различного назначения, использование в горной науке методов механики сплошных сред и экспериментальных методов исследований (20–50 гг. XX века);

6) полная механизация горных работ, существенное повышение глубины разработки и усложнение горнотехнических условий разработки полезных ископаемых, интенсификация проявлений горного давления и разрушений массива горных пород, появление в науке комплексных методов исследований с привлечением целенаправленных шахтных инструментальных наблюдений, лабораторных исследований, теоретических решений на базе широкого использования механики сплошной среды и ЭВМ (конец XX века);

7) современный период перехода к автоматизированной безлюдной горной технологии при добыче полезных ископаемых в производственных горно–геологических условиях на больших глубинах разработки, появление новых нетрадиционных способов и средств подземного строительства и добычи полезных ископаемых, что вызывало пересмотр в горной науке (и науке вообще) концептуальных методических подходов.

Как всякая научная дисциплина, МПС имеет развитую и достаточно сложное структурное построение, включающее в себя в виде взаимно дополняющих составных частей

- экспериментальные (натурные, производственные и лабораторные) методы исследований,
- теоретические исследования с использованием современных аналитических методов механики деформируемого твёрдого тела, под-

земных гидро- и газодинамики, термодинамики, физики тепловых процессов и др.

- компьютерное моделирование статики и кинетики всего многообразия физических процессов, происходящих в массиве горных пород при горно-инженерной деятельности человека.

В настоящее время наука о механических процессах в массиве горных пород ускоренно развивается во многих странах мира – в Канаде и Индии, Польше и Украине, Японии и Австралии, Китае и России, т.е. в странах, где имеется развитая горнодобывающая промышленность. Отечественные школы в области механики горных пород внесли заметный вклад в становление и развитие этого научного направления, особенно следует упомянуть ведущих учёных горных университетов Москвы, С.-Петербурга, Кузбасса, Днепропетровска, Донецка, Алчевска, Тулы, Екатеринбургa и др.

В чем особенности развития МПС в современный период? В первую очередь следует отметить широкое использование достижений фундаментальных наук (математики, аналитической механики, физики и механики твёрдого тела, термодинамики и др.) при исследовании проблем микромеханики разрушения, статики и кинетики развития механических процессов во времени, поведения массивов как сложных сред с переменной структурой. Таким образом, логика развития исследований приводит к размыванию чётких границ между науками, возникновению пограничных областей исследований (подземная физико-химия, теплофизика и гидродинамика и т.д.), переходе от все более глубоких до предельно обобщённых уровней изучения происходящих процессов (от микро- до мактро- и мегамасштабов).

Одной из главных особенностей современного развития науки является переход от линейных упрощённых моделей и представлений к нелинейным сложным иерархическим системам с переменной пространственно-временной структурой, осознание ограниченности алгебраических подходов и уравнений, пригодных лишь для описания статики массивов, постепенного обобщения и усложнения решения

старых и постановки новых задач, перехода к нелинейным интегро-дифференциальным уравнениям кинетики и динамики протекания сложных процессов в массиве горных пород.

Таким образом, множество стоящих перед механикой горных пород проблем, их сложность и важность для науки и промышленности представляет собой прекрасное и благодарное поле приложения усилий для по-настоящему талантливых и ищущих молодых специалистов – учёных, проектировщиков и производственников.

1.2 Терминология и определения

1.2.1 О предмете изучения

Горная геомеханика изучает закономерности механических процессов в горных породах и массивах. Эти процессы были предметом пристального наблюдения и изучения горных инженеров и учёных с давних пор, причем, не только исходя из желания объяснить происходящие в массиве явления. Изучив законы, управляющие этими сложными явлениями, инженер смог активно вмешиваться в их развитие и подчинить их своим целям.

Но какими же приёмами и методами должен владеть горный инженер, чтобы суметь овладеть тайнами горной науки?

Французский философ-просветитель Дени Дидро⁹ чётко сформулировал этапы научного познания в своей работе «Мысли к объяснению природы»:

«Мы располагаем тремя главными средствами исследования: *наблюдением* природы, *размышлением* и *экспериментом*. Наблюдение собирает факты, размышление их комбинирует, опыт проверяет результат комбинаций. Необходимы *прилежание* для наблюдения, *глубина* для размышления и *точность* для опыта».

Прилежное наблюдение позволяет выделить отличительные признаки явлений и процессов, произвести измерение однородных

свойств, на основании чего выполнить их количественные сравнения. При этом приходится, как правило, пренебрегать второстепенными признаками и влияниями, т.е. создавать упрощённые (идеализированные) модели, глубоко обдумывая накопленный с помощью наблюдений материал. Далее следует этап проведения опытов (экспериментов) с целью проверки предложенных моделей и гипотез.

Устойчивая, повторяющаяся из опыта к опыту связь или соотношение между свойствами или явлениями позволяют открыть и сформулировать **закономерность**.

Закономерность – необходимая, существенная, постоянно повторяющаяся взаимосвязь явлений реального мира, определяющая этапы и формы процесса становления, развития наблюдаемых явлений в данных условиях.

Более важным и обобщённым уровнем изучения природы является закон.

Закон – устойчивая, подтверждённая множеством опытов объективная (независимая от воли человека) связь между различными величинами или научными понятиями, присущая самой природе явления. Закон, справедливость которого была установлена не из теоретических соображений, а из опытных данных, называют **эмпирическим** законом.

Наиболее общие физические законы называют физическими **принципами**. Они являются наиболее широкими обобщениями частных законов и проявляются в наиболее общих условиях с наименьшими ограничениями (закон сохранения энергии, принцип суперпозиции, принцип Сен-Венана и др.). Непроверенное научное утверждение называют гипотезой.

Наконец, высшей формой интеллектуального отражения реальности является **теория**. Это непротиворечивое, наиболее обобщённое объяснение причин подчинения явлений определённым законам или связи между разнородными явлениями.

Путь, который приходится пройти учёным от наблюдения до

создания теории необычайно сложен и продолжителен, он растягивается иногда на века и выполняется разными поколениями учёных. Так, разработка теории прочности началась ещё в средние века и не закончилась до настоящего времени. То же можно сказать и о других теориях. Ведь любая теория или закон – это всегда лишь последовательное приближение к истине, к реальности.

Поэтому горная геомеханика, одна из наук природного цикла, как и другие науки, – не застывшая, законченная догма, а непрерывно развивающаяся наука. И здесь большое поле деятельности для будущих поколений инженеров и учёных.

Чтобы избежать путаницы в понятиях и определениях (дефинициях), что недопустимо в любой науке, следует условиться о значении используемых терминов, число которых будет постепенно пополняться по мере изучения курса.

Механика (от греч. *mechanike* – искусство построения машин) – наука о взаимодействиях между материальными телами и их механическом движении, т. е. изменении с течением времени взаимного положения тел или их частей в пространстве.

Горная наука – это совокупность знаний о природных условиях залегания горных пород и физических явлениях, происходящих в их толще в связи с горно-инженерной деятельностью человека, о способах подземного строительства, добычи и обогащения полезных ископаемых.

Цель горной науки – раскрытие закономерностей и научное объяснение явлений и процессов, происходящих при подземном строительстве и разработке полезных ископаемых, и на их основе развитие техники и технологии горного производства.

Геомеханика исследует механическое поведение горного массива при воздействии на него нагрузок и деформаций (геотектонических или технических). Оформилась как наука в середине 60-х гг. XX века и представляет собой часть геофизики, но в отличие от первой, которая занимается изучением физики Земли, она изучает, прежде все-

го, земную кору.

Горная геомеханика – часть геомеханики, изучает поведение горных пород под воздействием инженерной деятельности человека, позволяет прогнозировать процессы в массиве вокруг горных сооружений и разрабатывать способы управления ими.

Таким образом, горная геомеханика – это наука о механических свойствах породных массивов и механических процессах, происходящих в них при ведении горных работ. Горная геомеханика находится на стыке геомеханики и горной науки и имеет главной целью рациональное управление горным давлением.

Основные задачи горной геомеханики: изучение прочностных и деформационных характеристик породных массивов, в которых ведутся горные работы, а также установление закономерностей возникновения и развития напряжённо-деформационных полей в районах горных разработок.

Горная геомеханика связана с механикой деформируемой среды (сплошной и дискретной); геологией и инженерной геологией; геофизикой и другими науками о Земле, а из технических дисциплин – с горной наукой, являясь её частью. Горная геомеханика по охвату изучаемых явлений является более широкой дисциплиной, чем геомеханика, однако по масштабу изучаемых объектов горная геомеханика уступает последней, так как изучает локальные области земной коры.

Механика горных пород – часть горной геомеханики, как научная дисциплина изучает напряжённо-деформированное состояние горных пород и массивов, условия их прочности, закономерности деформирования, разрушения и устойчивости в горных сооружениях и работах при их строительстве и эксплуатации.

Механика грунтов – строительная дисциплина, изучающая грунты основания и их взаимодействие с инженерными сооружениями, объясняет и даёт методы расчёта механического поведения рыхлых горных пород – грунтов или сыпучих масс.

Механика подземных сооружений – это прикладная наука гор-

ного цикла знаний, которая изучает закономерности взаимодействия горного массива с подземными сооружениями и разрабатывает научные основы проектирования и расчёта подземных конструкций. Она является составной частью механики горных пород.

Для горного инженера знание механики подземных сооружений позволит:

- понять закономерности взаимодействия массива горных пород с инженерным сооружением (подземной или открытой горной выработкой);
- прогнозировать поведение массива вокруг горной выработки (рассчитать давление пород на крепь, смещения пород в выработку и т.д.);
- произвести расчёт прочности и устойчивости горного сооружения в зависимости от конкретных горно–геологических условий;
- устранить или свести к минимуму негативные последствия проявлений горного давления в подземных выработках, обеспечить их эксплуатационную устойчивость.

Основные объекты исследования МГП представлены на рисунке 1.1. В нашем курсе мы будем изучать только незначительную часть среди всего обилия объектов механики горных пород. Стрелки на рисунке 1.1 показывают логическую последовательность в изучении объектов, как правило, от простого к все более сложному. Таким образом, изучение проявлений горного давления должно начинаться с одиночных выработок, – капитальных и очистных, а затем заканчиваться более сложной проблемой, связанной с описанием устойчивости подготовительных выработок, попадающих в зону вредного влияния очистных работ и т.д.

Ранее изучение этой совокупности объектов входило в понятие «проявления горного давления». В настоящее время под термином «проявления горного давления» подразумевается вся совокупность механических процессов деформирования и разрушения в массиве горных пород, вызванных горно-инженерной деятельностью человека.

Задачи механики подземных сооружений (прокомментируйте

примерами):

1) изучение и прогнозирование проявлений горного давления в выработках;

2) разработка способов управления горным давлением для обеспечения эксплуатационной устойчивости горных выработок и безопасности работ.



Рисунок 1.1 – Объекты исследования горной геомеханики

Эти задачи сформулированы в самом общем виде, а при их конкретизации, в свою очередь, **необходимо изучить**:

❖ структуру, деформационные и прочностные свойства горных

пород и горного массива;

- ❖ исходное напряжённое состояние массива и слагающих его отдельностей;

- ❖ закономерности деформирования и разрушения массива горных пород при ведении горных работ;

- ❖ закономерности разрушения и сдвижения горных пород вокруг горных выработок;

- ❖ устойчивость породных обнажений горных выработок и особенности развития разрушения пород в окрестности горных выработок;

- ❖ целесообразные способы и средства обеспечения устойчивости горных выработок.

1.2.2 Об особенностях изучения курса

Курс механики подземных сооружений опирается на предшествующие учебные дисциплины и даёт основу для изучения последующих (рис. 1.2).

Механика подземных сооружений является базовой дисциплиной при подготовке специалистов горного профиля. Её разделы, особенно в последнее время, постоянно изменяются, дополняются, а некоторые из ее фундаментальных положений пересматриваются и обновляются. В частности, многие важные прикладные задачи о взаимодействии подземных сооружений (крепей, обделок тоннелей и др.) с окружающим массивом горных пород пока не имеют решений, удовлетворяющих запросы практики. Это обусловлено чрезвычайной сложностью процессов, происходящих в массиве при ведении горных работ.

Поэтому до сих пор существуют различные концептуальные подходы по описанию причинно-следственных связей в сложных задачах статики и кинетики неупругого деформирования и разрушения горных пород вокруг подземных выработок. Многообразие расчётных методов, эмпирических зависимостей и закономерностей затрудняет изучение этого направления горной науки.



Рисунок 1.2 – Взаимосвязь курса механики подземных сооружений с предшествующими и последующими учебными дисциплинами

Особенностью изложения материала в этой книге является последовательность перехода, как со ступеньки на ступеньку, от одного уровня изучения вопросов на другой, более сложный.

Каждому уровню изложения соответствует и разная сложность усвоения материала: от начальных понятий и определений к описанию более сложных процессов и явлений и, наконец, за ними идут последние результаты и формулировки, достигнутые в этой области горной науки. При этом каждый последующий переход, как правило, опирается на уже введенные более простые понятия.

При изучении курса встречается целый ряд новых понятий и определений, которые даются без особого логического («формульного») доказательства. Это неизбежное начало любой науки, когда необходимо оговорить, чем занимается данная наука и какими понятиями

она оперирует. Необходимо заставить себя понять их смысл и выучить иногда довольно замысловатые определения (например, изотропия, неоднородность, ползучесть, релаксация и др.).

В книге достаточно много формул, что может представить немалую трудность для менее подготовленного читателя. Надо ли во что бы то ни стало запоминать формулы? Безусловно, нет.

В прикладных науках все формулы можно подразделить на два условных класса: эмпирические и теоретические. Эмпирические формулы отражают полученные на первичном этапе исследований закономерности, часто с весьма невысокой точностью. Поэтому и ценность информации, заключённая в них, состоит лишь в качественных соотношениях между входящими величинами: (что от чего зависит и в какой степени). Запоминать такие формулы обычно не следует – для этого есть справочники. Нужно уметь пользоваться этими формулами, т.е. с их помощью производить вычисления и понимать смысл полученных результатов.

Иное дело «теоретические» формулы, т.е. полученные в ходе логического доказательства или теоретического вывода. Здесь большую роль играет не только конечный вид формулы, но и большую смысловую нагрузку несёт само доказательство, воспроизводящее, как правило, ход мысли автора формулы или закона. Поэтому особенно важно понять это доказательство и уметь его самостоятельно выполнить. Тот, кто потрудился это сделать, поднялся, по сути, до научного уровня автора формулы, и поневоле запомнит сущность и формальный вид окончательного результата. Такой читатель сумеет понять и запомнить смысл величин и логику связей между ними.

Формулы, таким образом, превращаются из отягчающего жизнь читателя балласта в мощное орудие мышления, что делает обучение намного более эффективным и действенным. Часто изучение доказательства формулы или закона позволяет выйти на новый уровень исследований – теоретических или экспериментальных.

Следовательно, не столь существенно количество заученных

формул. Важно глубокое понимание причин появления формулы, смысла входящих в неё физических величин, зачем они вводятся, какое явление отражает формула. *Очень полезно словесно сформулировать закономерность, заключённую в формуле.* Тогда вы сможете ответить не только на вопросы «что?» и «как?», но и на самый трудный вопрос «почему?», связанный с изучаемым явлением или свойством. А в этом и состоит весь смысл обучения.

Многолетний опыт преподавания в университете даёт автору право обобщить некоторые наиболее распространённые ошибки, которые делают студенты при изучении курса. К числу их далеко неполного перечня можно отнести:

- недостаточное усвоение основных базовых понятий и определений, с которых начинается курс, что ведёт к существенному «торможению» понимания дальнейшего материала (напряжение, деформация, упругость, и др.);

- путаница в понимании, какие закономерности являются базовыми, а какие – частными и вторичными, в чём их теоретическая и практическая важность;

- не понимание практического значения и не умение практически использовать изученные закономерности и зависимости, производить вычисления;

- неумение обрабатывать опытные данные и видеть за массой исходных точек и случайных отклонений скрытые закономерности;

- отсутствие чёткого понимания границ допустимости и условий применения изученных закономерностей и формул; умения проверять формулы по граничным значениям входящих величин, по физическому смыслу результатов;

- путаница в логике доказательств или их некритическое механическое запоминание, что делает затруднительным для студента ответить на вопросы, требующие понимания сути рассматриваемого вопроса;

- сложности с решением задачи до конца, грамотным оформле-

нием результатов, построением графиков и их объяснением;

– отсутствие постановки размерностей, сложности с их преобразованиями и проверкой;

– анализ решений задач часто отсутствует, нет научных и практических выводов, пригодных для дальнейшего использования;

– нет понимания направления дальнейшего развития исследований изучаемого явления или свойства, стоящих актуальных практических и теоретических задач.

Поэтому никогда не следует экономить время на обдумывание и анализ результатов, полученных при решении задачи или выводе формулы. Только тогда можно извлечь из затраченного на решение труда максимум пользы и получить творческие стимулы к дальнейшему саморазвитию.

1.3 Объект и предмет изучения

Горные породы являются главным понятием и объектом исследования механики скальных массивов. Для горного инженера горные породы являются своего рода строительным материалом, в котором он проводит различные горные выработки и на котором возводит различные сооружения (плотины, фундаменты и т.д.). Горные породы очень редко встречаются в ненарушенном состоянии, обычно массив в той или иной степени раздроблен и разбит системами трещин. Плоские и изогнутые трещины, криволинейные поверхности слоистости и сланцеватости пронизывают горный массив, резко изменяя его основные механические свойства.

Термин *горная порода* употребляется для обозначения определённой петрографически однородной совокупности минералов, а термин «*скальный массив*» – для обозначения формы, в которой эта совокупность встречается в природе в виде совокупности нескольких горных пород. Эти понятия находятся в строгом соподчинении. Термин «горная порода» впервые предложил российский академик В. М. Севергин¹⁰ в начале XIX века.

Горная порода – это совокупность спрессованных воедино примерно постоянного набора минералов. Но существуют и породы, состоящие из одного минерала, например, мрамор, известняк, глина, каменная соль. Особый вид горных пород – руда.

Руда – горная порода с преобладающим содержанием **полезных** компонентов (одного или нескольких). Количество полезного компонента в руде (в %) показывает её ценность и целесообразность добычи, чем больше % – тем «богаче» руда.

Большое влияние на механические свойства пород оказывает их происхождение. По происхождению породы бывают:

1) **магматические** в виде застывшей магмы (гранит, базальт, диорит);

2) **осадочные** в виде отложений из воды или атмосферы продуктов разрушения магматических пород (песчаники, глины, известняки) или органических соединений (торф, уголь, трепел);

3) **метаморфические** в виде продуктов преобразования магматических или осадочных пород под воздействием температуры, давления или химических растворов (мрамор, гипс, сланец).

По характеру структурных связей горные породы бывают

1) **скальные** (твёрдые) породы – гранит, базальт, песчаник, алевролит;

2) **связные** (глинистые) породы – мергель, глины, бокситы;

3) **рыхлые** (грунты) – песок, гравий, брекчии.

Минерал – природное химическое соединение элементов, среди которых различают:

- самородные (алмаз, золото, серебро, сурьма, сера и др.);
- сульфиды: пирит, киноварь, халькопирит и др.;
- окислы: кварц, гематит, куприт;
- силикаты: полевые шпаты, мусковит, оливин, тальк;
- соли кислот: сульфаты, карбонаты, вольфраматы, кальцит, барит и др.;
- галлоидные соединения: галит, сильвинит, флюорит.

Минеральный состав пород определяет их структуру и силу связей между отдельными частицами. Особенно наглядно этот фактор проявляется у магматических и метаморфических пород, механические показатели которых повышаются с уменьшением размеров зёрен и кристаллов.

Структура горной породы – это строение её агрегата:

1) **кристаллическая**, по размеру зерна подразделяется на крупнозернистую (более 1...3 мм), среднезернистую (менее 1 мм), афанитовую (зерна различимы под лупой), скрытокристаллическую (зерна не видны);

2) **стекловатая** – сплошная масса;

3) **порфировая** – вкрапления зёрен в стекловатую основу;

4) **обломочная** – порода сцементирована из обломков.

Текстура – это взаимное расположение зёрен или частиц в породе, различают:

1) **массивная** – без пустот;

2) **пористая** – с пустотами в виде пор;

3) **трещиноватая** – с системой трещин;

4) **слоистая** – в виде чередования слоёв.

Строение пород влияет на механические свойства через взаимное расположение зёрен, наличие включений и характер соединения зёрен между собой. Если зерна прилегают друг к другу не плотно, то в породах образуются **поры**, снижающие их механические свойства. Ориентация зёрен в определённом направлении (слоистые породы) приводит к тому, что механические свойства будут зависеть от направления приложения сил.

Состояние пород влияет на механические свойства через трещиноватость, обводненность, способность уплотняться и деформироваться под воздействием давления и т.п. В частности, с увеличением трещиноватости механические свойства пород снижаются, а по мере уплотнения – повышаются.

Породы являются объектом воздействия при горных работах. Около 90 % земной коры по объёму сложено магматическими и метаморфическими породами, а 10% – осадочными. При этом осадочные породы покрывают 75% земной поверхности.

В процессе ведения горных работ породы подвергаются главным образом механическим воздействиям (ударам, сдвигу, уплотнению, перемещению и т.п.), происходящим в результате ведения взрывных, выемочно-погрузочных, транспортных и других работ. Поэтому, свойства и состояние пород должны быть оценены в первую очередь с точки зрения ответной реакции на такие воздействия. Эта реакция индивидуальна для каждой породы и определяется её механическими свойствами, которые зависят от их минерального состава, строения и состояния.

Механические свойства горных пород и массивов характеризуют их поведение при деформационно-силовых (механических) воздействиях. Основные механические свойства, – упругость, пластичность, текучесть, прочность, твёрдость и др., – являются во многих случаях определяющими для принятия решения по проектированию, строительству и эксплуатации горных предприятий. Для определения механических свойств используют различные методы испытаний пород и массивов, которые можно подразделить на лабораторные и натурные (полевые, шахтные).

Механические свойства горного массива, – прочность, деформируемость, устойчивость, взрываемость и др., – могут быть совершенно иными, чем свойства слагающих его горных пород. Поэтому свойства массива должны определяться принципиально по иному, чем это делается для горных пород и минералов.

1.4 Неоднородность и анизотропия

Все физические показатели материалов могут быть охарактеризованы с позиций обобщённых понятий однородности и анизотропии.

Однородность вещества (горной породы) – одинаковость свойств в разных его точках (алмаз, дистиллированная вода, кварц и др.). Иногда это слово заменяют более узким понятием – гомогенностью (от греческого *homogenes* – однородный), т.е. однородный по составу.

Если это условие не соблюдается, среда (материал, горная порода и др.) считается **неоднородной** (гетерогенной, – гр. *heterogenes*).

Вещество может быть однородным по одним свойствам (упругости, прочности, электропроводимости и т.д.), тогда как по другим быть неоднородным. Примеры однородных материалов: стекло, вода, неоднородных материалов – песчаник, гнейс, мрамор, сланец, брекчия и др.

Однако свойство однородности во многом определяется масштабом и точностью наблюдений и испытаний. Так, при малом масштабе (до 10...20 мм) песчаник, включающий крупные зерна кварца размером 1-2 мм, может считаться неоднородным при рассмотрении в лупу или увеличительное стекло. Однако если рассматривать его свойства в большом масштабе (100...200 мм), такой песчаник можно считать почти однородным (*квазиоднородным*, где «квази» – от лат. *quasi* – будто).

Важным понятием, характеризующим свойства материалов, является изотропия.

Изотропия (от греч. *isos* – равный и *tropos* – поворот, направление) – одинаковость свойств физических объектов в любом направлении. Она характерна для жидкостей, газов и аморфных состояний твёрдых тел (стекло, смолы, клеи и др.). Аморфные тела – не имеют кристаллической структуры и в отличие от кристаллов не расщепляются с образованием кристаллических граней, буквальный перевод с греческого **аморфность** – бесформенность, (от греч. *a* – отрицание и *morphē* – форма).

Как правило, большинство горных пород обладают противоположным изотропии свойством – анизотропией.

Анизотропия (от греч. *anisos* – неравный и *tropos* – направле-

ние), зависимость свойств среды от направления. Анизотропия характерна, например, для механических, оптических, магнитных, электрических и других свойств кристаллов, минералов и горных пород (кварц, алмаз, сланцы, аргиллиты, алевролиты и др.).

В конечном счёте, анизотропия в материалах является следствием проявления упорядоченной неоднородности (трещин, ослаблений, ориентированной структуры и т.д.).

Классификация пород и массивов, – однородных и неоднородных, изотропных или анизотропных, – всегда относительна и зависит от масштаба осреднения механических свойств и точности измерений.

Согласно известному из физики «правилу \sqrt{n} », введённому в сопротивление материалов Ф.С. Ясинским¹¹ в 1897 г., коэффициент вариации k_v (%) большинства свойств неоднородных сред обратно пропорционален корню квадратному из числа n элементов неоднородности в объёме образца: $k_v \approx 1/\sqrt{n}$. Поэтому уже при $\sqrt{n} \approx 10...20$ коэффициент вариации (разброс данных, обусловленный неоднородностью) будет составлять менее 5...10%. Для зернистой породы с размерами включений 2...3 мм образец можно считать квазиоднородным, если его размер при $k_v < 10\%$ составляет около 10...15 мм.

Однако для трещиноватого массива со средними размерами трещин около 100...200 мм, расположенными через такое же расстояние, квазиоднородным при том же коэффициенте вариации следует считать участок массива с размерами не менее 2...3 м. Поэтому решение, считать ли однородной трещиноватую среду или нет, будет зависеть от числа трещин, их протяжённости, расположения и других факторов.

Анизотропия проявляется на различных уровнях. Её можно в зависимости от масштаба рассматривать начиная со строения кристаллов, затем в более крупном масштабе она возникает из-за упорядоченной ориентировки зёрен различных минералов, далее вызывается слоистостью и трещиноватостью, характерных для более крупных объек-

тов, – пластов, породных блоков и горного массива в целом.

Обычно в анизотропных породах выделяют *главные направления анизотропии*, по которым величина исследуемого свойства достигает экстремальных значений – максимума и минимума. Во многих случаях главные направления анизотропии совпадают с направлениями, параллельными и перпендикулярными поверхностям напластования или слоистости. Так, например, модуль упругости породы в направлении слоистости всегда выше, чем перпендикулярно ей, примерно в 1,5...2 раза. Так же изменяется и прочностная анизотропия пород на растяжение, только различие в прочности может составлять 5...10 раз. А вот прочность на сжатие всегда выше перпендикулярно слоистости по сравнению с прочностью при сжатии вдоль слоёв. Свои особенности анизотропии имеют температуропроводность, коэффициенты фильтрации, диффузии и другие физические свойства.

Следует помнить, что ряд свойств пород по своей физической сущности не могут обладать анизотропией. К ним относятся удельный вес, плотность, температура плавления, естественная радиоактивность и др.

Неоднородность породного массива является интегральным (объединяющим) свойством, характеризующим сложность его структурного строения.

При рассмотрении механических свойств пород и массивов, их деформаций и разрушения, можно выделить для горной геомеханики шесть масштабных уровней:

суб... (от лат. sub) – под;

микро– мк;

μ (от др.-греч. μικρός) – маленький;

мезо (от греч. μέσος) – средний;

макро (от греч. μᾶκρος) – большой;

мега (от греч. μέγας) – огромный (табл. 1.1).

Для прикладной геомеханики, описывающей процессы вокруг горных выработок, наиболее существенное влияние оказывают микро-скопические (при определении свойств пород в образцах) и мезоско-

пические (при прогнозе проявлений горного давления вокруг выработок) неоднородности.

Таблица 1.1 – Масштабные уровни изучения механических свойств

Название масштабного уровня	Размеры, м	Примеры уровней
субмикроскопический	$< 10^{-6}$	атомы и молекулы
микроскопический	$10^{-6}-10^{-3}$	дислокации, микротрещины
мезоскопический	$10^{-3}-10^0$	зерна, кристаллы, трещины
макроскопический	10^0-10^2	макротрещины, разрывы
мегаскопический	10^3-10^6	блоки, массивы, дизъюнктивы

Следует отметить, что на состояние пород и массивов значительное влияние оказывают факторы внутреннего строения материала. Эти зависимости настолько сложны, что и в настоящее время полный их учёт оказывается практически невозможным. Поэтому в горной геомеханике доминирующее положение в изучении сложных зависимостей занимает метод последовательного приближения, когда оперируют в основном идеализированными моделями горных пород и массивов. По сути, все теоретические исследования представляют собой развитие математического описания *идеализированных моделей* с постепенным их усложнением для все более полного учёта особенностей поведения материала.

1.5 Трещиноватость и дискретность пород и массивов

Одними из важнейших структурных неоднородностей горного массива являются трещины. В геологии существует достаточно подробная классификация трещин по их происхождению (тектонические,

кливажные, выветривания и др.), размерам, геометрии, возрасту, морфологии, заполнению и пр.

Трещина – один из видов неоднородности материала в виде нарушения его сплошности по нормали к плоскости (разрыв) или по касательной к нему (сдвиг). Разрывные трещины бывают открытые, когда их берега раздвинуты с образованием зазоров, или закрытые, у которых берега сомкнуты или пустота между ними заполнена вторичным материалом.

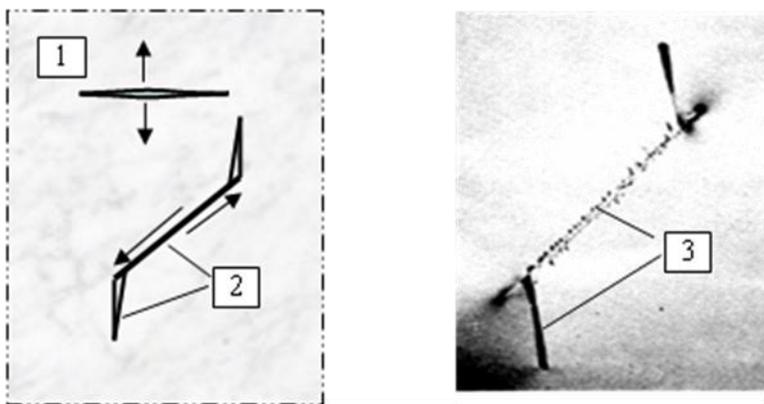
Сдвиговые трещины, как правило, имеют сомкнутые берега, сдвинутые по касательной друг к другу. При достаточном развитии сдвиговых трещин на их концах возникают сопутствующие (оперяющие) трещины разрыва. Такая сложная трещина в виде совокупности сдвиговой и разрывных оперяющих трещин называется *Z* – трещиной (рис. 1.3).

В горном массиве трещины могут занимать различное положение, создавая упорядоченные множества, которые называют **трещиноватостью**.

Системой трещин называется множество трещин, примерно параллельных друг другу и имеющих в среднем одинаковый размер и подобное расположение. Как видим, это определение в основном носит геометрический характер (модельное представление), что весьма важно для горной геомеханики, которая часто не учитывает остальные их параметры (генезис и т.д.).

Системы трещин в массиве распределены неравномерно, что существенно усложняет определение его механических свойств и прогнозирование его поведения и требует использования вероятностных методов для описания закономерностей их распределения в массиве с последующей оценкой влияния трещин на механические свойства массива.

Пространственная сеть трещин в массиве горных пород – совокупность трещин разного направления и размеров. Трещины могут быть одиночными, пересекающимися или сообщающимися между собой (рис. 1.4). Наиболее характерно сочетание хаотических и системных систем трещин.



- 1 – трещина разрыва;
 2 – трещины сдвига с оперяющимися трещинами разрыва;
 3 – те же трещины в стекле при одноосном сжатии

Рисунок 1.3 – Типы трещин и их проявления при нагружении стекла

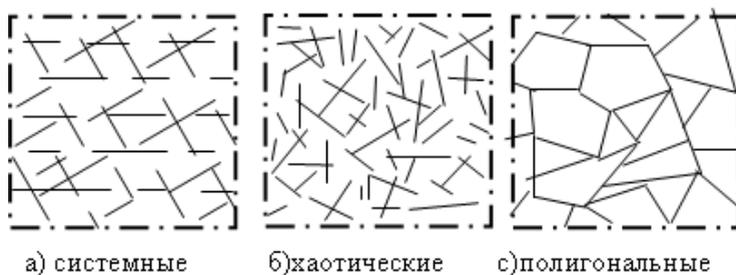


Рисунок 1.4 – Различные типы сетей трещин

Трещины значительно изменяют свойства горных пород и массивов – деформационные, прочностные, газо- и гидродинамические, фильтрационные, тепловые, электрические и др. Поэтому изучению трещин и закономерностей поведения трещиноватых массивов в гео-

механике уделяется значительное внимание. В механике горных пород в основном рассматривают закономерности влияния различных типов трещин на изменение показателей механических свойств горных пород и массивов – их прочность и деформируемость.

Как правило, наличие трещин в массиве может заметно снизить прочностные свойства пород, делает механические свойства неоднородными и анизотропными.

При характеристике трещиноватости используют одно-, двух- и трёхмерные геометрические показатели. Линейный размер используют для измерения расстояния между соседними трещинами и зазор между берегами трещины, двумерный размер (площадь) показывает размер относительный площади трещин на заданном участке массива, объёмом оценивают объёмную пустотность массива из-за раскрытия трещин. Пространственную ориентацию трещины следует задавать азимутом угла падения. Тем самым однозначно задаётся и направление простирания трещины – под 90^0 к направлению её падения. Измерение угла и азимута падения трещин выполняется обычно с помощью *горного компаса* (рис. 1.5). Его основные элементы: 1 – основание; 2 – лимб круга; 3 – магнитная стрелка; 4 – острие магнитной стрелки; 5 – зажим магнитной стрелки; 6 – отвес; 7 – лимб отвеса; 8 – зажим отвеса.

Трещины, которые имеют одинаковую пространственную ориентировку (близкие углы и азимуты падения) относятся к одной группе и называют *системой трещин*. Ориентация трещин в пространстве является довольно случайной величиной и подчиняется, чаще всего, нормальному закону распределения. Система трещин задаётся среднеарифметическим по всей совокупности общим азимутом и углом падения.

Для графического представления систем трещин применяется круговая (полярная) диаграмма трещиноватости (рис.1.6). Она представляет собой 9 концентрических окружностей, на которых показаны углы падения трещин. Угол отклонения радиуса от вертикали *A* показывает азимут падения трещин. Каждая система трещин на диаграмме представлена близкой совокупностью точек.



Рисунок 1.5 – Горный компас

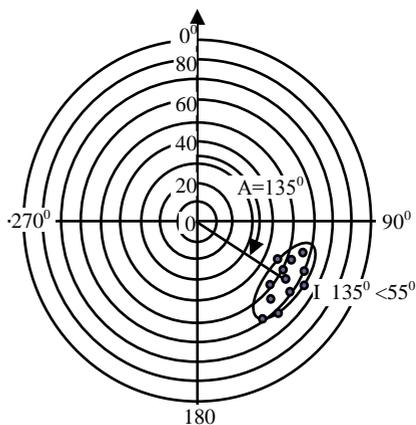


Рисунок 1.6 – Круговая диаграмма трещиноватости для системы трещин I с азимутом 135° и углом падения 55°

По углу падения трещины подразделяют на горизонтальные ($0...15^{\circ}$), пологие ($15...45^{\circ}$), крутые ($45...75^{\circ}$) и субвертикальные ($75...90^{\circ}$). Важной также является классификация расположения трещин относительно слоистости (сделайте чертёж самостоятельно):

- 1) **перпендикулярные** к пласту и направленные
 - а) вдоль, б) поперёк и в) диагонально к его падению,
- 2) **наклонные** к плоскости пласта и направленные
 - а) вдоль, б) поперёк и в) диагонально к его падению,
- 3) **параллельные** плоскости пласта («согласные» трещины)

С позиций геомеханики, которая должна уметь предсказывать механические свойства массива со всеми неоднородностями, важно знать для каждой системы трещин:

- азимут угла их падения;
- средний размер трещины для данной системы (как минимум, длину и ширину);
- средний размер единичного структурного блока массива, содержащего одну трещину данной системы;

– характеристику контакта берегов трещины (степень сомкнутости берегов, сцепление и угол внутреннего трения по контакту).

Однако горный компас пригоден, в основном, для измерения структурного строения массива на поверхности обнажений горных пород. А как можно «заглянуть», что творится внутри массива? Для этого необходимо прибегнуть к **геофизическим** методам изучения строения массива, разработанных для применения в шахтах и тоннелях. Всё большее распространение находят методы скважинной **интроскопии**.

Интроскопия (от лат. *intro* – внутри) – неразрушающее (неинвазивное) исследование внутренней структуры массива и протекающих в нём процессов с помощью звуковых волн (в том числе ультразвуковых и сейсмических), электромагнитного излучения различных диапазонов, постоянного и переменного электромагнитного поля и потоков элементарных частиц. Для этого в изучаемую область массива бурят скважины, по которым перемещают зонды или датчики для изучения свойств массива, используя активные и пассивные геофизические методы.

Активные методы интроскопии основаны на создании в массиве искусственных физических полей – акустических, электрических, магнитных, тепловых, радиоволновых и др.

Пассивные геофизические методы основаны на регистрации изменений естественных или характеристик новых физических полей в массиве – сейсмоакустических, радиоактивных, электромагнитных и др. На рисунке 1.7 показан диагональный интроскоп DI-2, использующий изменение диэлектрической проницаемости массива вблизи неоднородностей (разработан в ДонГТУ).

Диагональный интроскоп DI-2 включает блок регистрации с генератором (не показаны), к ним через устройство досылки 1 присоединён зонд 2, который размещают в буровой скважине 3, пробуренной в массив 4. На зонде 2 размещены электроёмкостные датчики в виде активных 5 и пассивных 6 цилиндрических электродов. Датчики 5 и 6 диагональны – наклонены под углом 45 градусов к оси зонда 2.

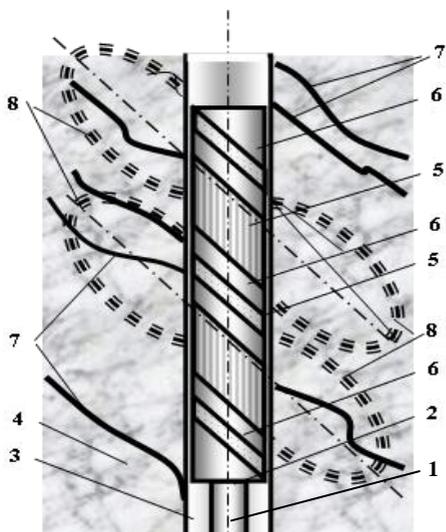


Рисунок 1.7 – Интроскоп DI-2

Работает диагональный интроскоп DI-2 таким образом.

С помощью устройства досылки 1 зонд 2 передвигают по скважине 3, пробуренной в массиве горных пород 4. Электроёмкостные датчики с активными 5 и пассивными 6 электродами на зонде 1 реагируют на структурные неоднородности 7 массива горных пород. Благодаря наклону под 45° всех электродов 5 и 6 датчиков, они по разному реагируют на трещины в массиве 4, если они наклонены относительно оси буровой скважины.

Поскольку наиболее распространёнными структурными неоднородностями 7 в массиве 4 есть трещины, то с точки зрения горной геомеханики большое значение имеет их пространственный угол наклона, от которого зависит ряд важных технологических параметров (устойчивость горных выработок, разрушение горных пород, производительность горных комплексов и т.д.). Благодаря работе генератора интроскопа, вокруг активных 5 и пассивных 6 электродов электроёмкостных датчиков возникает переменное несимметричное электромагнитное поле 8, которое повторяет угол наклона электродов 5 и 6. Поэтому резульативные показания датчиков будут меняться в зависимости от степени рассогласования ориентации датчиков и направления трещин 7, что позволяет определять их угол наклона и ширину раскрытия.

Системы трещин в массиве горных пород вычленяют (формируют) **структурные блоки**, имеющие чаще всего призматическую

форму (плитчатые и в форме параллелепипедов).

Структурный блок – это наименьший объём массива, который обладает теми же свойствами, что и весь массив в целом. Поэтому объём структурного блока – важный численный показатель, позволяющий судить о раздробленности массива. Часто бывает полезно для характеристики трещиноватости вводить понятие структурного блока, характерного для данной системы трещин. Чем меньше объём структурного блока – тем более повреждён массив трещинами. Размеры структурных блоков колеблются в широких пределах от 0,1 до 10^3 м³.

Для характеристики каждой системы трещин введём **критерий структурной нарушенности** массива ω , равный отношению средней площади трещины A_m к площади блока массива A_b .

$$\omega = A_m / A_b \quad (1.1)$$

Этот критерий играет важную роль при оценке механических свойств массивов и учёте масштабного фактора. При $\omega=0$ блок не нарушен, при $\omega=1$ блок по всей площади расчленён одной региональной трещиной или плоскостью ослабления. Критерий может быть положен в основу для суждения о **прерывистости** строения массива. В дальнейшем критерий ω будет широко использован для объяснения законов изменения механических свойств трещиноватых пород и массивов, содержащих различные поверхности ослабления.

Прерывистость является антонимом (от греч. *αντί*– «против» + *όνομα* «имя») сплошности и характеризует резкое изменение механических свойств массива в пространстве. Она существенно зависит от масштаба изучения свойств, по мере его увеличения (при фиксированной нарушенности) прерывистостью можно пренебречь и считать массив квазисплошным.

Исходные данные о структурном строении массива позволяют воспользоваться аналитической теорией прочности и теорией мас-

штабного эффекта (см. далее) для проведения расчётов прочности и устойчивости пород при ведении горных работ. К сожалению, в настоящее время уровень инженерных изысканий, проводимых для изучения свойств горного массива, пока не позволяет получить эти данные в полном объёме.

Сплошность – является одним из основных свойств, приписываемых реальным телам, она понимается как способность заполнять весь объём, занимаемый материалом, без всяких пустот. Понятие сплошности относится также к *элементарным объёмам*, на которые можно мысленно разбить тело.

Слоистость горных пород – это частный, но довольно распространённый случай неоднородности горных пород, у которых строение или структура проявляется в виде налегающих один на другой слоёв. Они могут различаться механическими свойствами, минеральным составом, особенностями слагающих породу частиц и др. Слоистость свойственна большинству осадочных (чаще) и вулканогенно–осадочных пород. Возникает при изменении динамических и физико–химических условий среды осадкообразования.

Задание по разделу. *Ознакомьтесь по учебнику с историей развития дисциплины, постарайтесь запомнить видных отечественных и зарубежных учёных, их вклад в становление горной геомеханики и механики горных пород. Сделайте краткий реферат на эту тему.*

Вопросы для самоконтроля

1. Назовите этапы развития горной геомеханики, каковы их отличительные особенности?
2. Назовите цели и основные задачи горной науки, геомеханики, механики подземных сооружений,.
3. Дайте определение теории, закону, закономерности. В чём различие между ними?
4. Каковы связи механики подземных сооружений с другими курсами?

5. Назовите объекты и предметы изучения горной геомеханики. Перечислите её основные термины.

6. Дайте определение неоднородности и анизотропии. Чем они обусловлены, от каких факторов зависят?

7. Что называют трещиноватостью, какими показателями её характеризуют? Как измерить показатели трещин, в чём сущность интроскопии?

8. Дайте определение системам трещин, структурному блоку, сплошности, слоистости и прерывистости.

9. Критерий структурной нарушенности массива, как его определить?

2 УПРУГИЕ СВОЙСТВА ГОРНЫХ ПОРОД

2.1 Основные определения напряжений и деформаций.....	49
2.2 Упругие постоянные. Закон Гука.....	52
2.3 Упругое поведение породы при многоосном нагружении.....	55
2.4 Напряжения на произвольной площадке.....	58
2.5 Главные площадки и напряжения на них.....	61
2.6 Напряжения на диаграмме Мора	63
2.7 Дифференциальные уравнения равновесия.....	68
2.8 Определение упругих свойств горных пород.....	72
2.8.1 Статические методы.....	72
2.8.2 Динамический метод.....	76

2 УПРУГИЕ СВОЙСТВА ГОРНЫХ ПОРОД

2.1 Основные определения напряжений и деформаций

Упругость – это свойство материала восстанавливать свои форму и размеры после снятия действия нагрузки. Все материалы, – твёрдые, жидкие и газообразные, – обладают свойством упругости. Чтобы понять, как проявляется и чем можно измерить упругость горной породы, следует рассмотреть особенности испытания образца (рис.2.1):

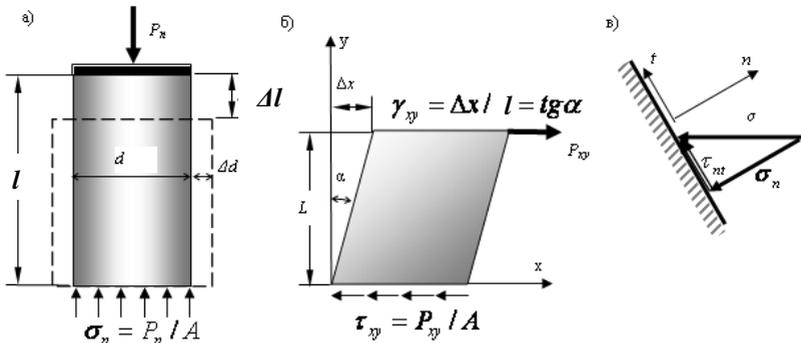


Рисунок 2.1 – Осевое (а) и сдвигающее (б) нагружение образца

На рисунке 2.1,а показан образец длиной l и диаметром d (следовательно, площадью $A = \pi d^2 / 4$), сжимаемый между плитами прессы. При этом по мере возрастания нагрузки P образец будет деформироваться: уменьшать длину на Δl и увеличивать диаметр на Δd .

Изменение размеров тела вдоль действия нагрузки по оси z в виде смещения Δl называют **продольными**, а перпендикулярно линии нагрузки (вдоль оси x) Δd – **поперечными абсолютными** деформациями. Размерность абсолютной деформации – длина [м].

Однако в механике более удобно пользоваться для описания ма-

лого изменения размеров *относительной* деформацией, равной абсолютной деформации, отнесённой к первоначальному размеру в соответствующем направлении. Тогда относительные продольные и поперечные деформации определяют по формулам: $\varepsilon_z = \Delta l / l$; $\varepsilon_x = \Delta d / d$.

Вместо силы P также удобнее использовать понятие *напряжения*, т.е. силы, действующей на единицу площади. Поэтому для простейшего случая одноосного сжатия или растяжения можно записать напряжения по осям z, x, y $\sigma_z = P / A$; $\sigma_x = \sigma_y = 0$ [Н/м²].

Напряжение (stress) σ – это внутренняя сила, приходящаяся на единицу площади. Поэтому размерность напряжения [сила/площадь] = [Н/м²] = Па (паскаль). Механическое напряжение – это мера внутренних сил, возникающих в деформируемом теле под влиянием силовых внешних воздействий.

Впервые ввёл понятие напряжений французский математик О. Коши¹² в 1822 г., когда ему было 33 года. Это дало животворительный толчок бурному развитию механики и теории упругости, которая легла в основу всех инженерных расчётов.

Напряжение – более сложная величина, чем сила, поскольку сила имеет модуль (величину) и направление (вектор), а напряжение характеризуется модулем, направлением, а также пространственной ориентацией площадки, на которой действует напряжение.

Все материалы, в том числе горные породы и массивы, могут находиться в одноосном (линейном), двуосном (плоском) и трёхосном (объёмном) напряжённом состоянии, если напряжения действуют на элементарный объём соответственно по одной, двум или трём осям.

При действии внешних сил на тело оно деформируется, изменяется его форма и объём.

Элементарным объёмом материала называют минимальный объём, в котором без искажения воспроизведены все его свойства. Напряжённо-деформированное состояние (НДС) в нем можно рассматривать однородным, соответствующим НДС в точке.

Различают *нормальное и касательное* напряжение (рис. 2.1).

Нормальное напряжение σ_n – компонента напряжения, приложенная нормально (перпендикулярно) к площадке с нормалью n (рис. 2.1 а, в).

Касательное напряжение τ_{nt} – компонента напряжения, касательная (параллельная) к площадке с нормалью n (рис. 2.1 б, в) и направленная в сторону вектора t .

Деформация (от лат. *deformatio* – искажение) – изменение взаимного расположения точек твёрдого тела, при котором меняется расстояние между ними, в результате внешних воздействий.

В процессе деформации внутренние силы в теле возрастают или перераспределяются. При возрастании внешних сил тело испытывает всё возрастающие деформации. Как правило, деформации имеют сложный вид, в разных направлениях и точках тела могут действовать разные по величине и направлению деформации. Наиболее простые виды деформации – растяжение, сжатие, изгиб, кручение (нарисуйте схемы). В большинстве случаев наблюдаемая деформация представляет собой несколько деформаций одновременно. В конечном счёте, однако, любую деформацию можно свести к 2 наиболее простым: растяжению (или сжатию) и сдвигу.

Линейные (нормальные) деформации могут проявляться в виде как увеличения (при растяжении), так и уменьшения (при сжатии) линейных размеров тела.

Угловые (касательные) деформации (сдвиги) показывают изменение первоначального угла между заданными перпендикулярными осями в теле до его нагружения.

В результате линейных деформаций происходит изменение *объёма* тела или **объёмная** деформация, а в результате чисто угловых деформаций происходит изменение *формы* тела – **формоизменение**.

Деформации бывают **абсолютные и относительные**. На рисунке 2.1 показаны абсолютные продольная Δl и поперечная Δd деформации. Относительные продольная и поперечная деформации представляют собой отношение абсолютных деформаций к исходному размеру тела.

Деформация называется *упругой*, если она исчезает после удаления внешнего силового воздействия, и *пластической*, если она сохраняется. В основе упругих деформаций лежат обратимые смещения атомов вещества от положения равновесия; в основе пластических – необратимые перемещения атомов на значительные расстояния от исходных положений равновесия.

Если в результате деформаций в теле возникают трещины и разрывы, при которых резко изменяется характер действия внутренних сил, то говорят о частичном или полном *разрушении* тела. Разрушение – временной процесс распространения трещин и разрывов, который может закончиться распадом тела на отдельные несвязные обломки.

2.2 Упругие постоянные. Закон Гука

Если тело подвергается внешней нагрузке, в нём возникают деформации во всех направлениях. Например, по мере сжатия образца под прессом происходят его деформации: высота уменьшается, а ширина возрастает. В механике горных пород принято сжимающим напряжениям и деформациям сжатия присваивать знак плюс (+), а растягивающим – знак минус (–) (рис. 2.1 б).

Для многих материалов зависимость напряжений от деформаций вплоть до достижения предела пропорциональности можно принять линейной (*закон Гука*):

$$\sigma_1 = E\varepsilon_1, \quad (2.1)$$

где E – размерный коэффициент пропорциональности, который называют продольным модулем упругости (модулем Юнга), его размерность $[\text{Н/м}^2] = [\text{Па}]$, $0 < E \leq \infty$.

Закон упругости (2.1) впервые после проведения ряда экспериментов открыт в 1676 г. английским учёным Робертом Гуком¹³ и носит его имя. Он относится к разряду важнейших физических соотношений

в механике и устанавливает линейную зависимость между напряжениями и деформациями, действующими в данной точке. Суть его можно выразить в трёх словах: "Деформация пропорциональна нагрузке". Для доказательства своего первенства в открытии этого закона, Гук составил криптограмму: «ceiino–sssttu», что после расшифровки даёт по латыни «**ut tensio sic vis**», то есть "Каково удлинение, такова и сила".

Чем больше модуль упругости E , тем *более* «жестким» является материал, тем менее он «податлив» при нагружении. Величина, обратная модулю упругости ($1/E$), называется *податливостью*. Она показывает, какие относительные деформации испытывает материал, когда на него действует единичное напряжение (например, 1 Па). Из графика рис. 2.2 видно, что модуль Юнга – это тангенс угла наклона $tg\alpha$ диаграммы нагружения $\sigma - \varepsilon$.

Касательные напряжения τ_{nt} и *сдвиговые* деформации γ_{nt} связаны аналогичной пропорциональной зависимостью:

$$\tau_{nt} = G\gamma_{nt}, \quad (2.2)$$

где G – *модуль сдвига*, упругая постоянная материала, показывающая степень его сопротивления «перекашиванию» (получать сдвиговые деформации) под действием касательных (сдвиговых) напряжений, имеет размерность напряжения [Па=Н/м²], $0 < G < E \leq \infty$.

γ_{nt} – *сдвиговые относительные деформации*, характеризующие искажение формы образца в виде углов сдвига элементарной площадки с нормалью n по направлению действия касательных напряжений τ_{nt} (рис. 2.1, б), $\gamma_{nt} \ll 1$.

В случае малых деформаций упругость почти линейна $E=tg\alpha=const$ (кривая 1 рис. 2.2 б), для нелинейной упругости продольный модуль по мере нагружения становится переменным $E=tg\alpha = d\sigma/d\varepsilon =var$, что видно по кривым 2 и 3, причём кривая 2 характеризует так называемый гиперупругий материал (например, резина), а кривая 3 характерна для гипопругого (большинство пород, металлы и др.).

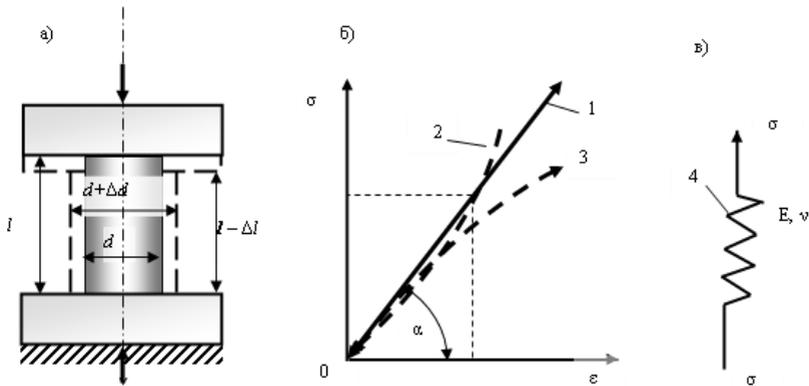


Рисунок 2.2 – Определение упругих свойств на цилиндрическом образце породы а) образец под плитами пресса; б) диаграмма испытаний σ - ϵ ; в) условное обозначение упругого элемента

Чтобы определить модуль продольной упругости E материала достаточно провести испытание образца на одноосное растяжение или сжатие, построить диаграмму механического нагружения σ - ϵ (рис. 2.2, б) и измерить на этой диаграмме угол α между графиком деформации и осью деформаций. Из графика следует, что $E = \operatorname{tg} \alpha = \sigma / \epsilon_{\text{н}}$, (всегда $E > 0$ – ПОЧЕМУ?).

Если диаграмма нагружения нелинейная, то модуль упругости определяется в каждой ее точке как $E = \operatorname{tg} \alpha = \lim (\Delta \sigma / \Delta \epsilon) = d\sigma / d\epsilon$. На рисунке 2.2, в показана структурная модель упругости в виде пружины 4, которая называется в механике «телом Гука».

Поперечная деформация составляет часть продольной $\epsilon_{\perp} = -\nu \epsilon_{\parallel}$, знак минус показывает, что деформации имеют разные знаки – при сжатии продольная положительна (уменьшение), а поперечная – отрицательна (расширение), а при растяжении – наоборот.

Коэффициент пропорциональности ν между продольной и по-

перечной деформацией называют *коэффициентом Пуассона*¹⁴

$$\nu = \left| \varepsilon_{\perp} / \varepsilon_{\parallel} \right| \quad (2.3)$$

где ε_{\perp} – относительная поперечная деформация (она отрицательна по знаку, поскольку показывает продольное расширение образца),

ε_{\parallel} – относительная продольная деформация.

Прямые скобки в (2.3) указывают, что в формуле учитываем только модуль результата, поскольку всегда $\nu \geq 0$.

Для упругих материалов (пород) всегда соблюдаются неравенства, которым подчиняется коэффициент Пуассона $0 \leq \nu \leq 0,5$. Если $\nu = 0$, то поперечные деформации при нагружении материала отсутствуют $\varepsilon_{\perp} = 0$, такой материал называется «*безраспорным*» (например, пробка).

Другой крайний случай $\nu = 0,5$ наблюдается, когда $|\varepsilon_{\perp}| = 0,5\varepsilon_{\parallel}$ и материал называют *несжимаемым* (вода, глина и др.). В упругом материале неравенство $\nu > 0,5$ невозможно, т.к. это значит, что при сжатии объем тела увеличивается (что противоречит физическому смыслу сжатия для сплошного материала, например, воды).

2.3 Упругое поведение породы при многоосном нагружении

Если образец породы находится в условиях всестороннего (объёмного) нагружения напряжениями $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ (рис. 2.3), то соотношение между деформациями и напряжениями даёт *обобщённый* закон Гука.

Закон основан на важном *принципе суперпозиции*: если тело подвергается одновременному действию нескольких напряжений, то каждому из них соответствует своя деформация, а для получения полной суммы деформаций все деформации следует сложить (суммиро-

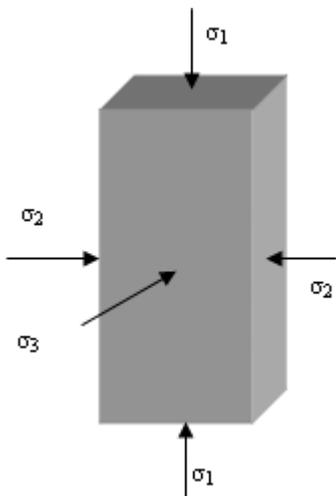


Рисунок 2.3 – Объёмное нагружение призматического образца

вать). Опираясь на этот принцип, для относительной продольной деформации по оси x можно записать обобщенный закон Гука в виде

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)] \quad (2.4)$$

(Рекомендуем выполнить вывод формулы в конспекте самостоятельно).

Общая объёмная деформация образца при его многоосном нагружении равна сумме деформаций по всем трём направлениям:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 = \varepsilon_{\parallel} + 2 \cdot \varepsilon_{\perp} = \varepsilon_{\parallel} \cdot (1 - 2 \cdot \nu) \quad (2.5)$$

В свёрнутом виде (с использованием «немых» индексов i, j, k) обобщённый закон Гука можно записать:

$$\varepsilon_i = \frac{1}{E} [\sigma_i - \nu(\sigma_j + \sigma_k)] \quad (i, j, k = x, y, z), \quad (2.6)$$

когда формулы для трёх осей x, y, z (или 1, 2, 3) получают круговой перестановкой индексов x, y, z . *(Выполнить самостоятельно!)*. Эти три уравнения (2.6) дают значения продольных деформаций вдоль каждой из трёх выбранных координатных осей.

Индексами 1, 2, 3 пользуются, если рассматривают главные площадки, на которых *отсутствуют* касательные напряжения, а индексами x, y, z обозначают элементарные площадки, у которых норма-

ли совпадают с одноименными осями координат. (Рекомендуем написать все три уравнения обобщённого закона Гука в конспекте самостоятельно).

Каждое из **касательных** напряжений вызывает деформацию сдвига **только** в плоскости своего действия, а нормальные напряжения **не влияют** на деформацию сдвига! Поэтому уравнения для деформаций сдвига будут более простыми и вытекают из формулы (2.2):

$$\gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G}; \quad \gamma_{yz} = \frac{\tau_{yz}}{G}; \quad \gamma_{zx} = \frac{\tau_{zx}}{G}.$$

Если просуммировать левые и правые части равенств (2.5), получим: $\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 = \frac{(1-2\nu)}{E} \cdot (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$ или, в общепринятых обозначениях

$$\varepsilon_v = 3 \cdot k \cdot \sigma_m, \quad (2.7)$$

где введены величины, часто используемые в теории упругости:

ε_v – деформация объёмного сжатия, показывает, на сколько уменьшился объем тела;

k – модуль объёмного сжатия, показывающий степень уменьшения объёма при всестороннем сжатии, его размерность $[м^2/Н] = [1/Па]$

$$k = (1-2\nu)/E \quad (2.8)$$

σ_m – среднее напряжение в точке (шаровой тензор):

$$\sigma_m = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3 \quad (2.9)$$

Из формулы (2.8) следует, что если $\nu = 0,5$, то $k = 0$, что характерно для несжимаемого материала, а если $\nu > 0,5$, то $k < 0$, т.е. материал при сжатии увеличивает свой объем, что возможно лишь при

нарушении его сплошности (появлении внутренних трещин). Чем больше модуль объёмного сжатия k , тем больше материал сжимается при всестороннем сжатии.

Для описания упругих свойств материала необходимы только две из трёх (E , ν , G) упругих его постоянных, поэтому между упругими постоянными материала существует зависимость:

$$E = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot G. \quad (2.10)$$

Отсюда следует, что всегда модуль Юнга E больше в 2-3 раза модуля сдвига G ($E > G$).

Рассмотренные соотношения справедливы лишь для однородной и изотропной упругой модели материала. Если материал (горная порода) анизотропен, т.е. упругие его постоянные E , ν , G различаются по разным направлениям, уравнения значительно усложняются. Подробное рассмотрение анизотропных сред производится в теории упругости анизотропного тела¹⁵. Однако горные породы не столь сильно анизотропны, поэтому влиянием анизотропии на изменение НДС можно в первом приближении пренебречь.

2.4 Напряжение на произвольной площадке

Как изменяются напряжения в некоторой точке нагруженного упругого тела на произвольно ориентированной площадке? Очевидно, напряжения должны изменяться в зависимости от ориентации этой площадки. Вспомним, например, как изменяется проекция силы в зависимости от угла наклона площадки, на которую она проецируется. Что-то подобное происходит и с напряжениями.

Для многих практически важных случаев необходимо уметь определять напряжения на площадке, произвольно повернутой в пространстве, например, относительно оси x . Рассмотрим элементарную (бесконечно малую) призму OAB , выделенную в нагруженном теле с

известным плоским напряжённым состоянием, т.е. заданными напряжениями на её гранях – нормальными σ_x , σ_y , и касательными τ_{xy} (рис. 2.4). Наклонная грань этой призмы АВ имеет нормаль n под произвольным углом α к оси x и на ней действуют напряжения σ_n и τ_{nt} , которые следует определить.

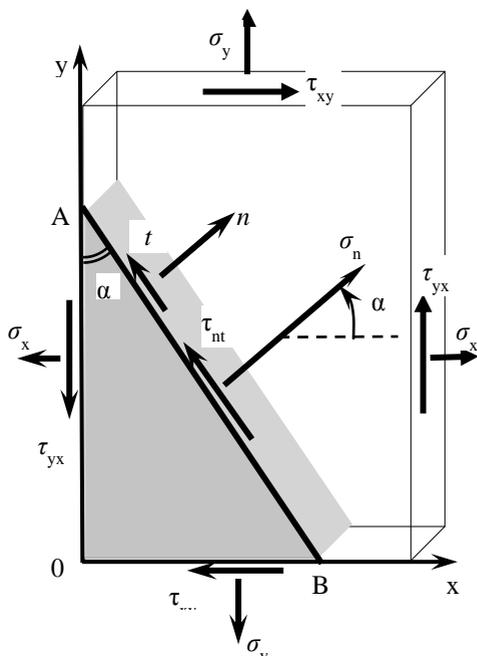


Рисунок 2.4 – Расчётная схема определения напряжений на произвольной площадке

призмы единичной.

В теории упругости нормальное напряжение считается положительным, если его направление совпадает с направлением нормали к поверхности. Касательное напряжение положительно, если на площадке с положительной нормалью оно направлено вдоль положительного

Поскольку рассматриваемое тело находится в равновесии, то и призма АОВ после условного её отсечения от тела также останется в равновесии, поэтому воспользуемся уравнениями равновесия для плоской системы сил (важно обратить внимание, что следует рассматривать равновесие *сил*, а не напряжений!). Чтобы получить *силы* на гранях, надо напряжения умножить на площади граней, где они действуют. Для упрощения записи принимаем ширину

направления оси (проверьте по рис.2.3).

Запишем уравнения равновесия проекций всех сил на оси x, y :

$$\Sigma X = \sigma_n \cdot AB \cdot \cos \alpha - \tau_{xy} \cdot OB - \sigma_x \cdot OA - \tau_{nt} \cdot AB \cdot \sin \alpha = 0,$$

$$\Sigma Y = \sigma_n \cdot AB \cdot \sin \alpha - \tau_{xy} \cdot OA - \sigma_y \cdot OB - \tau_{nt} \cdot AB \cdot \cos \alpha = 0.$$

Разделим правую и левую часть полученных уравнений на AB , и, если учесть по рис. 2.4, что $OA/AB = \cos \alpha$, а $OB/AB = \sin \alpha$, то получим следующую систему двух уравнений относительно двух неизвестных σ_n и τ_{nt} :

$$\begin{aligned} \sigma_n \cdot \cos \alpha - \tau_{xy} \cdot \sin \alpha - \sigma_x \cdot \cos \alpha - \tau_{nt} \cdot \sin \alpha &= 0, \\ \sigma_n \cdot \sin \alpha - \tau_{xy} \cdot \cos \alpha - \sigma_y \cdot \sin \alpha - \tau_{nt} \cdot \cos \alpha &= 0. \end{aligned}$$

откуда путём простых преобразований (*вам следует выполнить их самостоятельно*) получим искомые зависимости:

$$\begin{aligned} \sigma_n &= \sigma_x \cdot \cos^2 \alpha + \sigma_y \cdot \sin^2 \alpha + \tau_{xy} \cdot \sin 2\alpha, \\ \tau_{nt} &= -0,5 \cdot (\sigma_x - \sigma_y) \cdot \sin 2\alpha + \tau_{xy} \cdot \cos 2\alpha. \end{aligned} \quad (2.11)$$

Эти уравнения получены из уравнений статического равновесия для сил и показывают, как преобразуются напряжения (как тензор второго ранга) при изменении угла наклона площадки в твёрдом теле. Такого же вида уравнения справедливы и для определения деформаций на площадке с произвольным углом наклона к оси абсцисс. Уравнения (2.11) не нуждаются в запоминании, поскольку с помощью кругов на диаграмме О. Мора их можно всегда воспроизвести путём несложных геометрических построений. Более подробные сведения о теории напряжений и деформаций можно почерпнуть из руководств по теории упругости.

Уравнения для напряжений на произвольной площадке нам понадобятся при изучении теории прочности и напряжённого состояния массива вокруг горных выработок.

2.5 Главные площадки и напряжения на них

Второе уравнение (2.11) позволяет определить касательное напряжение τ_{nt} на площадке с углом наклона α к оси x . Решим обратную задачу, а именно: найдём угол α_* наклона таких особых площадок, на которых касательное напряжение будет равно $\tau_{nt} = 0$, для чего приравняем уравнение (2.9) $\tau_{nt} = 0$ и решим относительно α :

$$\operatorname{tg}2\alpha_* = 2\tau_{xy}/(\sigma_x - \sigma_y).$$

Площадки, на которой касательные напряжения равны нулю $\tau_{xy} = 0$, называются *главными*. Их углы наклона α_* к оси x можно определить из предыдущего равенства:

$$\alpha_* = 0,5 \cdot \operatorname{arctg}\left[2 \cdot \tau_{xy}/(\sigma_x - \sigma_y)\right] \pm \pi \cdot n/2, \quad (2.12)$$

где $n = 0$ или 1 .

Как следует из (2.12), таких главных площадок для плоского напряжённого состояния всегда две, причём они всегда перпендикулярны друг другу. Интересно отметить, что в пространственном случае число главных площадок равно трём, и они также взаимно перпендикулярны!

Если $\sigma_x = \sigma_y$, т.е. напряжения со всех сторон одинаковы (*гидростатическое* поле напряжений, как в жидкости по закону Паскаля¹⁶), тогда все площадки под любым углом наклона являются главными, т.е. их бесконечное число, а касательные напряжения $\tau_{xy} = 0$.

Напряжения на главных площадках называются *главными*. Чтобы определить главные напряжения (как мы уже знаем, их будет два, – σ_1 и σ_2 , – и они перпендикулярны друг другу), следует последовательно подставить найденные углы α_* и $(\alpha_* + \pi/2)$ из (2.12) в первое уравнение (2.11). Как правило, в теории упругости главным напряжениям присваивают по мере их уменьшения индексы 1,2,3. Одно из уравнений даст максимальное σ_1 , а второе – минимальное σ_2 нормальные

главные напряжения.

Решать и анализировать задачи напряжённого состояния всегда значительно проще, если оперировать главными напряжениями, в чем мы убедимся при изучении дальнейшего материала. Особенно просто найти произвольные напряжения на площадке под углом α к главной площадке, на которой действует главное нормальное напряжение, например σ_1 , что даст:

$$\sigma_x = \sigma_1 \cdot \cos^2 \alpha + \sigma_2 \cdot \sin^2 \alpha. \quad (2.13)$$

Интерес представляет и обратная задача – найти угол наклона такой площадки, на которой касательное напряжение будет максимальным $\tau_{nt} \Rightarrow \max$.

Для отыскания максимума поступим по правилам нахождения экстремума функции: следует продифференцировать τ_{nt} по α и приравнять производную нулю, что даёт (*проверьте самостоятельно вычислением!*):

$$\begin{aligned} \frac{d\tau_{nt}}{d\alpha} &= 0; \\ 0.5(\sigma_y - \sigma_x)2 \cos 2\alpha_m - 2\tau_{xy} \sin 2\alpha_m &= 0; \\ \operatorname{ctg} 2\alpha_m &= -2\tau_{xy} / (\sigma_y - \sigma_x) = -\operatorname{tg} 2\alpha_*, \end{aligned}$$

где α_m – угол наклона площадки с максимальным значением τ_{nt} , а α_* – угол наклона главной площадки к оси координат x .

Отсюда следует:

$$\begin{aligned} \operatorname{ctg} 2\alpha_m &= -\operatorname{tg} 2\alpha_*; \quad \operatorname{tg}(2\alpha_m \pm 90^\circ) = -\operatorname{tg}(-2\alpha_*); \\ \alpha_m &= \alpha_* \pm 45^\circ. \end{aligned}$$

Следовательно, τ_{\max} действует на площадках, наклонённых под углом $\pi/4$ к главным площадкам, у которых угол наклона α_* оси x . Учитывая, что на главных площадках $\tau_{xy} = 0$, и подставляя во второе уравнение (2.11) $\sigma_x = \sigma_2$, $\sigma_y = \sigma_1$, получим:

$$\tau_{12} = \tau_{\max} = (\sigma_1 - \sigma_2)/2 \quad (2.14)$$

Вывод: максимальные касательные напряжения равны полуразности главных напряжений, а их площадки наклонены к главным под углом 45° .

Все уравнения теории упругости подтверждаются многочисленными экспериментальными измерениями и широко используются в практике инженерных расчётов всей существующей в настоящее время техники. Для горного инженера следует помнить, что почти всё, с чем ему приходится иметь дело, – массив горных пород, конструкции и элементы крепи горных выработок, здания, сооружения, многочисленные разнообразные машины и устройства работают, как правило, в упругом режиме. Поэтому столь важно знание основ теории упругости хотя бы в минимальном объёме для достижения хорошего профессионального уровня по любой технической специальности.

2.6 Напряжения на диаграмме Мора¹⁷

Очень ценный графический метод представления изменения компонент напряжений в зависимости от угла наклона площадки, на которой они действуют, был предложен О. Мором (рис. 2.5) в виде диаграммы. Для этого на оси абсцисс откладывают нормальные напряжения σ , а на оси ординат – касательные напряжения τ . Оказывается, достаточно знать главные напряжения в какой-либо точке тела, и мы способны определить все напряжения на произвольной наклонной площадке.

Главные напряжения на диаграмме О. Мора откладываются на оси σ (абсцисс), где располагаются площадки, перпендикулярные главным направлениям. Сжимающие напряжения считаем положительными, а растягивающие – отрицательными.

В точке А мы откладываем минимальное главное напряжение σ_2 , а в точке В – максимальное σ_1 . На отрезке АВ, как на диаметре, мы

строим круг напряжений Мора, на котором расположены точки, указывающие напряжения на площадке с любым углом α наклона к оси σ .

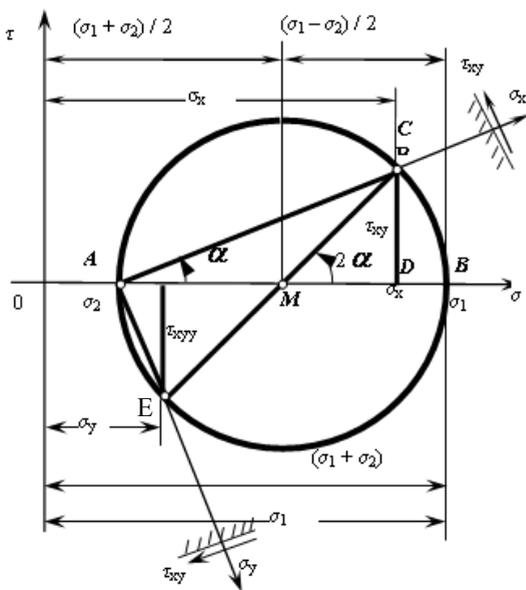


Рисунок 2.5 – Напряжения на диаграмме Мора

Через точку C следует провести диаметр для круга Мора под углом 2α к оси σ , чтобы найти напряжения на площадке с углом α .

Перпендикуляры, опущенные с концов диаметра CE на ось σ , будут показывать касательное напряжение τ_{xy} на площадке с углом наклона α . Основания перпендикуляров пересекут ось σ в двух точках, где нормальные напряжения на двух взаимно перпендикулярных площадках бу-

дут равны σ_x и σ_y . Первая площадка с углом наклона α показана справа вверху от круга Мора, а вторая – ниже круга Мора с углом наклона $\alpha + \pi/2$ (на диаграмме угол надо принять $2(\alpha + \pi/2) = 2\alpha + \pi$).

Особенно ценной особенностью диаграммы Мора является возможность получения большинства формул преобразования напряжений непосредственно из графических построений, что значительно облегчает (и даже делает ненужным!) их запоминание.

Допустим, что требуется определить напряжения, действующие в направлении, составляющем угол α с напряжением σ_1 , когда известны главные напряжения σ_1, σ_2 . Проведём через точку A прямую под углом α к отрезку AB до пересечения с кругом Мора в точке C .

Опустим затем перпендикуляр из точки C на ось σ (диаметр круга AB). Из полученного прямоугольного треугольника найдём нормальное напряжение, действующее в направлении, образующим угол α с осью σ_1 : $\sigma_x = OD = OM + MD = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2) - \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2) \cdot \cos 2\alpha$.

После простых тригонометрических преобразований получим знакомую формулу (2.13): $\sigma_x = \sigma_1 \cdot \cos^2 \alpha + \sigma_2 \cdot \sin^2 \alpha$.

Рассмотрим задачу определения главных напряжений σ_1 и σ_2 по известным напряжениям $\tau_{xy}, \sigma_x, \sigma_y$. Для этого из рис. 2.5 определим радиус круга Мора R как гипотенузу через два катета – τ_{xy} и $(\sigma_x - \sigma_y)/2$: $R = \sqrt{\tau_{xy}^2 + [(\sigma_x + \sigma_y)/2]^2}$.

Из рис. 2.5 получаем значения главных напряжений в виде формулы (знак плюс соответствует максимальному главному напряжению σ_1 , а знак минус – минимальному σ_2

$$\begin{pmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{pmatrix} = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) \pm R = \frac{1}{2}[(\sigma_x + \sigma_y) \pm \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2}]. \quad (2.15)$$

Угол наклона главной площадки находится из той же диаграммы:

$$\alpha_* = \arctg[2\tau_{xy}/(\sigma_x - \sigma_y)]. \quad (2.16)$$

Если известны главные напряжения σ_1 и σ_2 , то из диаграммы Мора можно достаточно просто найти напряжения σ_x , σ_y и τ_{xy} на произвольной площадке с углом наклона α

$$\begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \end{pmatrix} = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2) \pm R \cdot \cos 2\alpha = \frac{1}{2}[(\sigma_1 + \sigma_2) \pm \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + 4\tau_{xy}^2} \cdot \cos 2\alpha]. \quad (2.17)$$

$$\tau_{xy} = R \cdot \sin 2\alpha = \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + 4\tau_{xy}^2} \cdot \sin 2\alpha . \quad (2.18)$$

Эти формулы идентичны ранее выведенным, в чем нетрудно убедиться, выполнив необходимые преобразования. *(Рекомендуем выполнить это задание самостоятельно).*

На диаграмме Мора можно достаточно наглядно отразить различные напряжённые состояния в любой точке материала (рис. 2.6): одноосное сжатие 1 (когда $\sigma_1 > 0 = \sigma_2$), растяжение 2 (когда $\sigma_1 = 0 > \sigma_2$), чистый сдвиг 3 (когда $\sigma_1 = -\sigma_2$) и двухосное сжатие 4 (когда $\sigma_1 > \sigma_2 > 0$) или растяжение. Соответствующие круги Мора с той же нумерацией показаны на рисунке 2.7.

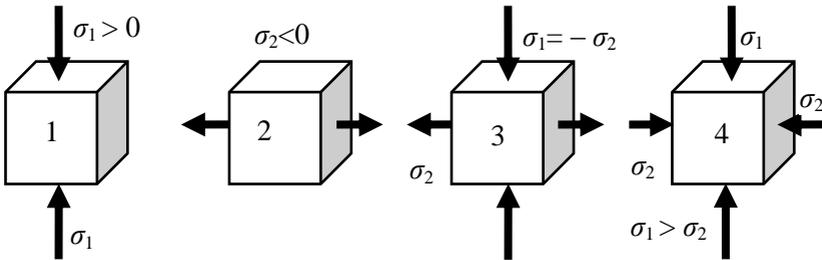


Рисунок 2.6 – Виды плоского напряжённого состояния материала

Например, при одноосном напряжённом состоянии наибольшее главное напряжение σ_1 равно приложенной сжимающей нагрузке, а минимальное главное напряжения равно нулю $\sigma_2 = 0$. Напряжения в любой точке образца 1 на рисунке 2.6 представлены кругом 1 на рисунке 2.7. Из этого круга можно видеть, что максимальное сдвигающее напряжение равно половине главного напряжения $\tau_{\max} = \sigma_1 / 2$ и оно действует на площадке под углом 45 градусов к максимальному глав-

ному напряжению σ_1 , то есть $2\alpha = 90^\circ$, $\alpha = 45^\circ$. Таким же образом круг 2 представляет все напряжения в любой точке внутри образца 2, подверженному одноосному растяжению.

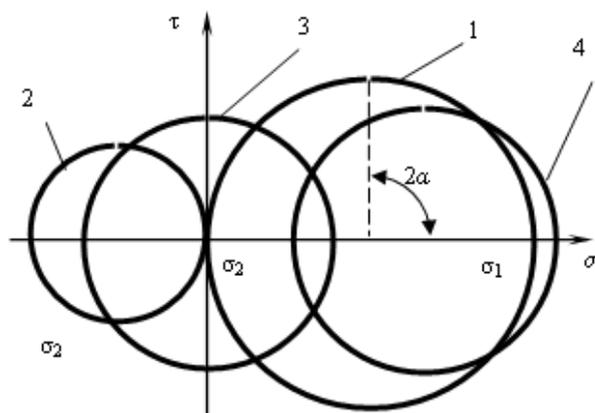


Рисунок 2.7 – Круги на диаграмме Мора, соответствующие рисунку 2.6

Если в точке создано гидростатическое напряжённое состояние $\sigma_1 = \sigma_2$, т.е. соблюдается закон Паскаля, что характерно для жидкостей и газов в статическом равновесии, то круги напряжений на диаграмме Мора вырождаются в точки на оси нормальных напряжений σ . Таким образом, ось σ отражает напряжённое состояние идеальных жидкостей, которые не способны передавать касательные напряжения. А ось τ отражает другое идеальное напряжённое состояние – сдвиг. Поэтому любой тип реального напряжённого состояния материала складывается из объёмного всестороннего сжатия (или растяжения) и кручения (сдвига), что имеет важное значение для теории и практики расчётов. Напряжение всестороннего сжатия (растяжения) называют в теории упругости *шаровым тензором*, а напряжения сдвига, которые

получают вычитанием шарового тензора из общего напряжённого состояния тела, называют **тензором-девиатором**.

Вам следует закрепить знание диаграммы О. Мора, выполнив самостоятельно построение различных кругов напряжений и вычислив напряжения на произвольных площадках. Для углубления знаний о диаграмме Мора настоятельно рекомендуем повторить этот материал по любому учебнику сопротивления материалов).

2.7 Дифференциальные уравнения равновесия

При решении задач о напряжённом состоянии материалов и горных пород под действием заданных внешних нагрузок необходимо использовать уравнения равновесия для напряжений (тензор), которые выглядят иначе, чем для сил (векторы). Получим эти уравнения равновесия для прямоугольной и полярной системы координат.

С целью упрощения записи дифференциальных соотношений, воспользуемся предложенным А. Эйнштейном¹⁸ способом записи дифференцирования по координате. Способ заключается в обозначении дифференцирования переменной по какой-либо координате в виде написания обозначения этой координаты в нижнем индексе с предшествующей запятой, что становится понятным из ниже приведенных примеров:

$$\begin{aligned} \frac{dF}{dx} &= F_{,x}; & \frac{\partial^2 G}{\partial x \partial y} &= G_{,xy}; & \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} &= \sigma_{x,x}; \\ \frac{\partial \sigma_x}{\partial y} &= \sigma_{x,y}; & \frac{\partial \sigma_y}{\partial x} &= \sigma_{y,x}; & \frac{\partial^2 \tau_{xy}}{\partial x \partial y} &= \tau_{xy,xy}. \end{aligned}$$

Такой тип записи значительно упрощает вид формул и, после некоторой тренировки, не представляет затруднений. (*Попражнитесь в конспекте при записи различных дифференциальных выражений*).

Рассмотрим (рис. 2.8) равновесие элементарного параллелепипеда единичной толщины с размерами dx и dy в прямоугольной системе координат в **неоднородном** поле напряжений (т.е. напряжения раз-

ные в разных точках тела). Напряжения, которые действуют на его противоположных гранях, различаются на величину приращений, обусловленных изменением координат.

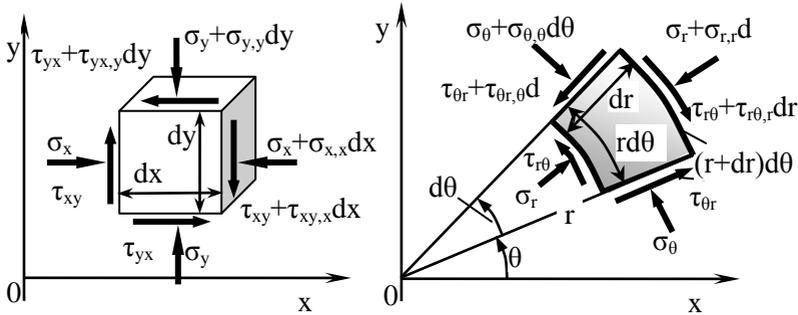


Рисунок 2.8 – Вывод дифференциальных уравнений равновесия в прямоугольной и полярной системах координат

На левой грани прямоугольника действуют напряжения σ_x и τ_{xy} , а на правой его грани, которая отстоит на расстоянии dx напряжения получат приращения, пропорциональные скорости их изменения по координате на приращение самой координаты dx , т.е. $(\sigma_x + \sigma_{x,x} dx)$ и $(\tau_{xy} + \tau_{xy,x} dx)$, где, согласно принятым обозначениям дифференцирования $\sigma_{x,x} = \partial \sigma_x / \partial x$; $\tau_{xy,x} = \partial \tau_{xy} / \partial x$. Такого же рода изменения претерпевают и напряжения на верхней грани элемента.

Запишем уравнения равновесия для плоской системы сил в виде проекций всех сил (не напряжений!) на оси координат для данного элемента единичной толщины (рис. 2.8). Для определения силы необходимо напряжение умножить на площадь соответствующей грани:

$$\begin{aligned} \Sigma X &= \sigma_x dy + \tau_{yx} dx - (\sigma_x + \sigma_{x,x} dx) dy - (\tau_{yx} + \tau_{yx,x} dy) dx = 0, \\ \Sigma Y &= \sigma_y dx + \tau_{xy} dy - (\sigma_y + \sigma_{y,y} dy) dx - (\tau_{xy} + \tau_{xy,y} dx) dy = 0. \end{aligned} \quad (2.19)$$

Третье уравнение равновесия в виде равенства нулю моментов всех сил относительно центра элемента можно записать, учитывая, что нормальные силы на гранях проходят через центр элемента и их моменты равны нулю:

$$\begin{aligned} \Sigma M_0 = & \tau_{yx} dx \cdot dy / 2 + (\tau_{yx} + \tau_{yx,x} dx) dx \cdot dy / 2 - \\ & - \tau_{xy} dy \cdot dx / 2 - (\tau_{xy} + \tau_{xy,y} dy) dy \cdot dx / 2 = 0. \end{aligned}$$

После сокращения на общий множитель $dx \cdot dy / 2$ и исключения членов второго порядка малости, содержащих приращения координат, последнее уравнение даёт закон парности касательных напряжений:

$$\Sigma M_0 = \tau_{yx} + \tau_{yx} - \tau_{xy} - \tau_{xy} = 0; \quad \tau_{yx} = \tau_{xy}. \quad (2.20)$$

После упрощения уравнений (2.19) и приведения подобных членов мы получаем дифференциальные уравнения равновесия в декартовой системе координат:

$$\begin{aligned} \sigma_{x,x} + \tau_{yx,x} &= 0, \\ \sigma_{y,y} + \tau_{xy,y} &= 0 \end{aligned}$$

или, в более привычной записи операции дифференцирования, которая более громоздка:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} &= 0, \\ \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} &= 0. \end{aligned} \quad (2.21)$$

В горной геомеханике часто приходится решать задачи о распределении напряжений в полярной системе координат. Для этого обратимся к правой части рисунка 2.8 и, используя те же, что и ранее, допущения и приёмы, запишем уравнения проекций сил на радиальную r и тангенциальную (кольцевую) θ оси координат:

$$\begin{aligned} \Sigma F_r = & \sigma_r r d\theta + \tau_{\theta r} dr - (\sigma_r + \sigma_{r,r} dr)(r + dr) d\theta - (\tau_{\theta r} + \tau_{\theta r, \theta} d\theta) dr + \sigma_{\theta} dr d\theta = 0, \\ \Sigma F_{\theta} = & \sigma_{\theta} dr + \tau_{r\theta} r d\theta - (\sigma_{\theta} + \sigma_{\theta, \theta} d\theta) dr - (\tau_{r\theta} + \tau_{r\theta, r} dr)(r + dr) d\theta - \tau_{r\theta} d\theta dr = 0. \end{aligned}$$

После очевидных сокращений и упрощений получаем дифференциальные уравнения равновесия в полярной системе координат (помним, что запятая перед обозначением координаты θ , r означает частную производную напряжения по этой координате):

$$\begin{aligned}\sigma_{r,r} + \tau_{\theta,r,\theta} / r + (\sigma_r - \sigma_\theta) / r &= 0, \\ \sigma_{\theta,\theta} / r + \tau_{r\theta,r} + 2\tau_{r\theta} / r &= 0.\end{aligned}\tag{2.22}$$

В обычных обозначениях получим те же формулы, но в обычной более громоздкой записи:

$$\begin{aligned}\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial \tau_{r\theta}}{\partial \theta} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} &= 0, \\ \frac{1}{r} \frac{\partial \sigma_\theta}{\partial \theta} + \frac{\partial \tau_{r\theta}}{\partial r} + \frac{2\tau_{r\theta}}{r} &= 0.\end{aligned}\tag{2.23}$$

Если задача имеет осевую симметрию, т.е. напряжения не зависят от координаты θ , получим запись дифференциального уравнения в полярной системе координат, которой часто будем пользоваться при решении задач горного давления вокруг подземных выработок:

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0.\tag{2.24}$$

Следует иметь в виду, что дифференциальные уравнения равновесия используют не только в теории упругости, но и в большинстве задач механики *сплошных* сред (в теориях пластичности, ползучести, гидро- и аэродинамике и т.д.).

В качестве упражнения рекомендуем самостоятельно вывести уравнения равновесия для разных систем координат, в первую очередь для сферической и цилиндрической.

2.8 Определение упругих свойств горных пород

Упругие свойства горных пород определяют в лабораторных условиях статическими и динамическими методами.

Статические методы основаны на измерениях деформаций образца, нагружаемого под прессом. Датчиками деформаций служат тензометры различных типов, которые неподвижно фиксируются (например, приклеиваются) на поверхности образца.

Динамические методы основаны на измерении скоростей упругих колебаний в диапазоне звуковых или ультразвуковых частот, которые создают в исследуемом образце пород.

2.8.1 Статические методы

Для проведения испытаний в лаборатории изготавливают образцы правильной формы (цилиндрические или призматические) диаметром обычно 40...45 мм и высотой, равной 1,5...2 диаметра с отшлифованными торцами. Это гарантирует создание в средней части образца равномерного напряжённого состояния, что важно для точности испытаний.

Нагружение образцов производят под прессом (рис. 2.9). Прессы используют электронику и микросхемы с самыми высокими возможностями управления, сбора и обработки данных, а также программное обеспечение. Пресс может комплектоваться стендом для создания удобной рабочей высоты, он оснащён разнообразными захватами и элементами крепления для испытаний образцов на растяжение, сжатие, изгиб. Дополнительные аксессуары включают экстензометры (тензорезисторы и пр.) для измерения деформаций

Для передачи давления точно по оси образца используют шаровые шарниры, соосные с образцом, а между образцом и плитами прессы устанавливают шлифованные калёные стальные прокладки.



Рисунок 2.9 – Общий вид пресса на 50 кН для механических испытаний образцов напряжённого состояния конструкций, основанное на измерении местных деформаций.

Тензодатчики представляют собой миниатюрные плоские петли из проволоки, которая меняет своё сопротивление при механической деформации (рис. 2.10). Это явление впервые было замечено лордом Кельвином¹⁹ в 1856 г. Электрический тензодатчик обычно состоит из сетки, сделанной из проволоочной нити, оттиснутой на металлической фольге. Прибор приклеивается на поверхность конструкции, деформацию которой необходимо измерить. Когда конструкция деформируется, тензодатчик также испытывает деформацию, при этом изменяет своё электрическое сопротивление, которое можно измерить.

В 1843 году, английский физик, Чарльз Уитстон²⁰ изобрел мост для измерения электрического сопротивления проводников. Мост Уитстона стал идеальным прибором для учёта изменения сопротивлений, которые происходят в тензодатчиках.

По мере нагружения образца синхронно записывают рост силы и деформаций образца – продольных и поперечных. Напряжение определяют путём деления силы F , развиваемой прессом, на площадь A сечения образца $\sigma = F/A$.

Измерение деформаций образца производят методом тензометрии с помощью тензодатчиков, которые наклеивают на его боковые поверхности.

Тензометрия (от лат. *tensus* – напряжённый, натянутый и греч. *metréō* – измеряю) – экспериментальное определение

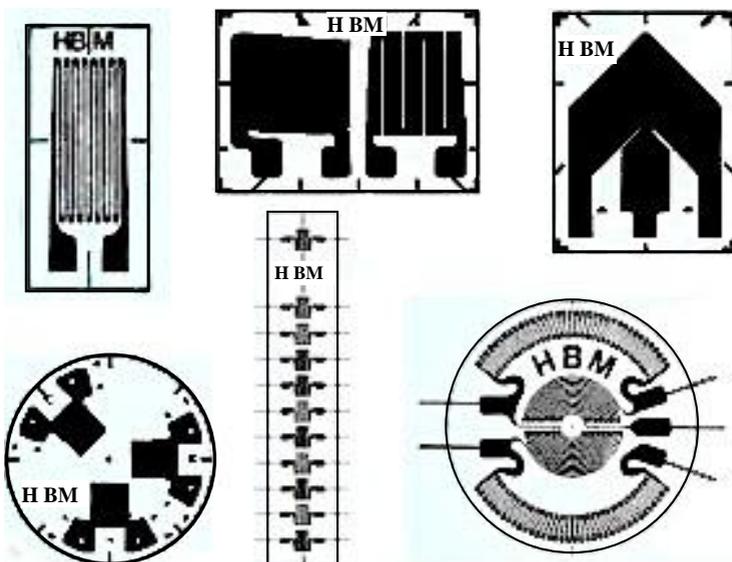


Рисунок 2.10 – Тензорезисторы фирмы "Месстехник-НВМ"

При измерении сопротивления тензорезистора используют мостовую схему подключения (рис. 2.11). В качестве сопротивлений R_1 - R_3 обычно используются такие же тензорезисторы, как и измерительные, только наклеенные на основание без деформации. Это необходимо для термокомпенсации мостовой схемы, поскольку сопротивление тензорезисторов зависит также и от температуры. Обычно используют 6-проводную схему измерения. Одна пара проводов служит для питания моста, другая пара проводов служит для измерения подаваемого напряжения, третья пара – для измерения разности потенциалов в мостовой схеме. Особенно удобно применять многоканальные модули АЦП и ЦАП.

Аналого-цифровой преобразователь (АЦП) – устройство, преобразующее входной аналоговый сигнал от тензорезисторов в дискретный код (цифровой сигнал), т.е. аналоговый сигнал в АЦП преобразуется в последовательность цифровых значений, которые можно

обрабатывать на ЭВМ. Обратное преобразование осуществляется при помощи цифро-аналогового преобразователя (ЦАП), что требуется для управления аналоговыми исполнительными механизмами.

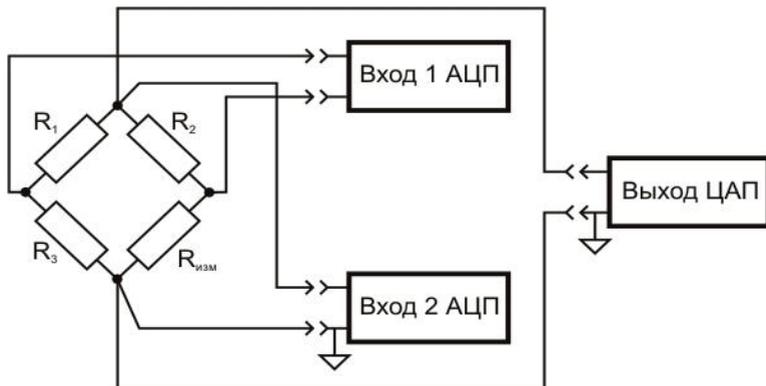


Рисунок 2.11 – Мостовая схема подключения при измерении сопротивления тензорезистора

Несмотря на то, что первый тензодатчик был изобретён в 40-х годах XIX века, их производство стало экономически и технически возможно только после того, как это позволило бурное развитие электроники в XX веке.

Для измерения продольных деформаций тензорезисторы приклеивают в направлении нагружения образца, а для поперечных – перпендикулярно к нему. Для контроля правильности измерений тензометры наклеивают попарно (дублируют). Производят двухкратное нагружение и разгрузку образцов до напряжений 0,3 и 0,6 от разрушающих.

Таким образом, измеряя напряжения и деформации, можно построить кривую деформационно-силовых испытаний $\sigma - \varepsilon$ (рис. 2.12), на которой следует различать начальный участок обжатия и закрытия трещин **I**, упругий участок **II** и участок развития внутренней трещиноватости перед разрушением **III**.

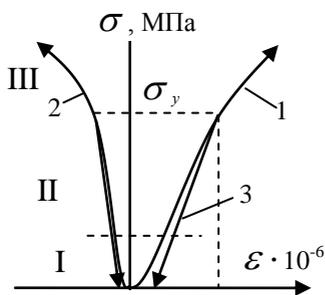


Рисунок 2.12 – Диаграмма $\sigma - \varepsilon$ испытаний образца

Измерение наклона кривой испытаний следует производить по линии разгрузки образца 3, т.к. при нагружении кривые продольной 1 и поперечной 2 деформаций содержат неупругую (остаточную) деформации. По формулам (2.1), (2.3) находим модуль продольной упругости E и коэффициент Пуассона ν .

2.8.2 Динамический метод

Поскольку скорости распространения в образцах пород упругих колебаний различных типов зависят главным образом от модуля продольной упругости E и коэффициента Пуассона ν , это используется в динамических методах определения упругих свойств пород, основанных на зависимости скорости упругих колебаний от упругих свойств породы.

Наиболее широкое применение в лабораторной практике приобрёл прибор УКБ-1, блок-схема которого показана на рисунке 2.13.

Генератор зондирующих импульсов вырабатывает с частотой 50 герц электрические импульсы с высокочастотным заполнением. Излучатель служит для преобразования электрических импульсов в механические колебания с частотой $f = 25, 50, 100, 125$ кГц в зависимости от его характеристики. Приёмник служит для преобразования механических колебаний в электрические. Электронно-лучевая трубка осциллографа позволяет наблюдать на экране особенности распространения импульсов. Генератор ждущей развёртки позволяет смещать её по экрану осциллографа и фиксировать механические процессы распространения ультразвуковых волн в образце.

Скорость прохождения ультразвуковых колебаний по длине стержневидного образца определяется по измеренному времени t_c

прохождения колебаний между излучателем и приёмником при длине образца l_o : $V_p = l_o / t_c$.

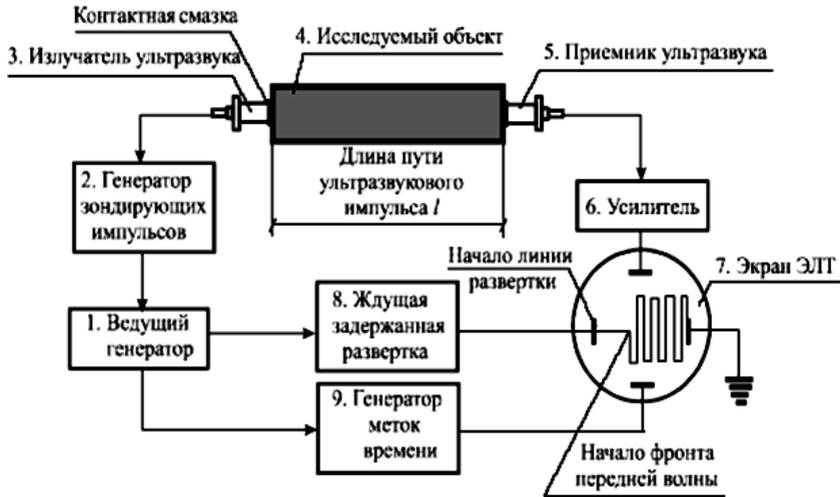


Рисунок 2.13 – Схема измерения скорости упругих волн прибором УКБ-1м.

Теоретически скорость прохождения продольной упругой волны в тонком стержне зависит от модуля продольной упругости E и плотности породы ρ . Скорость V_p определяется по формуле Ньютона. Последнюю достаточно просто можно получить, непосредственно применяя π -теорему теории размерностей:

$$V_p = K\sqrt{E/\rho},$$

где K – некоторая безразмерная постоянная, которая зависит от условий распространения волны, для тонкого стержня $K = 1$, для пластины $K = (1 - \nu)^{-1}$.

(Упражнение: докажите формулу Ньютона с помощью теории подобия и размерностей).

Приравняв правые части обоих уравнений для скорости V_p , находим модуль продольной упругости образца, изготовленного в форме тонкого стержня:

$$E = \rho(l_o / t_c)^2 .$$

Для определения коэффициента Пуассона необходимо динамическим методом найти скорость распространения поперечной упругой волны V_s , для чего выбирают образец в виде тонкой пластинки, а скорость для волны в тонкой пластинке вычисляют по формуле:

$$V_s = \sqrt{E\rho^{-1}(1-\nu)^{-1}}$$

Отсюда можно определить коэффициент Пуассона ν :

$$\nu = 1 - \sqrt{E\rho^{-1}V_s^{-1}}$$

Результаты определения упругих свойств горных пород статическим и динамическим методами приведены в табл. 2.1, где разность между статическими и динамическими показателями оценивается по формуле:

$$\Delta x = (1 - x_{ст} / x_{дин}) \times 100\% , \quad \text{где } x = (E, \nu) .$$

Сопоставляя упругие показатели пород, полученные статическим и динамическим методами, можно считать, что различие между ними статистически значимо, причем $E_{дин} > E_{ст}$ на 10...20 %.

Таблица 2.1. – Упругие характеристики горных пород, определённые статическим и динамическим методом

Порода	Модуль упругости $\times 10^4 \text{ МПа}$			Коэффициент Пуассона		
	$E_{ст}$	$E_{дин}$	$\Delta E, \%$	$\nu_{ст}$	$\nu_{дин}$	$\Delta \nu, \%$
Пегматит	41	52	-20	0,21	0,17	+23
Кварцит	70	65	-8	0,23	0,27	-15
Гнейс	71	82	-14	0,23	0,12	+47
Песчаник	28	34	-18	0,18	0,26	-31

Вопросы для самоконтроля

1. Дайте определение упругости, деформации и напряжению.
2. В чём сущность закона Гука? Модуль упругости и коэффициент Пуассона, их физическая сущность и экспериментальное определение.
3. Упругое поведение материала при многоосном нагружении.
4. Как определить напряжение на произвольной площадке и угол наклона главных площадок?
5. Как представляют напряжения на диаграмме О. Мора и типы плоского напряжённого состояния?
6. Выведите дифференциальные уравнения равновесия в разных системах координат.
7. Какие вы знаете методы определения упругих свойств горных пород.
8. Почему различаются $E_{дин}$ и $E_{ст}$?

3 РЕОЛОГИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГОРНЫХ ПОРОД

3.1 Реология как наука.....	81
3.2 Ползучесть.....	83
3.3 Релаксация.....	88
3.4 Пластичность.....	89
3.5 Механические структурные модели породы	92
3.5.1. Модель Максвелла.....	93
3.5.2. Модель Кельвина (Фойгта).....	95
3.5.3 Модель Пойтинга-Томсона.....	98
3.5.4. Модель Бингама.....	100
3.6 Обобщённые реологические модели	101
3.7 Реономная микромеханика деформирования и разрушения материалов.....	104

3 РЕОЛОГИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГОРНЫХ ПОРОД

Как показывают многочисленные натурные наблюдения и экспериментальные измерения, поведение горных пород и массивов, других сред и материалов, – их деформации, смещения, разрушение, – в общем случае всегда зависит от времени. Изучением процессов изменения во времени напряжений и деформаций занимается наука реология.

3.1 Реология как наука

Реология (от греч. *réos*, «течение, поток» и *lógos* – логия) – раздел механики, изучающий деформации и текучесть вещества (главным образом жидкости, но также и твёрдые тела) во времени, когда деформации текучести превышают упругие. Термин "реология" ввёл американский учёный Е. Бингам²¹ в 1920 г. по предложению его коллеги, Маркуса Рейнера²². В основу реологии легли законы знаменитых учёных прошлого: И. Ньютона²³ о сопротивлении движению вязкой жидкости, работы Дж. Максвелла²⁴, У. Томсона и др. Значительный вклад внесён русскими учёными: Д.И. Менделеевым²⁵, Н.П. Петровым²⁶, Ф.Н. Шведовым²⁷, советскими учёными П.А. Ребиндером²⁸, М.П. Воларовичем²⁹ и др.

Реология рассматривает процессы, связанные с необратимыми остаточными деформациями и течением разнообразных вязких и пластических материалов, а также явления ползучести, релаксации напряжений, упругого последствия и т.д. Согласно принятым воззрениям, все науки о механических свойствах вещества принято подразделять в виде следующей структурной схемы (рис. 3.1).

С проблемами реологии приходится встречаться в технике: при разработке технологии производственных процессов, при проектных работах и конструкторских расчётах, относящихся к самым различным материалам: металлам, глинам и другим грунтам, горным породам, строительным материалам (бетонам, силикатам и др.).

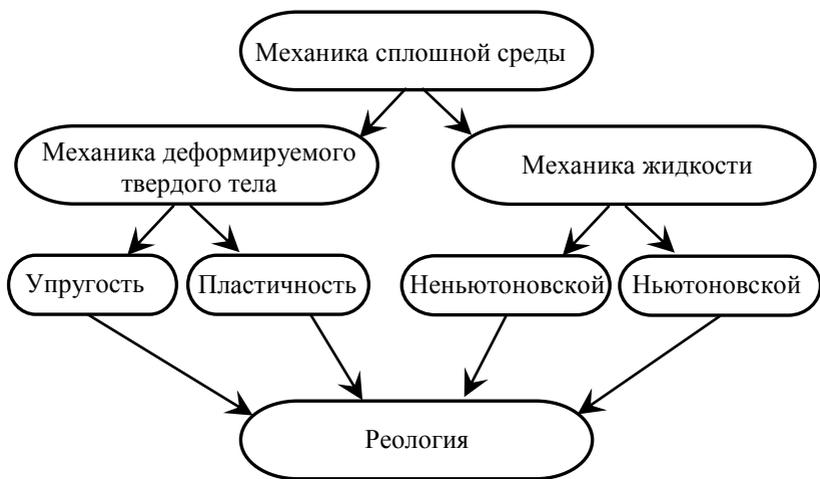


Рисунок 3.1.– Структурная схема механики сплошной среды

Реологическими моделями пользуются при изучении механических свойств различных материалов и сред и при описании их поведения во времени под действием разнообразных нагрузок.

В горной геомеханике реология устанавливает связи между свойствами породы и её состоянием во времени. Общее реологическое уравнение состояния вещества пока не установлено, имеются уравнения лишь для отдельных частных случаев. Для описания реологического поведения материалов пользуются механическими моделями, для которых составляют дифференциальные уравнения, куда входят различные комбинации упругих и вязких характеристик.

Основной задачей реологии как науки является получение **«реологического уравнения»**, в виде зависимости деформаций от напряжений с учётом времени $\varepsilon = f(\sigma)$.

Все изучаемые механические явления реология трактует с чисто механических позиций – **феноменологически**, (феномен – явление) т.е. отвлекаясь от объяснения физической сути явления, без учёта атомарной структуры вещества, кинетической теории и т.д. Материалы

рассматриваются как однородные и изотропные, а их свойства часто представляются в виде наборов стандартных структурных элементов (рис. 3.2).

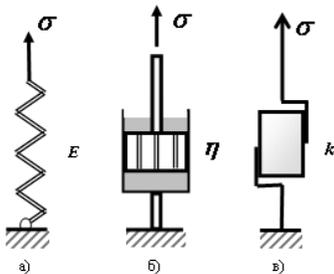


Рисунок 3.2 – Реологические модели:
 а) упругая Гука H , б) вязкая Ньютона N ,
 с) пластичная Сен-Венана StV

Число реологических моделей не ограничено, однако все они могут быть представлены комбинацией из трёх простейших тел (моделей) – тела Гука (упругость), тела Ньютона (вязкость), тела Сен-Венана³⁰ (пластичность).

Модель упругой породы, – тело (среда) Гука (H) в виде пружины, – рассмотрена во второй главе (рис.2.2).

3.2 Ползучесть

Если образец какого либо материала подвергнуть действию постоянной нагрузки и измерять его деформацию во времени, то обнаружится, что деформация постоянно возрастает. После прекращения действия нагрузки наблюдается **остаточная**, т.е. неупругая, деформация.

Ползучесть – способность породы деформироваться во времени под действием постоянных внешних нагрузок. Ползучесть происходит в виде медленной непрерывно нарастающей деформации. Это явление было замечено несколько сот лет назад и долгое время считали, что оно может происходить только при повышенных температурах,

Фактически реологические уравнения описывают не реальную породу, а её модель – идеальное тело, т.е. материал, который лишь приближённо воспроизводит самые главные свойства реальной породы. Число реологических моделей не ограничено, однако все они могут быть представлены комбинацией из трёх простейших тел (моделей) – тела Гука (упругость), тела Ньютона (вязкость), тела Сен-Венана³⁰ (пластичность).

однако ползучесть имеет место и при очень низких температурах.

Как правило, ползучесть может развиваться при любом уровне действующих в породе напряжений. Однако в зависимости от их величины, ползучесть может быть **затухающей**, когда скорость деформации постепенно уменьшается во времени, и **возрастающей**, когда скорость деформации по мере ползучести увеличивается, что приводит, как правило, к разрушению породы. Ползучесть хорошо моделируется вязким элементом, предложенным Исааком Ньютоном (N): поршень с отверстиями в цилиндре в вязкой жидкости (рис. 3.2, б).

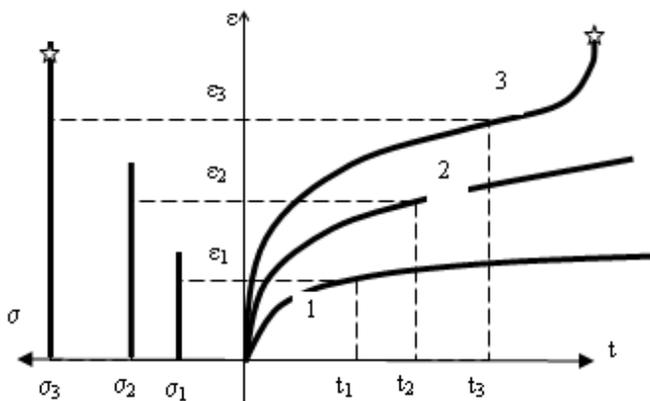


Рисунок 3.3 – Кривые ползучести горных пород: 1 – затухающая; 2 – постоянная; 3 – возрастающая скорость деформации

Ползучесть описывается так называемой **кривой ползучести** (рис. 3.3), которая представляет собой зависимость деформации от времени, когда приложенная нагрузка и температура постоянны:

$$\varepsilon = f(t).$$

Кривые ползучести, полученные из эксперимента, условно различают в зависимости от наличия в них трёх участков, или стадий: 1 - участок неустановившейся (или затухающей) ползучести (I стадия, начальная), 2 - участок установившейся ползучести – деформации, идущей с постоянной скоростью (II стадия, переходная между первой и третьей), 3 - участок ускоренной ползучести (III стадия), который заканчивается разрушением. На рисунке 3.3 кривая ползучести I состоит только из одного участка I – затухающей во времени скорости деформации, кривая II – из двух участков и если испытание продолжить дольше, то эта кривая будет похожа на кривую ползучести 3, которая состоит из всех трёх участков и заканчивается разрушением. Появление III стадии ползучести свидетельствует о том, что в процессе деформации материал претерпевает ускоренные внутренние структурные изменения (например, рост трещин).

Как общее время до разрушения, так и протяжённость каждой из стадий зависят от температуры и приложенной нагрузки. Переход в III стадию связан с накоплением повреждения материала (поры, микротрещины), образование которых начинается уже на I и II стадиях, однако это не могут описать линейные реологические модели.

Физический механизм ползучести объясняется движением **дислокаций** и процессами вязкого течения. Дислокация (dislocation – нарушение) – это линейный дефект кристаллической решётки, представляющий собой нарушение правильного чередования атомных плоскостей. Этот дефект под действием напряжений может перемещаться, изменять свои форму и размеры и даже «размножаться», что и приводит к ползучести. Структурные механизмы, объясняющие происхождение деформаций за счёт образования и движения дислокаций, т. е. элементарные процессы, приводящие к ползучести, рассматриваются **теорией дислокаций**.

Уравнение, которое описывает процесс **вязкого течения** в материале, было впервые предложено И. Ньютоном в виде:

$$\sigma = \eta \frac{d\varepsilon}{dt} = \eta \dot{\varepsilon} \quad (3.1)$$

где η – коэффициент вязкости, Па·с, единицу вязкости называют *пуаз* (*пз*). Коэффициент вязкости воды $\eta=0,01$ пз, масла 10 пуаз, породы – 10^6 пз и более.

Точка над переменной величиной показывает ее производную по времени, т.е. скорость.

Вязко-упругая жидкость типа (3.1) называется реологическим телом Ньютона и обозначается символом *N*. Обращает на себя внимание подобие этого уравнения закону Гука (2.1). В обоих уравнениях дана линейная взаимосвязь между напряжениями и деформациями (закон Гука) или скоростью деформаций (3.1). Оба уравнения описывают физические свойства вещества: первое – упругость, второе – вязкость. Коэффициенты пропорциональности отражают упругий (*E* в законе Гука) или вязкий (η в законе Ньютона) показатели, чем эти показатели выше, тем ближе материал к абсолютно жёсткому телу.

Таким образом, модель Ньютона даёт **ползучесть** с постоянной скоростью, тем большей, чем выше уровень напряжений и меньше коэффициент вязкости:

$$V = \frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{\sigma}{\eta} \quad (3.2)$$

Из рисунка 3.4 следует, что **коэффициент вязкости η** – это тангенс угла наклона касательной $\eta_1 = \operatorname{tg}\alpha_1$. Чем выше напряжения и температура, тем интенсивнее происходит ползучесть при прочих равных условиях, тем круче располагаются кривые (для элемента *N* – прямые) ползучести.

В зависимости от типа породы, а также величины напряжений, период заметной ползучести оценивается промежутком времени от не-

скольких месяцев до нескольких лет. При этом на протекание ползучести в породах большое влияние оказывает и влажность. Деформации ползучести пород, поскольку имеют пластическую природу, в основном необратимы.

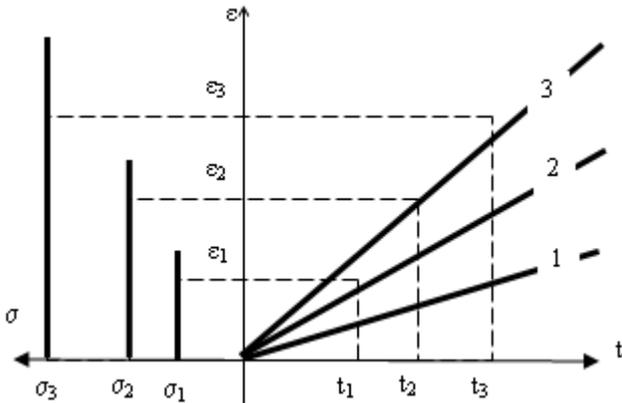


Рисунок 3.4 – Кривые ползучести горных пород по модели Ньютона

Величина, обратная вязкости ($1/\eta$), называется **текучестью**.

Определим деформации породы, к которой приложены постоянные напряжения. В этом случае решаем уравнение (3.1) относительно деформаций:

$$\varepsilon = \frac{1}{\eta} \int_0^t \sigma dt = \frac{\sigma}{\eta} t. \quad (3.3)$$

Следовательно, деформации растут пропорционально времени и напряжениям, но обратно пропорционально коэффициенту вязкости.

Ползучесть при постоянных напряжениях часто наблюдается на контуре незакреплённых горных выработок и проявляется в виде рас-

тущих во времени смещений породного контура внутрь выработок, что уменьшает их площадь поперечного сечения и вызывает необходимость в ремонтах и перекреплениях выработок.

3.3 Релаксация

В лаборатории можно провести опыт с образцом, в какой-то мере подобный опыту на ползучесть, только напряжение и деформации меняются местами, т.е. после нагружения образца напряжением σ жёстко фиксируют деформации $\varepsilon = \text{const}$ и наблюдают за изменением напряжений в образце во времени.

При зафиксированных деформациях вследствие ползучести напряжения с течением времени падают, т.е. происходит **релаксация** (relax – ослаблять) напряжений (рис. 3.5). Это обусловлено проявлением ползучести, поскольку раз при неизменных напряжениях происходит рост деформаций, то для того, чтобы деформации оставались постоянными, необходимо снижать напряжения (нагрузку).

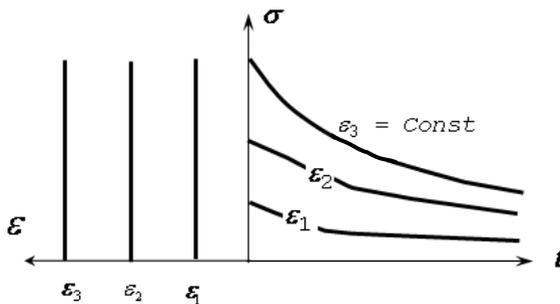


Рисунок 3.5 – Кривые релаксации горной породы $\sigma=f(t)$ при разных уровнях заданных деформаций

Релаксация – процесс снижения напряжений в породе при её фиксированных деформациях. (Сравните рис. 3.4 и 3.5)

Ползучесть и релаксация – процессы изменения во времени деформаций и напряжений. При этом ползучесть происходит при условии постоянства *напряжений*, а релаксация – в случае постоянства *деформаций*. На практике чаще всего бывают более сложные режимы нагружения, когда одновременно изменяются напряжения, деформации и температура.

3.4 Пластичность

Третьей простейшей реологической моделью является тело *Сен–Венана* (идеальная пластичность), которое ведёт себя как абсолютно твёрдое тело до достижения напряжениями предела текучести $\sigma = 2\tau_0$, а при его достижении – деформируется в форме пластического течения. Механическая аналогия модели Сен-Венана (рис 3.6) представляет собой механизм преодоления сухого трения при скольжении бруска по шероховатой поверхности, там же показано условное обозначение реологической модели идеальной пластичности.

Условия пластичности записываются в виде формулы: $\tau_{\max} \geq \tau_0$, а так как $\tau_{\max} = (\sigma_1 - \sigma_2)/2$, то в главных напряжениях получим:

$$\sigma_1 - \sigma_2 \geq 2\tau_0, \quad (3.4)$$

где τ_{\max} – максимальное касательное напряжение, Па; τ_0 – предельное касательное напряжение, после которого начинается пластичность, Па.

Пластичность – это способность пород получать остаточные деформации без разрушения, поэтому после прекращения действия внешних сил, полученные деформации остаются. Противоположное пластичности свойство – хрупкость.

Хрупкость – это способность пород разрушаться без проявления остаточных деформаций. Обратите внимание, что в данном определении хрупкость связывается с остаточными деформациями, а пла-

стичность имеет размерность напряжения. Это заставляет думать, что такое несоответствие является следствием не совсем корректного объяснения хрупкости, поэтому понятие хрупкости будет изменено в дальнейшем при изучении новой теории прочности.

Рассмотрим характерные участки диаграммы σ - ε для разных моделей пластичности и реальной породы (рис. 3.6).

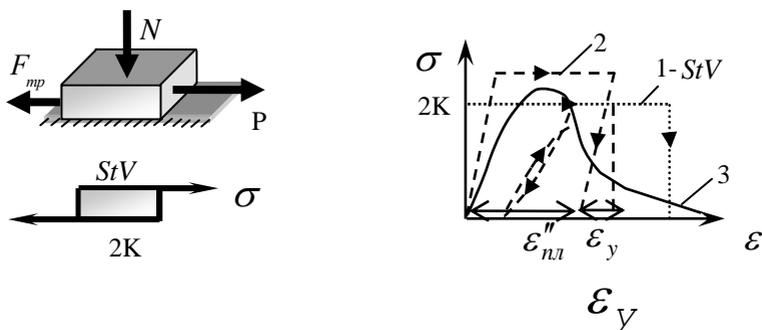


Рисунок 3.6 – Модель Сен-Венана (слева) и диаграммы σ - ε нагружения породы: 1 – Сен-Венана; 2 – Прандтля; 3 – реальной породы

Идеальная модель пластичности была предложена Сен-Венаном и представлена прямоугольником 1, который показывает, что после разгрузки породы восстановление её формы не происходит и все деформации являются остаточными. Более близка к экспериментальным данным модель **упруго-пластического** тела, предложенная Прандтлем (график 2 рис. 3.6), в которой учтены упругие деформации материала ε_y , способные восстанавливаться после его разгрузки, тогда как пластическая часть деформаций $\varepsilon_{пл}$ остаётся необратимой.

Диаграмма нагружения σ - ε реального материала, в частности, горной породы, значительно сложнее. Главное её отличие – криволинейная форма, которая включает в себя **восходящую** ветвь нагружения и **нисходящую** ветвь разгрузки. Начало восходящей ветви диаграммы

удовлетворительно можно описать законом Гука (упругости), участок диаграммы возле вершины может с некоторым приближением трактоваться как проявление пластичности (закон Сен–Венана), а ниспадающая ветвь диаграммы существенно нелинейна и свидетельствует о постепенном разрушении породы по мере того, как её нагружают в режиме заданной деформации.

Эта «**запредельная**» ветвь (поскольку материал находится за пределом прочности) диаграммы разгрузки может быть получена при особом способе нагружения образцов на прессе. На обычных прессах можно испытывать материал лишь на участке восходящей ветви диаграммы нагружения. Однако при переходе на нисходящую ветвь на обычных прессах происходит неконтролируемое лавинообразное разрушение образца (запредельные деформации), поскольку даже при снижении напряжений деформация и её скорость возрастают за счёт накопленной энергии в прессе и образце.

Поэтому для получения ниспадающей ветви диаграммы нагружения необходим так называемый «жесткий» пресс, который способен осуществить нагружение образцов в режиме заданной (контролируемой) скорости деформации. Такие испытания пород с получением ниспадающей ветви диаграммы нагружения были впервые проведены в середине прошлого века (Ноек-Враун, Канада).

Если на участке запредельного деформирования материала произвести его разгрузку, а затем вновь его нагрузить (штриховые наклонные линии на рис. 3.6), то диаграмма «разгрузка-нагрузка» вернётся на исходную ниспадающую ветвь, описав некоторую замкнутую фигуру, которая называется **петлёй гистерезиса**. Угол наклона петли гистерезиса меньше исходного модуля продольной деформации породы из-за накопленной на ниспадающей ветви поврежденности в виде рассеянных по всему объёму образца дислокаций и трещин. Чем больше площадь петли гистерезиса, тем больше образовалось в материале трещин и произошло неупругих структурных превращений.

Изучение законов пластической деформации гораздо сложнее,

чем упругой, особенно при рассмотрении больших пластических деформаций, поскольку все зависимости оказываются нелинейными. Однако именно запредельные деформации горных пород часто происходят вокруг выработок при ведении горных работ, особенно на больших глубинах разработки. Это значительно осложняет прогнозирование проявлений горного давления в выработках.

3.5 Механические структурные модели породы

Соединяя различным образом элементы, соответствующие моделям Н, N и St-V, можно получить механические модели породы значительно более сложные, позволяющие воспроизводить реальное поведение разных пород. Соединение реологических структурных элементов может быть параллельным и последовательным (рис. 3.7).

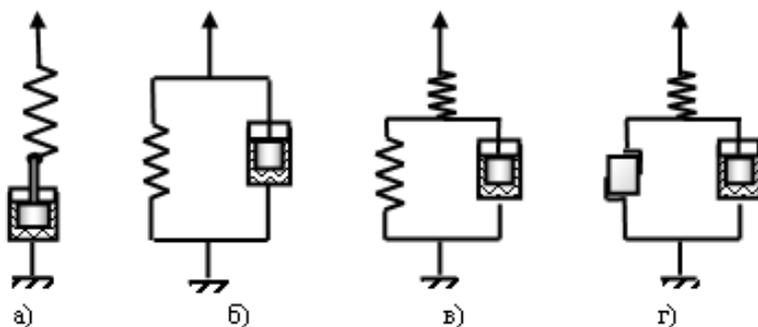


Рисунок 3.7 – Структурные реологические модели

Для описания поведения во времени более сложных сред были предложены различные реологические модели в виде разнообразного сочетания элементарных тел (Гука – упругость, Ньютона – вязкость, Сен-Венана – пластичность). Простейшие реологические модели, предложенные ещё в XIX веке, представлены на рис. 3.7 и названы в честь учёных, их предложивших: а - Максвелла; б - Кельвина (Фойг-

та); в - Пойтинга-Томсона; г - Бингама. В этих моделях упругий элемент обладает модулем упругости E и подчиняется закону Гука, вязкий элемент с коэффициентом вязкости η подчиняется модели Ньютона, и, наконец, элемент пластичности с предельным сопротивлением сдвигу k подчиняется модели Сен-Венана.

Удобство структурных моделей заключается в том, что, подбирая должным образом параметры входящих в них элементарных реологических элементов, можно добиться удовлетворительного описания механического поведения материалов (горных пород) под действием нагрузки с течением времени. Для этого следует в лабораторных условиях испытать образцы горной породы на ползучесть и релаксацию, а затем по экспериментальным данным определить соответствующие параметры выбранной модели.

Рассмотрим поведение материалов во времени с помощью простейших реологических моделей. Для этого следует помнить, что при параллельном соединении структурных моделей скорости деформаций у элементов одинаковые, а нагрузка общая, тогда как при последовательном соединении, наоборот, нагрузки у элементов одинаковые, а полная скорость деформаций равна сумме скоростей деформаций каждого элемента.

3.5.1 Модель Максвелла

Её математическая интерпретация записывается в виде дифференциального уравнения особенно просто: полная скорость деформации породы будет складываться из скоростей деформаций упругого ε_y , и вязкого ε_v элементов (производную любого параметра по времени обозначаем точкой над буквой), т.е.

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}_y + \dot{\varepsilon}_v = \frac{\dot{\sigma}}{E} + \frac{\sigma}{\eta} \quad \text{или} \quad \frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{1}{E} \frac{d\sigma}{dt} + \frac{\sigma}{\eta}$$

Это и есть уравнение состояния среды Максвелла. Если приложенное напряжение постоянно $\sigma = \sigma_0$, тогда $d\sigma_0/dt = \dot{\sigma}_0 = 0$. Когда начальная деформация при $t=0$ отсутствует $\varepsilon = 0$, решение уравнения $d\varepsilon/dt = \dot{\varepsilon} = \sigma/\eta$ особенно просто: $\varepsilon = \sigma_0 t/\eta$. Это случай, когда тело, получив упругую деформацию под действием напряжения σ_0 , затем будет испытывать непрерывное вязкое течение материала с постоянной скоростью. Деформация, полученная при вязком течении, необратима, т.к. сохраняется после снятия нагрузки.

Рассмотрим случай релаксации напряжений, для чего будем полагать, что деформации постоянны $\varepsilon = \varepsilon_0$ и поэтому $d\varepsilon/dt = \dot{\varepsilon} = 0$, а в начальный момент времени при $t=0$ задано напряжение σ_0 . Тогда получаем однородное дифференциальное уравнение с разделяющимися переменными: $\dot{\sigma}/E + \sigma/\eta = 0$, решением которого будет (показана последовательность преобразований при решении):

$$\begin{aligned} \frac{d\sigma}{\sigma} &= -\frac{E}{\eta} dt; \quad \ln \sigma = -\frac{E}{\eta} t + C; \\ \sigma &= \sigma_0 e^{(-\frac{E}{\eta} t)} = \sigma_0 \exp\left(-\frac{E}{\eta} t\right). \end{aligned} \tag{3.5}$$

где C – постоянная интегрирования, которую находим из начальных условий при $t=0$ $\sigma = \sigma_0$, что даёт $C = \ln \sigma_0$.

Уравнение (3.5) показывает, что напряжения, которые вначале были созданы в материале, с течением времени постепенно снижаются по экспоненте (см. рис. 3.8). Какова скорость такого снижения? Это зависит от множителя E/η перед временем t у экспоненты. Нетрудно заметить, что величина $t_p = \eta / E = \text{Па} \cdot \text{с} / \text{Па} = \text{с}$ имеет размерность времени и получила название **времени релаксации** t_p .

Время установления равновесия (частичного или полного) в системе называется временем *релаксации* (от лат. *relaxatio* - ослабление,

уменьшение). Физический смысл времени *релаксации* напряжений состоит в том, что по истечении промежутка времени $t = t_p$ напряжение достигает $e^{-1} = 0,368$ предельного значения σ_0 .

Чем больше время релаксации t_p , тем медленнее релаксация напряжений, тем более пологой будет кривая релаксации на рис. 3.8, тем ближе этот материал к идеально упругому телу. Для твёрдых горных пород время релаксации может достигать десятков и сотен лет.

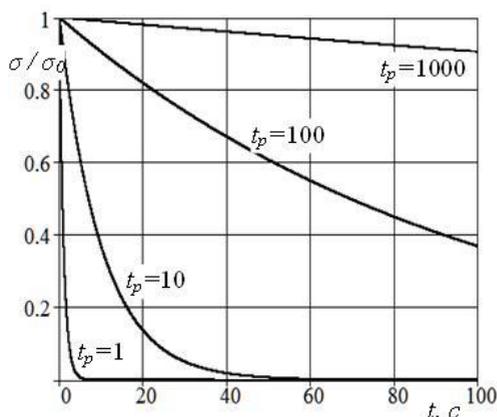


Рисунок 3.8 — Релаксация напряжений в модели Максвелла при разных значениях времени релаксации t_p

согласуется с поведением твёрдых горных пород.

После разгрузки материала по модели Максвелла происходит упругое восстановление только упругих деформаций, а накопленные вязкие деформации остаются неизменными.

3.5.2 Модель Кельвина (Фойгта)

В этой модели по-иному комбинируют упругий и вязкий элемент, располагая их параллельно, а не последовательно, как в модели Максвелла (рис. 3.7 б). Запишем уравнение связи между напряжением-

На рис. 3.8 можно проследить, как меняется относительное напряжение σ/σ_0 во времени в процессе релаксации. За время $t = t_p$ напряжение уменьшается в e раз. Чем меньше t_p , тем слабее "твёрдообразные" свойства породы. Однако ползучесть в модели Максвелла проявляется как в вязкой жидкости по линейному закону, что не

ми и деформациями в этой модели по аналогии с моделью Максвелла, учитывая, что деформации упругого и вязкого элементов одинаковы, а напряжение, действующее на тело, складывается из напряжения в

упругом и вязком элементе: $\sigma_0 = \sigma_y + \sigma_\epsilon = \epsilon E + \eta \dot{\epsilon}$.

Пусть в начальный момент времени $t = 0$ приложено постоянное напряжение σ_0 , а деформация отсутствует $\epsilon = 0$, после интегрирования уравнения получим (*выполнить самостоятельно!*):

$$\epsilon = \frac{\sigma_0}{E} \left[1 - \exp\left(-\frac{t}{t_p}\right) \right]. \quad (3.6)$$

Это уравнение ползучести в модели Кельвина, т.е. рост деформаций во времени $\epsilon=f(t)$ при постоянном напряжении $\sigma_0=Const$. Из анализа решения следует, что скорость роста деформаций зависит от **времени ретардации** t_{pem} , (от лат. *retardation* – замедление, задержка) $t_{pem} = \eta / E$, которое иногда называют временем запаздывания деформации, чем оно меньше, тем ближе горная порода к вязкой жидкости.

Физический смысл времени *ретардации* состоит в том, что по истечении промежутка времени t_{pem} деформация достигает $1 - e^{-1} = 0,632$ от предельного значения. Чем больше время ретардации, тем медленнее возрастают деформации, т.е. ползучесть замедляется и материал проявляет меньше текучих свойств.

Отметим ряд характерных особенностей поведения тела Кельвина. Из формулы (3.6.) следует, что после приложения постоянного напряжения σ_0 при $t = 0$ деформации в материале модели равны нулю $\epsilon = 0$, что мало отражает поведение реальных материалов, у которых в момент приложения нагрузки появляются упругие деформации (рис. 3.7). Зато кривые ползучести модели Кельвина достаточно удовлетворительно совпадают с ползучестью реальных материалов (рис. 3.9).

Интересной особенностью модели Кельвина является её пове-

дение при снятии нагрузки после того, как материал получил некоторую деформацию, что приводит к процессу при $t=0$ $\sigma=0$, а $\varepsilon=\varepsilon_0$. В этом случае дифференциальное уравнение (3.6) получает вид

$$\varepsilon E + \eta \dot{\varepsilon} = 0, \quad \frac{d\varepsilon}{dt} + \frac{E}{\eta} \varepsilon = 0,$$

а его решение с учётом начальных условий имеет вид (вам рекомендуется получить решение самостоятельно!):

$$\frac{d\varepsilon}{\varepsilon} = -\frac{E}{\eta} dt; \quad \ln \varepsilon = -\frac{E}{\eta} t + C;$$

$$\varepsilon = \varepsilon_0 e^{-\frac{E}{\eta} t} = \varepsilon_0 \exp\left(-\frac{E}{\eta} t\right).$$

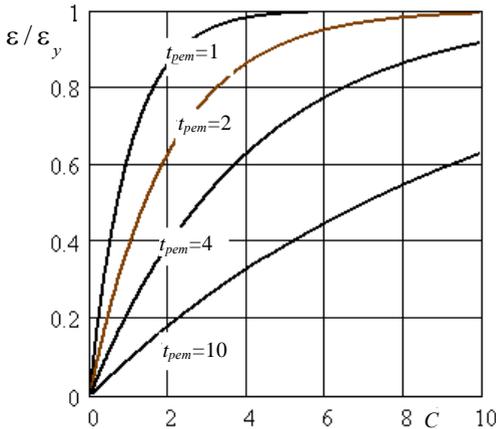


Рисунок 3.9 – Ползучесть в модели Кельвина при разных значениях времени ретардации t_{rem}

Полученное решение по виду совпадает с решением для модели Максвелла по формуле (3.5), только вместо напряжений мы получили зависимость деформаций от времени. Физический смысл этого процесса состоит в том, что после снятия внешней нагрузки модель Кельвина продолжает деформироваться, восстанавливая («залечивая») все полученные ранее неупругие деформации. Такое явление

получило название **упругого** последствия, поскольку восстановление деформаций происходит после разгрузки материала под действием деформированного ранее упругого элемента, входящего в модель. Вид кривой упругого восстановления деформаций полностью совпадает с кривыми релаксации напряжений, причём остаются теми же зависимо-

сти скорости процессов от времени релаксации.

Ввиду отсутствия в этой модели процессов упругого деформирования и релаксации (того, что есть в модели Максвелла), её использование для описания поведения пород весьма ограничено.

3.5.3 Модель Пойтинга-Томсона

Эта модель (рис. 3.7 в) была предложена её авторами с целью устранения недостатков предыдущих моделей Максвелла и Фойгта и представляет собой в определённом смысле их совмещение. Общий вид уравнения этой модели можно записать в виде

$$\frac{d\sigma}{dt} + a\sigma = b \frac{d\varepsilon}{dt} + c\varepsilon, \quad (3.7)$$

где a , b , c – постоянные, выражение которых составленные из сочетания параметров модели (пружин E_1 , E_2 и вязкости η).

Проанализируем поведение этой модели в режиме ползучести, для чего приложим к ней постоянной напряжением σ_0 . Тогда $\dot{\sigma}_0 = 0$ и из (3.7) получим линейное дифференциальное уравнение:

$$a\sigma_0 = b \frac{d\varepsilon}{dt} + c\varepsilon; \quad \text{или} \quad \frac{d\varepsilon}{dt} + \frac{c}{b} \varepsilon = \frac{a}{b} \sigma_0, \quad (3.8)$$

решением которого, когда при начальных условиях $t=0$ задано $\varepsilon_0 = \sigma_0 / E_1$, будет уравнение ползучести:

$$\varepsilon = \frac{a}{c} \sigma_0 - \left(\frac{a}{c} \sigma_0 - \varepsilon_0 \right) \exp\left(-\frac{c}{b} t \right), \quad (3.9)$$

из которого следует, что с течением времени деформации увеличива-

ются от ε_0 и асимптотически стремятся к своему пределу $a \cdot \sigma_0 / c$.

Таким образом, эта модель обладает затухающей ползучестью.

Рассмотрим, как ведёт себя модель, если после нагружения и некоторой начальной деформации ε_0 зафиксировать её неизменной, т.е. осуществить условия для релаксации напряжений. Тогда в (3.7) следует производную деформаций по времени приравнять нулю, что даёт дифференциальное уравнение:

$$\frac{d\sigma}{dt} + a\sigma = c\varepsilon, \quad (3.10)$$

решением которого с учётом начальных условий при $t = 0$ $\varepsilon_0 = \text{const}$ и $\sigma = \sigma_0$, будет уравнение релаксации напряжений

$$\sigma = \frac{c}{a} \varepsilon_0 + \left(\frac{c}{a} \varepsilon_0 - \sigma_0 \right) \exp(- at), \quad (3.11)$$

По мере возрастания времени второе слагаемое уменьшается по экспоненте и напряжения стремятся к своему предельному значению, равному $\sigma_\infty = c\varepsilon_0 / a$. Модель Пойтинга–Томсона, которую иначе ещё называют «стандартное линейное тело», может удовлетворительно описывать поведение во времени пород, подчиняющихся законам вязко-упругости.

(Рекомендуем читателю построить графики поведения напряжений и деформаций в режиме релаксации и ползучести и дать им толкование)

Хотя в настоящее время значение структурных моделей в реологии не столь велико, как ранее, их изучение даёт возможность понять на феноменологическом уровне временные процессы деформирования и разрушения многих материалов, в том числе горных пород.

3.5.4 Модель Бингама

Предложенная Бингамом модель (рис. 3.7, г) описывает поведение упруго-вязко-пластического материала. В отличие от предыдущих моделей, где упругое и вязкое поведение накладывалось друг на друга, в модели Бингама сначала происходит упругая деформация, а после некоторого предельного значения напряжений, которое задаётся элементом пластичности Сен-Венана, начинается вязкое течение, подобное модели Максвелла.

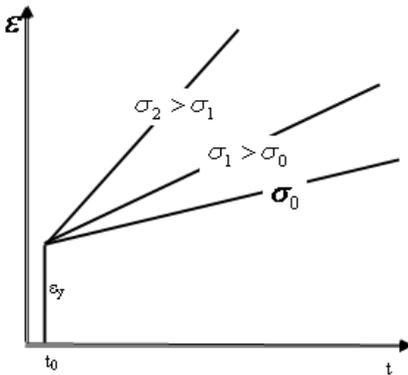


Рисунок 3.10 – Ползучесть в модели Бингама при разных значениях напряжений

модель обладает способностью к линейной ползучести, как и модель Максвелла, однако если зафиксировать достигнутый в процессе ползучести уровень деформаций, напряжения в материале сохраняются неизменными, т.е. релаксация не происходит.

Сводные графики поведения различных реологических тел приведены в таблице 3.1 при разном нагружении каждой из моделей – либо постоянным напряжением (ползучесть), либо заданной деформацией (релаксация). *(Постарайтесь самостоятельно объяснить поведение каждой модели при различных схемах нагружения для случаев ползучести и релаксации).*

На рисунке 3.10 показана зависимость деформации от времени для тела Бингама. Как видно из графиков, модель Бингама после приложения напряжений в некоторый промежуток времени t_0 упруго деформируется на величину ε_y , а затем идёт вязкая деформация тем быстрее, чем больше приложенное напряжение некоторого порогового уровня, задаваемого элементом пластичности. Следовательно,

Таблица 3.1 – Проявления ползучести и релаксации в реологических моделях

Тип модели	Ползучесть	Релаксация
<p>Схема нагружения и уравнение модели</p>		
<p>М</p> $\dot{\varepsilon} = \frac{1}{E} \dot{\sigma} + \frac{\sigma}{\eta}$		
<p>К-Ф</p> $\sigma = \varepsilon E + \eta \dot{\varepsilon}$		
<p>Pt-T</p> $\dot{\sigma} + a\sigma = b\dot{\varepsilon} + c\varepsilon$		
<p>В</p> $\dot{\varepsilon} = \frac{1}{E} \dot{\sigma} + \frac{\sigma - \sigma_0}{\eta}$		

3.6 Обобщённые реологические модели

Как видим, нет особых трудностей в том, чтобы увеличивать число элементов в реологических моделях. Возникают вопросы:

а) получаем ли мы какие-либо новые отличительные свойства в

этих усложнённых моделях;

б) есть ли предел их усложнению?

Ответ на первый вопрос – отрицательный, а на второй – утвердительный. И доказательством этому является анализ линейных дифференциальных уравнений, которые присущи каждой из реологических моделей. Оказывается, наиболее общим дифференциальным линейным уравнением для реологических моделей любой сложности, составленных из рассмотренных структурных элементов (без элемента пластичности Сен-Венана) будет следующее:

$$\frac{d\sigma}{dt} + a\sigma = b \frac{d\varepsilon}{dt} + c\varepsilon + d, \quad (3.12)$$

где a , b , c , d – постоянные параметры, характеризующие особенности поведения модели. Если некоторые из этих параметров приравнять нулю, то получим частные случаи реологических моделей, описанные выше (*проделайте это самостоятельно для каждой из моделей! Возможно, Вы найдёте новую модель и её можно будет назвать вашим именем?*).

Дальнейшее развитие феноменологических теорий реологического поведения материала шло по пути устранения недостатков линейных моделей, главные из которых – независимость («нечувствительность») их параметров от:

1) накопленной величины деформации, – что вызвало появление «теории упрочнения», в которой учитывается, что скорость деформации убывает по мере роста деформации ползучести, для чего вводилась эмпирическая формула «упрочнения», поскольку полагали, что материал больше сопротивляется деформированию как бы за счёт упрочнения;

2) от времени, – чтобы учесть его, деформацию стали считать зависимой не только от напряжений, но и непосредственно от некоторой заданной функции времени, что привело к названию модели «теория старения» и др.

Выбирая вид различных функций изменения свойств и параметров модели, при известной доле терпения и при некоторой математической шноровке (технике) преобразования уравнений, мы можем получить многочисленные (как угодно много!) «теории», – а правильное будет назвать, – эмпирические модели, – реологического поведения пород.

Однако всем этим сложным реологическим моделям, которые носят на себе отпечаток некоторой умозрительности и математического изыска, присущ общий недостаток: в них отсутствует учёт процессов структурных изменений материала при его неупругом деформировании во времени, главным образом возникновение микротрещин и их рост и залечивания во времени. Именно изучение с общих позиций физики твёрдого тела закономерностей этих процессов может привести к решению сложных проблем реологии.

Завершая рассмотрение этого раздела, можно в заключение отметить, что для решения узких практических задач со строго заданной областью применения использование метода структурных реологических моделей или «теорий» ползучести может быть вполне оправдано и давать приемлемые результаты. Но как только нагружение материала или горной породы достигает уровня, когда начинают происходить необратимые структурные изменения, например, трещинообразование, – область применения таких упрощённых подходов заканчивается и к полученным результатам расчётов следует относиться с крайней осторожностью.

Реологическое поведение большинства природных и искусственных материалов далеко не всегда удаётся вполне точно описать идеальными реологическими моделями или даже более сложными их структурными комбинациями. Однако наиболее близкой к описанию реологического поведения осадочных горных пород следует считать модель стандартного линейного тела Пойтинга-Томсона. Если рассматривать поведение горных пород под нагрузкой в достаточно длительные промежутки времени их существования, например, с позиций геологической хронологии (десятки и сотни миллионов лет), то все

горные породы следует считать вязкими субстанциями. Так, если оценить время, которое потребуется, чтобы вязкие деформации превысили упругие в тысячу раз, то оказалось, что для льда требуется 15 дней, для соли 1–2 года, для гипса около 10 лет, 10^4 лет для серпентита и до 10^{10} лет для других минералов и изверженных пород.

3.7 Реономная микромеханика деформирования и разрушения материалов

Для изучения механических процессов деформирования и разрушения материалов во времени с учётом изменения их внутренней структуры, весьма полезно ввести важное дополнительное понятие, характеризующее неоднородность строения материала – понятие поврежденности, которое обозначают w или ω .

Поврежденность – это условная доля суммарной площади, которую занимают плоские дефекты (трещины) на рассматриваемой площадке материала ($0 < \omega < 1$). При $\omega = 0$ материал бездефектный, при $\omega = 1$ материал полностью перекрыт дефектами (в определённом смысле «разрушен», потерял связность). Впервые это понятие было использовано Качановым при описании пластического разрушения стальных образцов, подвергнутых растяжению.

Обобщим одномерную поврежденность ω , введённую Качановым, на пространственный случай. Для этого примем, что поврежденность ω трактуется как набор (система) микротрещин. Эта система может быть по разному сориентирована в пространстве и представлена двумя типами микротрещин: разрыва ω_{ii} и сдвига ω_{ij} , где i, j – «немые» индексы, которые могут принимать произвольные значения 1,2,3. Следует обратить внимание на физическую сущность введённых индексов. Первый индекс указывает нормаль к площадке, на которой находится трещина, а второй – направление перемещений берегов микротрещины. Следовательно, такое обобщённое понятие поврежденности достаточно полно и гибко отражает структурные особенности внут-

ренного строения материала, когда в качестве меры поврежденности принята матрица из компонент $0 < \omega_{ij} < 1$, где $i, j = 1, 2, 3$ – направляющие орты прямоугольной системы координат.

Представление о временных процессах разрушения материала можно получить при рассмотрении механизмов роста и залечивания микродефектов ω в материале. Для этого следует построить модель изменения во времени поврежденности ω материала, что позволит получить наряду со статическими (склерономными) иные, – реономные, – критерии деформирования и прочности.

На начальном этапе достаточно различать 2 типа дефектов: разрывы w_{ii} ($i = j$) и сдвиги w_{ij} ($i \neq j$). При этом разрывы w_{ii} всегда расположены в плоскости главных площадок, а сдвиги ориентированы под углом $\pi/4$ (45°) к ним. Сочетание всегда первичных сдвигов w_{ij} и вторичных к ним разрывов w_{ii} приводит к возникновению характерных Z-образных конфигураций микротрещин, стохастически рассеянных по всему объёму твёрдого тела (рис. 3.11).

Экспериментальное и теоретическое подтверждение возникновения таких конфигураций можно найти в ряде исследований, проведённых отечественными и зарубежными учёными. Было установлено, что при сжатии хрупких материалов вначале возникают сдвиговые микродефекты w_{ij} , а затем на их концах зарождаются и растут трещины нормального разрыва w_{ii} и w_{jj} , которые в процессе своего развития быстро приближаются к направлению, параллельному сжимающим усилиям. Отсюда можно заключить, что при нагружении материала действительно возникает особое структурное комплексное повреждение Z-типа в виде естественно возникающей комбинации (объединения) сдвигов и разрывов.

Важно обратить внимание на характерные конфигурации разрывных и сдвиговых дефектов при растяжении и сжатии элементарного объёма породы. При растяжении разрывы в Z-конфигурациях всегда перпендикулярны растягивающим напряжениям, а при сжатии – параллельны (рис. 3.11).

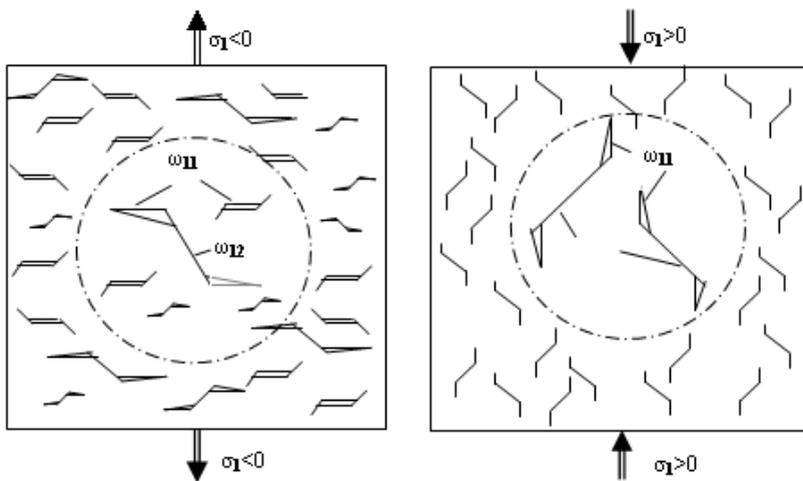


Рисунок 3.11 – Характерные конфигурации разрывных ω_{ii} и сдвиговых ω_{ij} микродефектов при растяжении ($\sigma_{ii} < 0$) и сжатии ($\sigma_{ii} > 0$) элементарного объёма

Микродефекты, как объекты, обладающие свойством случайного и, чаще всего, равномерного распределения по объёму материала («рассеянная» поврежденность), в соответствии с теорией множеств, могут образовывать различные сочетания областей при наложении друг на друга. Нетрудно заметить, что пересекаются лишь те дефекты, один из индексов у которых совпадает. В самом общем случае в теле возникают следующие совокупности дефектов (рис. 3.12):

области с дефектами одной природы, где их наложение (перемешивание) с другими поврежденностями отсутствует;

области, где происходит перекрытие (пересечение множеств) поврежденностей лишь двух типов $W_{ii} \cap W_{ij}$; $W_{ij} \cap W_{ik}$, всего их число в теле не может быть более девяти;

области с максимально возможным пересечением множеств поврежденностей, а именно трёх типов, $W_{ii} \cap W_{ij} \cap W_{ik}$ и $W_{ij} \cap W_{ik} \cap W_{kj}$, всего их

число в теле не может быть более четырёх;

области, частично свободные от поврежденностей, которые принято называть сплошностью T , и являющиеся дополнением к тому или иному заданному типу дефектов.

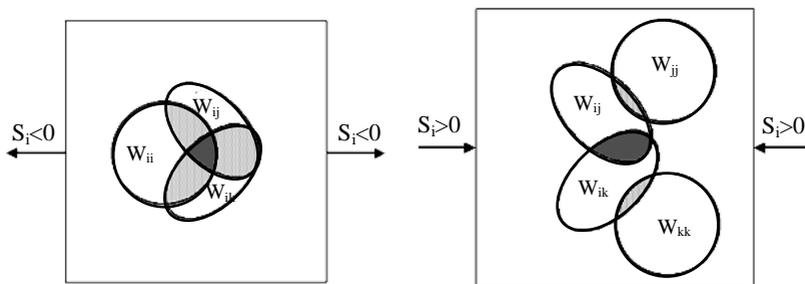


Рисунок 3.12 – Взаимодействие разрывных w_{ii} и сдвиговых w_{ij} , w_{ik} дефектов при растяжении и сжатии тела по направлению i

Отсюда следует, что для каждого из видов напряжённо-деформированного состояния тела характерны свои конфигурации поврежденностей.

Напряжённое состояние микродефектного тела оказывается значительно сложнее, чем при обычном описании бездефектного материала, где в соответствии с традиционными представлениями достаточно знать всего три главных компонента тензора напряжений. В качестве примера приводим демонстрационную схему действующих нормальных напряжений на главных площадках микродефектного тела (рис. 3.13).

Как видим, по каждой из 3-х главных площадок действует 11 компонент нормальных напряжений, которые в совокупности удовлетворяют условиям статического равновесия. Поэтому наряду с обычными средними макронапряжениями t_{ij} следует учитывать упругие микронапряжения tu_{ij} в ненарушенной (упругой) U области и предельные tw_{ij} в дефектной области, занятой поврежденностями w_{ij} .

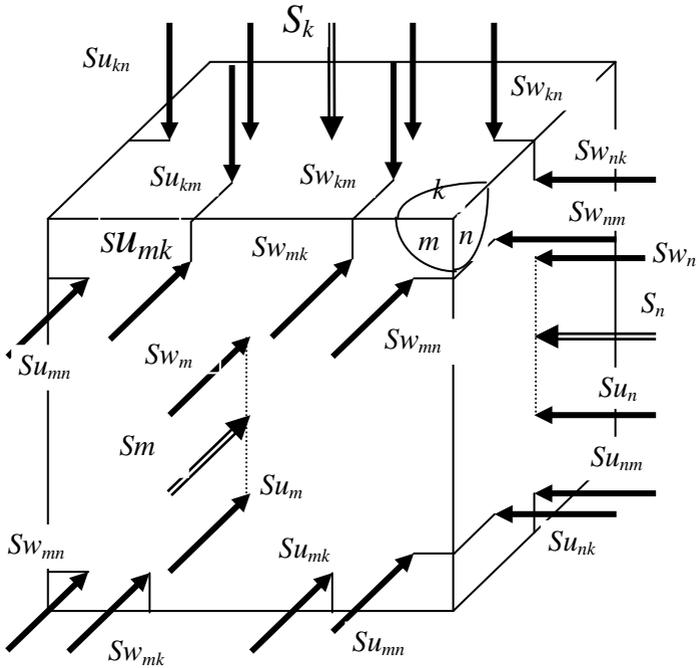


Рисунок 3.13 – Совокупность нормальных напряжений S на главных площадках с нормальными k, m, n в материале с микродефектами

Для описания состояния материала при любом внешнем воздействии нами (1994) предложена совместная система ($i, j = 1, 2, 3$) из шести **фундаментальных кинетических уравнений**, описывающих развитие разрывов и сдвигов во времени t (общие реологические уравнения):

$$\frac{\partial w_{ij}}{\partial t} = Ru_{ij}T_{ij} \exp\left(\frac{tu_{ij} - Pu_{ij}}{B_t}\right) - Rvw_{ij}w_{ij} \exp\left(\frac{-tw_{ij} + Pw_{ij}}{B_t}\right), \quad (3.13)$$

$$T_{ij} = 1 - \omega_{ij}; T_{ii} = \left(1 - \sum_{k=1}^3 \omega_{ik}\right),$$

где Ru_{ij} , Rw_{ij} , B_i – реономные постоянные материалы;
 tu_{ij} , tw_{ij} – ij –компоненты тензоров микронапряжений на площадке (i,j) в упругих (U) и неупругих (W) областях;

Pu_{ij} ; Pw_{ij} – прочности материала для разрывов и сдвигов в U и W областях тела при данном напряжённом состоянии tu_{ij} , tw_{ij} .

T_{ij} – сплошность материала на направлении ij .

Первое и второе слагаемые в правой части уравнений описывают скорость разрушения и залечивания упругих соответственно T_{ij} и дефектных w_{ij} участков материала.

Решение системы дифференциальных кинетических уравнений роста и залечивания микродефектов позволяет описать все особенности механического поведения материалов во времени, что и составляет основную задачу реономной микромеханики деформирования и разрушения. С её помощью впервые даётся содержательное физическое объяснение и адекватное описание таким явлениям, как ползучесть, релаксация, пластическое деформирование и течение, вязкое сопротивление деформированию, упругое последствие, эффект Баушингера³¹, «пинч»-эффект Бриджмена³², эффект Кайзера³³, эффекты прочности при многоосном нагружении, поведение материалов при их запресельном деформировании и т.д.

В рамках реономной микромеханики открыто явление фрагментации в теле упругих и дефектных площадок, на каждой из которых, в зависимости от истории нагружения материала, возникает своё собственное напряжённое состояние по мере постоянного разрушения упругих участков и залечивания дефектных. Таким образом, кинетические процессы приводят к постоянной смене статуса и напряжённого состояния каждого участка тела, к «мозаичному» типу распределения напряжений.

Поэтому к числу важнейших проблем механики горных пород следует отнести развитие и конкретизацию теории реономной микромеханики деформирования и разрушения, которая способна с единых методических позиций дать описание всей совокупности механиче-

ских явлений и процессов, происходящих при нагружении горных пород и квазихрупких материалов.

Вопросы для самоконтроля

1. Реология как наука, объект и предмет, цели и задачи изучения.
2. Ползучесть и её физический механизм, уравнение вязкого деформирования, кривые ползучести.
3. Релаксация, её сущность, графическое представление и роль в технике.
4. Реологическая модель пластичности, понятие об идеальной модели пластичности. Хрупкость и запредельная ветвь нагружения материалов.
5. Механические структурные модели породы. Время релаксации и ретардации. Обобщённые реологические модели, в чём их преимущества и недостатки.
6. Что изучает реологическая микромеханика деформирования и разрушения материалов? В чём состоит её основная понятийная база?
7. Микродефекты в теле при его сжатии и растяжении, сущность появления Z-образных конфигураций микротрещин.
8. Фундаментальные кинетические уравнения развития микроповреждённости в нагруженном теле, основные закономерности его поведения во времени.

4 ПРОЧНОСТЬ ГОРНЫХ ПОРОД И МАССИВОВ

4.1 Исторический экскурс: Основные понятия	112
4.2 Основные факторы, влияющие на механические свойства и процессы разрушения.....	114
4.3 О развитии теорий прочности.....	116
4.4 Теоретическая прочность материалов.....	122
4.5 Пластичность.....	126
4.6 Теория Гриффитса разрушения материала с трещиной.....	129
4.7 Об основных предпосылках новой теории прочности.....	135
4.8 Физические процессы роста трещин при разрушении.....	143
4.9 Сущность новой теории прочности.....	147
4.10 Влияние трещиноватости на прочность горных пород....	152
4.11 Некоторые задачи аналитической теории прочности.....	158
4.12 О линеаризации уравнений прочности.....	160
4.13 Анизотропия прочности и слоистость.....	163
4.14 Построение диаграммы прочности по паспорту прочности.....	165
4.15 Кинетические теории разрушения.....	171
4.16 Длительная прочность материалов.....	176
4.17 Реономная микромеханика разрушения.....	183

4 ПРОЧНОСТЬ ГОРНЫХ ПОРОД И МАССИВОВ

4.1 Исторический экскурс. Основные понятия

Современное развитие техники и технологии в горном деле неразрывно связано с повышением технического уровня, качества и надёжности не только конструкций и машин, но и горных выработок как пространственных объектов, расположенных в массиве горных пород. Поэтому так важна проблема адекватного описания механического поведения пород (главным образом прочности при разных типах нагружения) при подземном строительстве или добыче полезных ископаемых.

Прочность – это свойство материала сохранять свою сплошность при деформации в процессе нагружения. Однако недостатком этого определения является подмена понятий, а именно – прочности сплошностью, которая в свою очередь требует определения. Поэтому альтернативное определение прочности может быть таким: прочность – это свойство материала сопротивляться в процессе деформирования возникновению в нем трещин. Отсюда становится понятным, что деформирование материала без возникновения трещин – это один из видов течения (вязкое, пластическое и т.д.).

Нагрузки, при которых материал переходит в предельное состояние, связанные с бурным образованием трещин и нарушением сплошности среды, называют предельными. Критерий прочности (вытекающий из той или иной теории прочности) представляет собой развёрнутую запись предельного условия прочности в виде явно или неявно заданной зависимости напряжённо-деформированного состояния материала и его механических свойств.

Развитие теории прочности в механике твёрдого деформируемого тела восходит к истокам доисторического зарождения технологической составляющей человеческой цивилизации. Достоверные данные об исследованиях прочности появились с началом эпохи Возрождения. Уже Леонардо да Винчи³⁴ в 15 веке проводил целевые эксперименты

по определению прочности прутьев, проволок, нитей и балок. Благодаря ему впервые поиск прочности приобрёл форму сознательного, специально заданного исследования.

Новый значительный шаг в развитии представлений о прочности через 120 лет после Леонардо да Винчи суждено было сделать ещё одному титану Возрождения – Галилео Галилею³⁵ в 17 в. Им заложены научные основы теории прочности, которые характеризуются логическим обоснованием и доказательным их характером. Он предложил производить расчёты изгибаемых балок на основе опытных данных и предположения, что они разрушаются от максимальных растягивающих усилий. Галилей обобщил большой круг проблем, связанных с прочностью и разрушением материалов, в одну область знания. Он впервые указал на необходимость создания собственной науки – сопротивления материалов.

Начиная с этого времени в тесной связи с развитием основ механики твёрдого деформированного тела (МГДТ), – теории упругости, пластичности и ползучести, – происходило развитие науки о прочности материалов.

Во второй четверти XIX столетия из работ зарубежных и отечественных учёных в науке о прочности начали формироваться новые подходы к оценке несущей способности материалов и конструкций. Вместо классического постулирования возможных условий разрушения материала, большое значение начали придавать изучению особенностей самого процесса разрушения, главным образом закономерностям роста трещины и условий стабильности ее пребывания в материале. Это направление в теории прочности начали называть механикой разрушения. Но до настоящего времени эти исследования не получили надлежащего применения в горном деле, главным образом ввиду большой сложности и неоднородности объектов расчётов. Тоже можно сказать и о применении классических теорий прочности для горных пород.

В горной практике начала довольно широко применяться с

начала XX века теория прочности Кулона-Мора, которая довольно хорошо может описать прочностные свойства породы в виде криволинейного паспорта прочности на диаграмме О. Мора. Но попытки дать аналитическое обоснование форме и параметрам паспорта прочности горных пород были не вполне удачными, и критерии прочности остались в виде эмпирических формул.

Проблема определения прочности горных пород была и остаётся предметом внимания многих исследователей. Основные трудности по изучению прочности были обусловлены тем, что не были осознаны и теоретически описаны процессы постепенного развития в материале к началу его разрушения микроповреждений разного типа. Кроме того, известные теоретические обоснования прочности материалов, в том числе и горных пород, базируются главным образом на алгебраическом подходе.

При изучении проблем прочности основные усилия исследователей обычно сосредоточивались на поиске наиболее соответствующей паспорту прочности криволинейной поверхности, а не на исследовании причин, ответственных за разрушение материала – микроповреждений, как мы потом увидим – сдвигового и разрывного типов. В данном разделе будут приведены основные положения новой, предложенной в ДонГТУ, теории прочности, получившей название аналитической, позволяющей снять накопившиеся к настоящему периоду основные противоречия в этой сложной проблеме.

4.2 Основные факторы, влияющие на механические свойства и процессы разрушения

Все факторы, влияющие на процесс разрушения, следует разделить на три класса, характеризующие основные аспекты прочности:

- 1) структурное строение материала на микро- и макроуровне (структура, неоднородность, анизотропия, наличие трещин и пр.);
- 2) состояние материала (внешние нагрузки, распределение

напряжений, температурные, электрические и другие поля и пр.);

3) временные изменения свойств и состояния материала.

Одной из важнейших отличительных свойств горных пород и массивов является большое разнообразие генетического происхождения, истории существования, структурного строения, что делает их сверхсложными объектами для изучения. Среди горных пород существуют аморфные (подобные стеклу – обсидиан), кристаллические (от мелко до крупнозернистых), блочные и др. структуры. Поэтому геологические названия пород (мрамор, уголь, песчаник, аргиллит) дают мало информации для суждения об их механических свойствах, и возникает необходимость их всесторонних механических испытаний.

Как можно обобщённо представить любые испытания материала на прочность при любом напряжённом состоянии, т.е. на все виды нагрузок? Эту задачу блестяще решил замечательный учёный и инженер О. Мора.

Если производить испытания материала (горной породы) вплоть до разрушения при разных сочетаниях максимальных и минимальных главных напряжений, а затем изобразить на диаграмме Мора предельные круги напряжений, при которых произошло разрушение (рис. 4.1), то при достаточно большом количестве испытаний эти предельные круги образуют некоторую монотонно возрастающую кривую.

Эта кривая плавно «огibaет» предельные круги напряжений и поэтому получила название «огibaющей» кривой, а точнее – огibaющей предельных кругов напряжений диаграммы Мора (иначе – паспорт прочности). Под термином «предельные круги» здесь следует понимать предельные сочетания напряжений в точке, выше которых начинается разрушение материала (породы).

Следовательно, паспорт прочности показывает предельное напряжённое состояние в точке, где материал начинает разрушаться. Тем самым вся плоскость напряжений делится на область разрушения (вне огibaющей) и область прочности (внутри паспорта прочности).

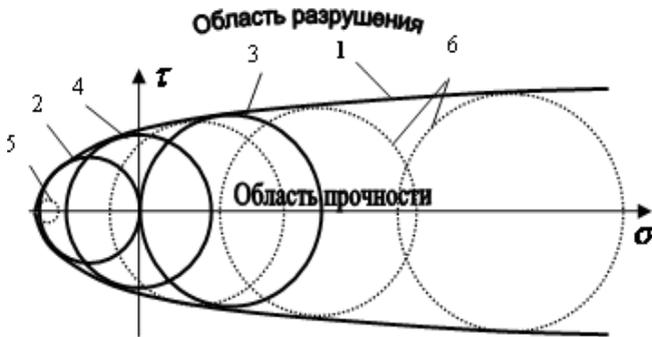


Рисунок 4.1 – Паспорт прочности (кривая 1) – огибающая предельных кругов напряжений диаграммы Мора: одноосных растяжения 2 и сжатия 3, чистого сдвига 4, объёмных растяжения 5 и сжатия 6

Многочисленными лабораторными испытаниями горных пород и каменных материалов установлено, что паспорту прочности горной породы присущи следующие свойства:

- всегда криволинеен с выпуклостью вверх ($d^2\tau/d^2\sigma < 0$);
- монотонен (нет изломов и скачков на огибающей),
- ограничен в области растяжения (прочностью на всестороннее растяжение, которую называют *когезией*),
- неограниченно продолжается в области сжатия.

(*Задание на понимание паспорта прочности:* как выглядят паспорта прочности для глины, песка, воды, воздуха, каменной кладки без раствора?)

4.3 О развитии теорий прочности

Среди существующих теорий прочности можно выделить три основных направлений развития:

- **дислокационное**, (**дислокация** – линейный дефект кристаллической структуры твёрдых тел), когда рассматривают субмикроскопические нарушения в кристаллической решётке и вызванные нагрузкой их изменения, приводящие к разрушению, в основном это микроуровень исследований;

- **феноменологическое**, где основное внимание уделяется *экспериментальному* изучению поведения под внешней нагрузкой и разрушения реальных материалов, рассматриваются и анализируются макроиспытания образцов и предлагаются эмпирические зависимости для их обобщения в виде критериев прочности,

- **макроскопическое** расчётное, основанное на математических моделях изучения критериев прочности для непрерывных сред с учётом их вязкоупругости, пластичности, ползучести и реологического поведения.

Среди последнего направления, где преобладают математические подходы к описанию пластического поведения материалов (главным образом металлов), можно выделить такие главные направления:

- **теория идеально пластичных материалов**, когда принимается закон идеальной пластичности (без упрочнения).

- **деформационные** теории пластичности, основанные на изучении связи полной деформации с напряжениями;

- **теории течения** на основе связи напряжений с приращением деформаций;

Кратко остановимся на некоторых, ставших классическими, теориях разрушения, основанных на идеализированных представлениях о материале как однородной, изотропной среде, в которой разрушение происходит независимо от температуры при статическом нагружении.

Теория Галилея. Исторически одна из первых теорий, которую предложил Г. Галилей в 1636 г., основана на гипотезе, что материал разрушается при достижении максимальным нормальным напряжением в некоторой точке предельных значений (прочности на растяжение или сжатие), независимо от того, какими будут два меньших главных

напряжения. Теория была в дальнейшем развита Ламе³⁶, Ранкином³⁷.

Условие наступления предельного состояния выглядит в виде неравенства

$$\max(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) \geq \sigma_0, \quad (4.1)$$

где $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ – главные напряжения, σ_0 – прочность материала

Опыты во многих случаях не подтверждают эту теорию прочности. Приемлемые результаты можно получить, когда материал разрушается путём отрыва.

Теория Мариотта³⁸ (1680), в отличие от первой теории, утверждает, что разрушение происходит от наибольших деформаций. Она была впоследствии развита Грасгофом³⁹, Понселе⁴⁰ и Сен-Венаном. Разрушение происходит, если главная деформация превысит заданный предел:

$$\max(\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3) \geq \varepsilon_0, \quad (4.2)$$

где $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$ – главные деформации, ε_0 – предельно допустимая деформация, т.е. деформационная прочность материала.

Как и теория Галилея, теория Мариотта применима лишь к растяжению хрупких материалов.

Теория Кулона⁴¹ (третья) предложена им в 1773 г., а позднее развита Треска⁴² в 1869 г., носит название «максимального касательного напряжения». Она предполагает наступление предельного состояния тела, – разрушения или пластического течения, – если эти касательные напряжения достигнут критического значения:

$$\tau_{nt} \geq \sigma_n f + k, \quad (4.3)$$

где $\sigma_n; \tau_m$ – нормальное и касательное напряжение на площадке разрушения с нормалью n , f, k – коэффициент угла внутреннего трения и коэффициент сцепления, – прочностные параметры материала. По этой теории разрушение происходит на площадке с таким углом наклона, где раньше всех нарушается неравенство (4.3).

Как определить коэффициент угла внутреннего трения в критерии Кулона? Из (4.3) следует, что для этого следует продифференцировать τ_m по σ_n , т.е.: $f = d\sigma_n / d\tau_m$. На это тривиальное равенство следует обратить внимание, поскольку оно далее будет играть важную роль в новой (аналитической) теории прочности Литвинского Г.Г.

Критерий Кулона был назван условием текучести и хорошо отражает поведение идеально пластического материала при действии произвольной сжимающей нагрузки, что было положено в основу теории пластичности. Однако даже для пластического материала критерий не пригоден в области растягивающих напряжений, когда разрушение происходит не пластическим сдвигом, а в виде отрыва. Для хрупких материалов этот критерий вовсе не пригоден ввиду того, что предельная огибающая кругов О. Мора⁴³ имеет переменный угол наклона.

С нашей точки зрения, важным преимуществом данной теории (хотя именно за это её критиковали!) является утверждение, что на условие текучести не влияет промежуточное главное напряжение σ_2 . Впервые теория правильно отразила феномен независимости прочности от действия промежуточного главного напряжения $\sigma_3 < \sigma_2 < \sigma_1$, что полностью совпадает с экспериментом и более глубокими теоретическими и физическими соображениями.

К сожалению, в дальнейшем в науке о прочности безосновательно возобладало представление, что все три главных напряжения влияют на прочность. Настойчивые попытки создать теорию, в которой учитывается влияние промежуточного главного напряжения σ_2 на прочность, затмила ясный физический смысл явления разрушения и

привела к заметному математическому усложнению теории. Сложные математические выкладки и геометрические построения стали преобладать над пониманием физических причин разрушения материалов.

Энергетическая теория (четвертая) была предложенная польским учёным М.Т. Губером⁴⁴ в 1904 г. и основана на утверждении, что предельное состояние материала наступает, когда удельная потенциальная энергия формоизменения в данной точке достигнет предельной величины. После представления энергии формоизменения через главные напряжения условие прочности запишется в виде:

$$\sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - \sigma_1\sigma_2 - \sigma_2\sigma_3 - \sigma_3\sigma_1} \leq \sigma_\tau, \quad (4.4)$$

где σ_τ – предельное значение напряжённого состояния материала.

Идея о том, что материал будет разрушаться при достижении энергии некоторого предела, была интуитивно близка многим механикам и физикам 19 и 20 столетия (Максвелл, Бельтрами⁴⁵, Мизес⁴⁶, Генки и др.). Ряд учёных (Мизес в 1913 г.) указывал на предпочтительность условия (4.4) перед условием Кулона ввиду учёта всех составляющих напряжений при определении предельного условия прочности, а также из-за упрощения математической записи уравнения предельной поверхности.

Однако ни третья, ни четвертая теории прочности непригодны для описания поведения материалов при объёмном растяжении, давая заведомо неверные результаты. Это ставит под сомнение основную физическую предпосылку, на которой основана четвертая теория, – об определяющей роли энергии формоизменения материала в окрестности данной точки. Гносеологическим недостатком четвертой теории, не замеченным большинством учёных, является подмена рассмотрения и адекватного описания физических процессов, связанных с разрушением или переходом в предельное состояние материалов, абстрактными алгебраическими преобразованиями. Эта негативная тенденция

резко усилилась впоследствии и достигла своего апогея в конце 20 века в виде безуспешных попыток решить проблему прочности алгебраическими методами.

Таким образом, развитие классических теорий прочности свелось к удовлетворительному описанию лишь условия перехода в предельное состояние пластических материалов. Роль этих теорий и распространение в расчётной практике оказалась значительной потому, что главные конструкционные материалы в машиностроении, – металлы, – проявляют во многом пластические свойства.

Для большинства других материалов (природных – почти все разнообразие каменных материалов и горных пород, и искусственных: бетон, строительные растворы, кирпич и др.) характерно хрупкое разрушение по схеме отрыва. Классические теории прочности пригодны лишь для узкого класса пластических материалов и не в состоянии удовлетворительно описать условия разрушения большинства горных пород и каменных материалов.

Наибольшее распространение в горной геомеханике для каменных материалов, подвергнутым сжимающим напряжениям, приобрела **теория прочности О. Мора**. Эта скорее не теория, а критерий прочности, значительно обобщающий и развивающий теорию прочности Кулона. Критерий имеет в большей степени эмпирическую направленность, поскольку не объясняет полностью все наблюдаемые в эксперименте особенности изменения прочности каменных материалов.

В основе критерия прочности Мора положено утверждение, что разрушение происходит в результате преодоления внутреннего трения и сцепления на зарождающихся внутри породы поверхностях трещин. Само трение на этих поверхностях представляет собой сухое трение (закон трения Кулона), и описывается углом трения φ , который называют **углом внутреннего трения**.

Условие разрушения материала в соответствии с критерием Мора выглядит в общем виде как функциональная зависимость касательного напряжения τ_{nn} от нормального напряжения σ_n на наиболее

опасной площадке с нормалью n :

$$\tau_{nt} \geq F(\sigma_n) \quad (4.5)$$

Этот критерий прочности включает в себя как частный случай критерий Кулона и является записью нелинейного паспорта прочности в виде некоторой функции, которую следует определить из опыта. Здесь, как и в критерии Кулона, не учитывается влияние промежуточной компоненты напряжений σ_2 . Поскольку зависимость (4.5) нелинейная, то и угол внутреннего трения на паспорте прочности будет не постоянным, а переменным: $f = d\tau_{nt} / d\sigma_n = dF(\sigma_n) / d\sigma_n = \text{var}$.

Каков же истинный вид неизвестной функции $F(\sigma_n)$ критерия Мора (4.5), как найти и обосновать наиболее теоретически оправданную функциональную связь между напряжениями τ_{nt} и σ_n ? В этом заключалась вся трудность дальнейшего развития теории прочности, к чему было приковано внимание многих исследователей в горной геомеханике (М.М. Протодяконов (младший), Бенявский, Хоек и Браун, Шашенко А.Н. и др.). В этом направлении работало большинство учёных, исследовавших проблемы прочности в прошедшем XX веке. Поэтому до настоящего времени сохраняет большую актуальность проблема создания такой обобщённой теории прочности, которая была бы пригодна для достоверного описания предельных состояний и прочности всего многообразия различных материалов, – и пластичных и хрупких.

4.4 Теоретическая прочность материалов

Какова должна быть прочность материалов с теоретических позиций физики твёрдого тела? Здесь надо обратиться к основам теории атомного строения вещества. Оказывается, что в развитии разрушения

большую роль играют так называемые флуктуации.

Флуктуация – беспорядочные временные и пространственные отклонения любой физической величины от ее средних значений. Она обусловлена атомным строением вещества, квантовым характером излучения и тепловым движением частиц, которые называют **термофлуктуациями**.

При растяжении материала затрачивается энергия на его деформирование, расстояние между смежными атомами увеличивается, чему сопротивляются межатомные силы, созданные химическими связями, которые удерживают атомы в узлах кристаллической решётки. Однако ввиду того, что атомы совершают непрерывные колебания (с частотой около 10^{13} Гц), с тем большей амплитудой, чем выше температура, возникают многочисленные неравномерности («термофлуктуации») в распределении энергии, амплитудах колебаний и расстояний между атомами.

Эти процессы приводят к многочисленным случайным разрывам связей и заметному ослаблению сопротивления внешнему деформированию материала. Дальнейшее увеличение нагрузки приводит к увеличению деформаций, накоплению термофлуктуационных дефектов и разрушению. Таков физический механизм деформирования и разрушения при любых видах внешней нагрузки – растяжении, сжатии, кручении, сдвиге, изгибе.

Было предложено несколько подходов для расчёта теоретической прочности материалов. Поскольку для реальных материалов строгие теоретические расчёты прочности невозможны, то для оценки прочности использовались полуэмпирические методы, причём материал рассматривался как идеальный монокристалл, подвергнутый одноосному растяжению.

Согласно подходу, предложенному Орованом⁴⁷, теоретическую прочность рассчитывают как изменение квазиупругой силы F при одновременном отрыве друг от друга единичных площадок материала.

На рисунке 4.2 показаны графики потенциальной энергии $U(r)$ и сил $F(r)$ сопротивления деформированию между частицами твёрдо-

го тела в зависимости от изменения расстояния между ними r . Эту зависимость $F(r)$ в точке экстремума можно аппроксимировать синусоидой:

$$F(x) = F_m \sin(\pi x / a), \quad (4.6)$$

где $F(x)$ – силы взаимодействия между частицами при изменении расстояния x от равновесия;

F_m – максимальная сила притяжения между соседними слоями атомов при отклонении от положения равновесия на расстояние $x = a/2$;

a – константа материала.

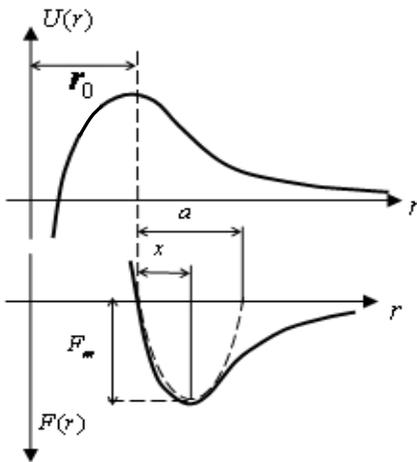


Рисунок 4.2 – К расчёту теоретической прочности

Как видим из графиков, сила противодействия деформированию $F(r)$ равна производной от потенциальной энергии $U(r)$ по координате r : $F(r) = \partial U(r) / \partial r$. В точке экстремума потенциальной энергии $U(r)$ достигается устойчивое равновесие в кристалле ($r = r_0$; $x = 0$). По мере деформирования материала сила $F(r)$ растёт по закону (4.6), достигает максимума при $x = a/2$, а затем падает, т.е.

после достижения максимума силы дальнейшее деформирование приводит к разрушению.

Разделив силы в (4.6) на площадь A участка тела, к которому

они приложены, получим напряжение $F(x) / A = \sigma(x)$; а при $x = a / 2$ это напряжение будет максимальным и равно прочности на растяжение $F(a / 2) / A = F_m / A = \sigma_0$; тогда уравнение (4.6) с учётом приближенного равенства при $x \approx 0 \sin(\pi x / a) \approx \pi x / a$ будет выглядеть следующим образом:

$$\sigma = \sigma_0 \pi x / a. \quad (4.7)$$

Полагая, что материал подчиняется закону упругости вплоть до разрушения по закону Гука $\sigma = E\varepsilon$ и, учитывая, что относительная деформация равна $\varepsilon = x / 2a$, получим, что $\sigma = Ex / 2a$, отсюда, приравнявая это равенство к (4.7), получим оценку для теоретической прочности:

$$\sigma_0 = E / 2\pi \approx 0,1E \quad (4.8)$$

где E – модуль продольной упругости (модуль Юнга), для горных пород равен около $E \approx 2 \cdot 10^4$ МПа.

Таким образом, теоретическая прочность на растяжение – это напряжение, при котором мог бы произойти одновременный разрыв всех межатомных связей на поверхности разрыва. Поэтому для твёрдых тел теоретическая прочность оценивается значением $0,1 E$ и тем выше, чем больше его модуль упругости и поверхностная энергия и чем меньше межатомное расстояние.

Теоретическую прочность также называют идеальной прочностью, плотностью сил *когезии* (т. е. сил молекулярного взаимодействия частей одного и того же тела) или просто когезией, которая может быть охарактеризована теплотой (работой) испарения.

Для сравнения упругих и прочностных показателей типичных горных пород полезно проанализировать данные таблице 4.1. Для всех

горных пород реальная прочность на сжатие оказывается примерно в 1000 раз меньше, чем теоретическая, а прочность на растяжение меньше в 10 тыс. раз.

Таблица 4.1. – Сопоставление теоретической и реальной прочности на одноосное сжатие типичных минералов и горных пород

Минерал или горная порода	Модуль упругости, МПа $E \cdot 10^{-4}$	Теоретическая прочность, МПа $\sigma_0 \cdot 10^{-4}$	Реальная прочность, МПа σ_p	Соотношение прочностей σ_0 / σ_p
Кварц	80	6	70	860
Галит	30	4	32	1250
Мрамор	60	6	55	1090
Магнезит	15	2	24	833
Песчаник	70	7	80	875
Известняк	50	5	68	735

Как правило, фактические значения прочности, полученное при испытании материалов, на несколько порядков (в 10^3 - 10^4 раз) ниже теоретических. Причина такой низкой прочности обычных тел – неравномерное распределение внутренних напряжений; межатомные связи нагружены неодинаково, а в атомной структуре тел имеются слабые места, называемые дефектами или дислокациями. Следовательно, используется сравнительно небольшая доля потенциальной прочности материала: в реальных материалах прочность понижается благодаря наличию пор, трещин и дефектов структуры.

4.5 Пластичность

В механике твёрдого деформируемого тела пластичность описывает деформации материалов, подвергнувшихся необратимым изме-

нениям формы под действием приложенной нагрузки. Например, образец из песчаника, которому изгибом придали новую форму, проявляет пластичность в виде необратимых искажений формы, обусловленных внутренними изменениями. Напротив, изгиб бумажного листа или формоизменение мокрой глины обусловлены перегруппировкой отдельных волокон или частиц.

Пластичность – это необратимая деформация материала без разрушения, образования трещин или разрывов. Обычно пластичность зависит от скорости приложения нагрузки, чем выше уровень приложенных напряжений, тем выше скорость деформации. Такие материалы называют вязко-пластичными (глина, размокающие аргиллиты и др.).

Предложено несколько математических подходов для описания пластичности. **Деформационная теория** пластичности основывается на функциональных уравнениях зависимости напряжений от деформаций. Она достаточно приемлема при условии, когда при увеличении нагрузки в пластическое состояние переходит небольшая часть материала, но непригодна для объяснения изменений деформаций во времени.

На рисунке 4.3 представлен полученный из лабораторных испытаний типичный график $\sigma - \varepsilon$ зависимости напряжений σ от деформаций ε для горной породы.

Как видно из графика, вначале происходит упругое нагружение, хорошо соответствующее закону Гука, далее, после отклонения от линейности, начинается пластическая область. Если в произвольной точке M неупругой области начать разгрузку, то есть снижать напряжение или деформацию, то ту деформацию, которая исчезла после разгрузки, называют упругой, а оставшуюся – пластической составляющей общей деформации. После пластической стадии начинается «запредельная» деформация, так названная потому, что на этом участке диаграммы напряжения в материале начинают уменьшаться из-за трещинных дефектов сдвигового и разрывного типа.

На обычных испытательных прессах на начале запредельной ветви (в районе точки M) образец взрывообразно разрушается, по-

скольку в прессе при нагружении образцов происходит накопление большой потенциальной энергии (режим «мягкого» нагружения). Запредельную ветвь деформирования материалов начали получать в середине XX века на особых конструкциях прессов, позволяющих производить испытания образцов путём контролируемого задания деформаций образца (режим «жёсткого» нагружения).

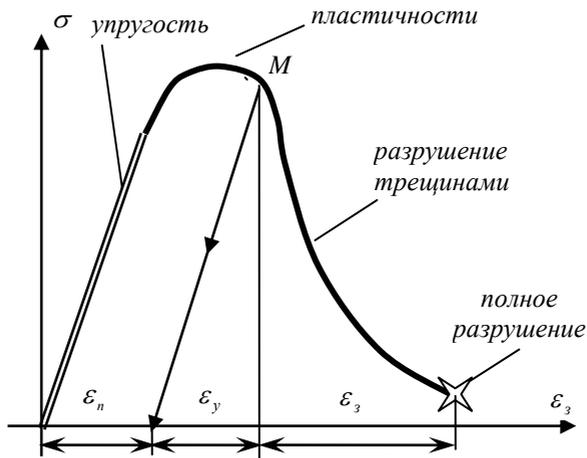


Рисунок 4.3 – Изменение состояния породы при возрастании деформаций

В 1934 г. Э. Орован, М. Поляный⁴⁸ и Д. Тэйлор⁴⁹ почти одновременно установили, что пластическое течение (второе направление теории) может быть объяснено с позиций теории дислокаций. Наиболее математически обоснованная теория пластического течения использует систему нелинейных неинтегрируемых дифференциальных уравнений для описания изменения напряжённо-деформированного состояния материала в соответствии с историей нагружения и малым приращением деформаций. Это дало новый качественный скачок в развитии представлений о пластическом деформировании.

Следовательно, при деформировании материала после упругой стадии всегда наступает пластическая, которая сопровождается необратимыми изменениями внутренней структуры материала. В первую очередь это связано с появлением и ростом в материале трещин.

4.6 Теория Гриффитса разрушения материала с трещиной

Установленное физиками разительное отличие теоретической прочности от реальной в $10^3 \dots 10^4$ раз потребовало найти этому причины и дать расчётное обоснование реальной прочности породы. А. Гриффитс⁵⁰ в 1920 г. впервые показал, что столь низкая реальная прочность материалов вызывается наличием многочисленных трещин, которые рассеяны по всему телу. Тем самым он заложил основы механики разрушения.

С точки зрения физики *трещина* – дефект в материале в виде области с полностью нарушенными межатомными связями (берега трещин) и частично нарушенными межатомными связями (вершина трещины). Поведение трещины в материале зависит от его способности сопротивляться росту трещины, значений и характера приложенных нагрузок, влияния окружающей среды, длины трещины.

Механика хрупкого разрушения горных пород изучает закономерности развития отдельных трещин в хрупких материалах и горных породах. В основу механики трещин было положено предположение Гриффитса о том, что разрушение идеально упругого тела происходит всегда хрупко.

Основным объектом исследования механики хрупкого разрушения является трещина, однако причины и условия ее возникновения не рассматриваются, т.к. эта проблема выходит за пределы компетенции механики разрушения как раздела механики деформируемого твёрдого тела (МДТТ).

Основное положение теории Гриффитса заключается в том, что прочность материала определяется размером единственного дефекта

(эллипсообразной трещины). Так как реальный материал содержит большое число дефектов разного размера, то, очевидно, прочность будет определяться наибольшими из этих дефектов, при этом для микропор важную роль играют не только геометрические размеры, но и форма.

Задача Гриффитса сводилась к рассмотрению равновесия идеально упругой бесконечной пластины под действием односторонних растягивающих напряжений (рис. 4.4). В теле перпендикулярно действующим напряжениям находится плоская тонкая эллиптическая трещина размером l . Целью исследования являлось определение критического уровня растягивающих напряжений, при которых размер трещины начнёт возрастать. Гриффитс решал задачу с помощью энергетического подхода, полагая, что упругая система с трещиной будет в равновесии, если вариация полной энергии в системе равна нулю (что соответствует минимуму полной энергии системы).

В основе теории лежат два положения. Во-первых, в твёрдом теле уже имеются микротрещины различных размеров. Под действием приложенной силы локальное напряжение на концах трещины значительно превосходит среднее напряжение в образце, т. е. в точках, удалённых от трещины. Во-вторых, в том случае, если локальное напряжение на концах трещины становится равным теоретической прочности

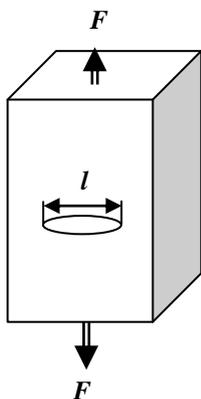


Рисунок 4.4 – Расчетная схема задачи Гриффитса

сти σ_* , происходит рост трещины со скоростью, близкой к скорости звука, и образец разделяется на две части. Приложенное напряжение при этом соответствует технической прочности σ_* .

Удельная потенциальная энергия деформации пластины без трещины под действием растягивающих напряжений равна $u_0 = \sigma^2 / 2E$, где E – модуль Юнга. Поскольку толщина пластины равна 1, то энергия приходится на единицу пло-

щади пластины. При наличии трещины удельная потенциальная энергия существенно отличается от исходной ввиду наличия примыкающей к пластине зоны с концентрацией напряжений. Чтобы учесть это обстоятельство, упругая энергия в пластине с трещиной будет пропорциональна исходной энергии $u_0 = \sigma^2 / 2E$ с учётом возмущённого поля напряжений с помощью множителя kl^2 , где k – некоторый поправочный коэффициент. Окончательно полная потенциальная упругая энергия пластины с трещиной длиной l будет равна

$$U = k\sigma^2 l^2 / 2E \quad (4.9)$$

При образовании трещины необходимо затратить работу на образование двух поверхностей длины l и единичной ширины, что, с учётом значения плотности поверхностной энергии берегов трещины γ , позволит сразу записать:

$$A = 2\gamma l, \quad (4.10)$$

а полная энергия всей системы равна разности (алгебраической сумме) энергий, которая накапливается (4.9) и, которая затрачивается (4.10):

$$\sum U = A - U = 2\gamma l^2 - k\sigma^2 l^2 / 2E.$$

При изменении длины l трещины условием минимума полной энергии системы, которое соответствует ее равновесию, является равенство нулю производной полной энергии по l , т.е.

$$\frac{\partial(\sum U)}{\partial l} = 0; \quad \frac{\partial}{\partial l}(A - U) = \frac{\partial}{\partial l}(2\gamma l - k\sigma^2 l^2 / 2E) = 2\gamma - k\sigma^2 l / E = 0, \quad (4.11)$$

откуда можно определить предельное значение напряжений, после которого будет нарушено равновесие системы, т.е. трещина начнёт двигаться. Величина предельного напряжения σ_* , приводящая к лавинообразному росту трещины, зависит от упругих постоянных материала E и ν , энергии активации γ для образования новой площади трещин и длины трещины l .

$$\sigma_* = \sqrt{\frac{2E\gamma}{\pi(1-\nu^2)l}}. \quad (4.12)$$

Это и есть знаменитая формула Гриффитса: если задана некоторая длина трещины l , то можно найти соответствующее этой длине предельное разрушающее напряжение σ_* , и наоборот, если задано какое-то растягивающее напряжение σ_* , то из (4.12) можно определить критическую длину l трещины, приводящую к разрушению материала.

Оказалось, что часть накопленной потенциальной энергии упругой деформации, создаваемой внешней нагрузкой в теле (например, при растяжении, сжатии, изгибе), при росте трещины освобождается. Гриффитс показал, что рост трещины возможен только в том случае, если при её росте выделится больше энергии, чем требуется для образования новых поверхностей при росте трещины (т.е. для разрыва межатомных связей в вершине трещины). Этот подход получил название энергетического критерия хрупкого разрушения.

Чем меньше радиус кривизны конца трещины при прочих равных условиях, тем больше на этом конце концентрация напряжений. Значит, чем острее трещина, тем больше её ослабляющее действие на прочность материала. Наличие таких трещин и обуславливает возрастание локального напряжения на несколько порядков.

Из формулы (4.12) следует, что чем больше длина трещины l , тем меньше необходимо приложить напряжение σ_* для разрушения материала. Значит, для того, чтобы прочность материала снизилась от

теоретической до реальной, необходимо, чтобы к моменту разрушения образовались микротрещины длиной около 10^{-3} мм. Как правило, такие трещины уже существуют или возникают в процессе нагружения материала по термофлуктуационному механизму (см. разд. 5).

Распространение трещины, которое, по сути, происходит последовательным разрушением межатомных связей вблизи трещины, сопровождается излучением электромагнитных волн, вспышками света из-за появления фотонов, выделением тепловой энергии и высокой температурой, способной вызывать плавление материала. Трещина растёт скачками с характерным звуком (треском – отсюда её название). Такой звук называют *акустической эмиссией*.

Скорость распространения трещины в материале может достигать 0,2-0,3 скорости распространения звука в этой среде. Так, например, наибольшая скорость распространения наблюдается в алмазах – около 8 км/с.

В зависимости от расположения фронта трещины относительно приложенной нагрузки различают три типа деформации краевой части трещин (рис. 4.5): отрыв, сдвиг и срез. В каждой объёмной трещине сдвига или среза имеются участки таких деформаций, постепенно переходящих друг в друга. Для каждой из типов трещин в механике разрушения было получено своё уравнение концентрации напряжений.

Теория Гриффитса многократно изменялась. Было показано, что микротрещины в образце могут не только расти, но и смыкаться, а затраты энергии при образовании трещин идут не только на создание новых поверхностей, но и на пластические деформации вокруг трещин. Однако главная идея его теории осталась неизменной. Одним из основных недостатков всех таких теорий является тот факт, что они оставляют без ответа проблему прочности материалов при сжатии.

Теория Гриффитса сыграла важную роль в понимании различия между технической и теоретической прочностью твёрдых тел и явилась предпосылкой для развития представлений о влиянии трещин на прочность различных материалов.

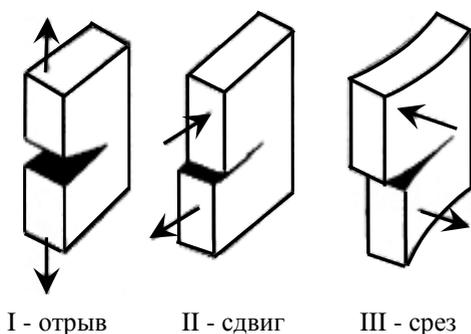


Рисунок 4.5 – Три типа трещин

Эта теория положила начало обширному направлению в изучении трещинообразования в твёрдых телах – механике разрушения.

Апофеозом развития *механики хрупкого разрушения* в нашей стране можно считать монографию Г.П. Черепанова⁵¹ [41], где подведён своеобразный итог полувекового развития

этой ветви МДТТ и приведены почти все главные результаты, полученные исследователями к тому времени. В механике хрупкого разрушения оценка прочности материала производилась путём рассмотрения особенностей его сопротивления образованию трещины (как правило, – единичной!), которая может быть одной из трёх видов.

Механика разрушения является дисциплиной, которая изучает образование трещин в материалах и их несущую способность. Она использует методы механики твёрдого деформируемого тела для расчёта сил, вызывающих трещинообразование, и оценивает сопротивление материалов разрушению от трещин. Ускоренное развитие механики разрушения было вызвано рядом крупных аварий и катастроф различных промышленных объектов (мостов, кораблей, самолётов, турбин и др.).

Эти исследования были выполнены как ответ на запросы практики, когда многочисленные разрушения в промышленности и строительстве происходили при нагрузках, много меньших предела прочности, что заставляло пересмотреть подходы к описанию механизмов разрушения и не считать более предел прочности как константу материала. После некоторого периода застоя интерес к этой проблеме в 50–х гг. прошлого столетия резко возрос, что было обусловлено участвовавшими разрушениями, в ряде случаев – катастрофическими, це-

лого ряда ответственных и даже крупных объектов (лопатки турбин, крылья самолётов, мосты, корпуса кораблей и др.). Знаменитые фотографии подобного рода катастроф обошли газеты всего мира (рис. 4.6 и 4.7). Тем не менее, следует констатировать, что, несмотря на достижения теории, практическое значение исследований в этом направлении относительно невелико.

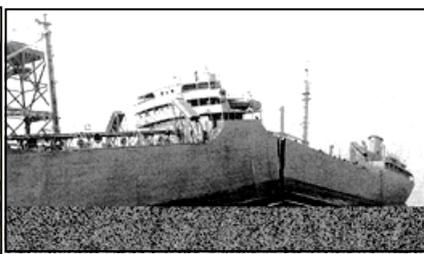


Рисунок 4.6 – Катастрофическое разрушение моста в Шотландии (1879)

Рисунок 4.7 – Разрушение хрупкой Тэй трещиной танкера Schenectady в гавани США (1944)

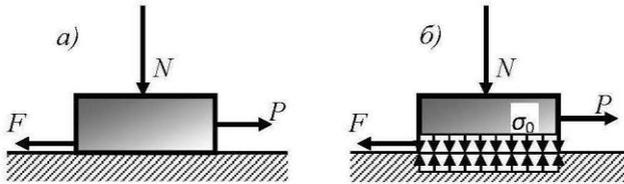
4.7 Об основных предпосылках новой теории прочности

Рассмотрим теоретические предпосылки получения обобщённого критерия прочности твёрдого материала (в том числе горной породы). Будем исходить из того, что разрушение сдвигом происходит путём образования многочисленных сдвиговых микродефектов в сочетании с оперяющими их разрывами. В совокупности сдвиги и разрывы, возникающие в теле, образуют многочисленные рассеянные по всему объёму материала *Z*-дефекты.

Наука, изучающая законы зарождения, роста и залечивания микродефектов во времени и происходящие при этом изменения свойств и состояния материала при внешних на него воздействиях, называется *реономной микромеханикой*. Эта наука ставит своей целью описать сложные процессы деформирования и разрушения материалов на основе решения систем дифференциальных кинетических

уравнений, которые отражают на микроуровне процессы изменения внутренней структуры тела, состоящие из элементарных актов зарождения и залечивания различных микродефектов.

Самой простой и наиболее обоснованной с физических позиций является теория прочности Кулона-Мора. Эта теория, в отличие от большинства других, может быть получена теоретически. Физическая сущность теории прочности Кулона состоит в применении закона сухого трения Кулона (а правильнее – Амонтона⁵²) для сдвига твёрдых тел по контакту. Согласно этому закону, сдвиг тела по некоторой плоскости, где есть сухое трение, происходит тогда, когда (рис. 4.8,а) сила P преодолевает предельное значение силы трения F :



- а) сухое трение с углом φ (условие Кулона);
 б) сдвиг при наличии когезии σ_0 по контакту.

Рисунок 4.8 – Условия сдвига по поверхностям контакта

$$P \geq F = f \cdot N, \quad (4.13)$$

где N – нормальная сила на площадке трения, Н;

f – коэффициент сухого трения, $f = \operatorname{tg} \varphi$;

φ – угол сухого трения между контактирующими поверхностями.

Разделив обе части уравнения (4.13) на площадь контакта A между телами, получим тот же закон в напряжениях:

$$\tau_{nt} = \frac{P}{A} \leq \frac{F}{A} = f \frac{N}{A} = f \sigma_n, \text{ или, в окончательном виде:}$$

$$\tau_{nt} \leq f\sigma_n, \quad (4.14)$$

что, по сути, даёт на диаграмме Мора (рис. 4.9) уравнение паспорта прочности *идеально сыпучего* материала (типа песка) без сцепления ($f = \text{const}$; $\sigma_0 = \tau_0 = 0$). Неравенство (4.14) показывает область, где разрушение невозможно – под лучом 3, выходящим из начала координат под углом внутреннего трения φ .

Кулон рассмотрел несколько более сложную модель, развивающую исходную модель трения путём учёта сцепления материала. Пусть в материале есть *когезия разрыва* σ_0 (рис. 4.8, б). Это с физической точки зрения не что иное, как *сцепление* (прочностная связь) между частицами на контакте поверхностей. Оно равно всестороннему внутреннему сжатию материала напряжениями σ_0 и препятствует отрыву материала по нормали к поверхности (не путать со сдвиговой когезией τ_0 , которая препятствует сдвигу). Иными словами, материал с когезией разрыва σ_0 следует рассматривать как тело, в котором соседние частицы прижаты (сцеплены, притянуты) друг к другу напряжением σ_0 . Поэтому когезию σ_0 часто (особенно в теории зернистых сред) называют удельной силой сцепления или пределом прочности материала на всестороннее растяжение. Геометрически когезия σ_0 – это отрезок, отсекаемый (при $\tau_{nt} = 0$) паспортом прочности на оси σ диаграммы О. Мора (рис. 4.9).

На поверхности возможного сдвига в материале со сцеплением когезию разрыва σ_0 следует прибавить к нормальным напряжениям $\sigma_0 + \sigma_n$, что, после подстановки в (4.14), даёт уравнение паспорта прочности *идеально связного* ($f = \text{const}$; $\sigma_0 \neq 0$; $\tau_0 \neq 0$) материала:

$$\tau_{nt} \leq f(\sigma_n + \sigma_0) = f\sigma_n + \tau_0, \quad (4.15)$$

где $\tau_0 = \sigma_0 f$ – когезия *сдвига*, МПа (рис. 4.9).

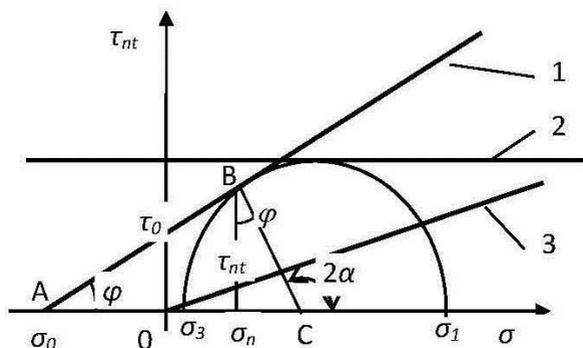


Рисунок 4.9 – Паспорт прочности идеализированных материалов на диаграмме О. Мора

При $f=0$ внутреннее трение отсутствует, тогда из (4.5) следует $\tau_{nt} = \tau_0$, т.е. получаем уравнение паспорта прочности *идеально пластичного* материала, у которого $f = 0$; $\tau_0 = const$. Все эти три паспорта прочности представлены на диаграмме О. Мора (рис. 4.9). Если $\sigma_0 = 0$, $\tau_0 = 0$ и $\varphi > 0$, – получим идеально сыпучий материал (кварцевый песок, прямая 1); если $\tau_0 > 0$ и $\varphi = 0$ – это идеально пластичный материал (типа влажной глины, прямая 2); если, наконец, $\sigma_0 > 0$, $\tau_0 > 0$ и $\varphi > 0$ – это идеально связный материал, прямая 3.

В главных напряжениях уравнение паспорта прочности идеально связного тела (прямая 1) можно получить из простейших геометрических построений на паспорте прочности рис. 4.9 из треугольника ABC , воспользовавшись соотношением $BC = AC \cdot \sin \varphi$ и подставляя в него значения $BC = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$ и $AC = \sigma_0 + (\sigma_1 + \sigma_3)/2$ (*проделать подстановку самостоятельно!*). Это даёт:

$$\sigma_1 = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} (\sigma_3 + \sigma_0) = S \sigma_1 + \sigma_c, \quad (4.16)$$

где $S = (1 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi) = \operatorname{tg}^2(45 + \varphi / 2)$ – параметр угла φ внутреннего трения; $\sigma_c = S \sigma_0$ – предел прочности материала на *одноосное сжатие*, Па.

Угол *внутреннего* трения φ для твёрдого материала исторически был введён по аналогии с углом трения идеально сыпучего материала (песка). С геометрической точки зрения – это угол наклона предельной огибающей наибольших кругов напряжений диаграммы Мора (паспорта прочности) к оси нормальных напряжений в некоторой точке (см. рис. 4.9).

Выразим через параметры паспорта прочности σ_0 , τ_0 и φ реально измеряемые при испытаниях пород показатели прочности – предел прочности на одноосное сжатие σ_c и растяжение σ_p . При одноосном сжатии круг Мора (рис. 4.10) выходит из начала координат, т.е. $\sigma_3 = 0$, а при разрушении касается паспорта прочности в точке В.

Как следует из диаграммы, на площадке разрушения действует нормальное напряжение σ_n и касательное τ_m .

Угол наклона площадки разрушения к направлению главного нормального напряжения σ_c (угол разрушения) легко определяется непосредственно из графика $2\alpha_* = 90 - \varphi$; $\alpha_* = 45^\circ - \varphi / 2$.

Нетрудно заметить из рис. 4.10, что угол наклона площадки разрушения при растяжении тоже равен $\alpha_* = 45^\circ - \varphi / 2$. Более того, поскольку паспорт прочности – прямая линия, то всегда, исходя из теории Кулона, этот угол разрушения одинаков при всех напряжённых состояниях. Это противоречит практике испытаний реальных материалов, в частности, разрушению от растяжения.

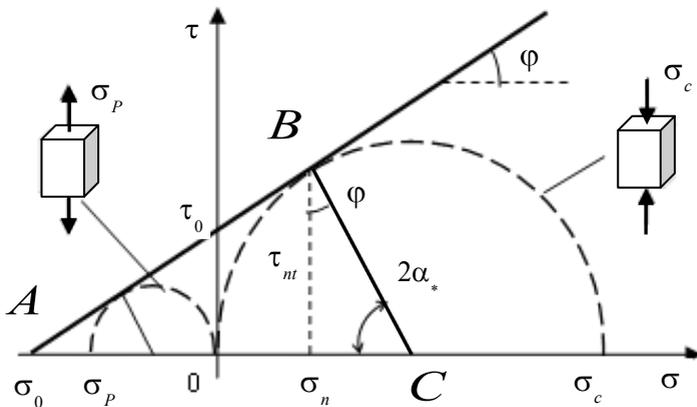


Рисунок 4.10 – Круги одноосного сжатия и растяжения на диаграмме О. Мора

Теория Кулона утверждает, что при растяжении разрушение происходит от сдвига под углом $\alpha_* = 45^\circ - \varphi/2$, хотя на практике оно вызывается трещинами отрыва по площадкам с углом наклона 90° к направлению растяжения! Это ещё один недостаток теории.

Предел прочности на одноосное сжатие легко определить из треугольника ABC : $\sigma_c = 2BC = 2AC \sin \varphi = 2(\sigma_0 + \sigma_c/2) \sin \varphi$, откуда $\sigma_c = 2\sigma_0 \sin \varphi / (1 - \sin \varphi)$, или

$$\sigma_c = \sigma_0 (S - 1), \quad (4.17)$$

где $S = (1 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi)$ – параметр угла внутреннего трения.

Таким же образом из диаграммы определяем предел прочности при одноосном растяжении для идеально связного тела (*выполнить самостоятельно!*):

$$\sigma_p = 2\sigma_0 \sin \varphi / (1 + \sin \varphi) = \sigma_0 (S - 1) / S \quad (4.18)$$

Сравнивая пределы прочности на сжатие и растяжение, получим важное соотношение между ними:

$$\sigma_c = S\sigma_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \sigma_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) \sigma_p, \quad (4.19)$$

то есть *всегда* предел прочности на сжатие больше прочности на растяжение в S раз, что зависит только от угла внутреннего трения φ . Это ещё один из недостатков теории, поскольку в реальности порода может иметь внутреннюю поврежденность (микротрещиноватость), которая значительно искажает это равенство.

(Докажите тригонометрическими преобразованиями тождества:

$$1) \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}); \quad 2) \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$$

Из полученных формул следует, что для идеально пластичного материала, у которого $\varphi = 0$, всегда $S = 1$ и, поэтому, прочность на сжатие и растяжение равны $\sigma_c = S\sigma_p = \sigma_p$, а угол наклона площадки разрушения равен $\alpha_* = 45^\circ - \varphi/2 = 45^\circ$. Действительно, это подтверждается испытаниями пластичных материалов, в том числе и металлов.

О. Мор, чтобы устранить недостатки теории прочности Кулона, у которой паспорт прочности имел вид прямой линии, предложил её улучшение (модификацию) путём эмпирического учёта нелинейности паспорта прочности и выразил его через две величины, имеющие ясный физический смысл – касательное τ_{nt} и нормальное σ_n напряжения на площадках разрушения. Следовательно, разрушение в какой-либо точке твёрдого тела происходит, когда касательное напряжение

τ_{ni} на одной из площадок, проходящих через данную точку, будет равно или больше некоторой функции нормального напряжения σ_n на той же площадке:

$$\tau_{ni} \geq f(\sigma_n) \quad (4.20)$$

В критерии Кулона-Мора учитывается только максимальное σ_1 и минимальное σ_3 напряжения, а промежуточным главным напряжением σ_2 , параллельным площадке сдвига, – пренебрегается. За это в последствии этот критерий жёстко критиковали, поскольку считалось, что промежуточная компонента напряжений должна влиять на прочность. Последующие настойчивые попытки учесть влияние этого напряжения σ_2 приводили лишь к сложным новым «теориям».

Рассмотрим более внимательно предпосылки критерия прочности Кулона-Мора. Уже простая механическая модель простого сдвига содержит ряд важных умолчаний. Согласно первому из них принимается, что сопротивление сдвигу зависит только от нормальной компоненты вектора силы и не зависит от силы, лежащей в плоскости сдвига и перпендикулярной направлению возможного сдвига. Такое утверждение равносильно принятию очень важной аксиомы, что промежуточная компонента тензора напряжений не оказывает влияния на условия сдвига на площадке разрушения. Следовательно, простейшая модель сдвига основана на отрицании влияния промежуточного напряжения σ_2 .

Как показывает более глубокий анализ, следует признать правильным предположение, положенное в основу теории прочности Кулона-Мора и Треска о возможности исключить промежуточную компоненту напряжений σ_2 . Дело в том, что эта компонента всегда перпендикулярна возможному направлению деформирования и поэтому

не способна влиять на работу разрушения. Приняв эту точку зрения, следует поставить под сомнение правомочность всех «теорий» прочности, направленных на учёт влияния промежуточной компоненты напряжений на прочность, в первую очередь «энергетических» и тех, где в критериях прочности используются октаэдрические площадки и напряжения.

Второе умолчание в теории прочности Кулона-Мора состоит в том, что такое сложное явление, как трение, представлено только одним коэффициентом трения $f = \operatorname{tg}\varphi$. По сути, это – линейный коэффициент пропорциональности между нормальной силой N и силой сопротивления F (трения) на площадке разрушения. Это условие, как мы увидим в дальнейшем, далеко не бесспорное, получило повсеместное признание и никем до настоящего времени не подвергалось сомнению, а тем более пересмотру.

И, наконец, главная сложность в теории заключалась в том, каков же истинный вид должна иметь функциональная зависимость O . Мора (4.20) и как теоретически её обосновать?

Подводя итог, можно утверждать, что при построении реальной теории прочности

а) не следует учитывать влияние промежуточной компоненты тензора напряжений и

б) только более глубокое изучение физических процессов возникновения трещин и условий взаимодействия их берегов при разрывах и сдвигах может дать толчок к решению всей проблемы.

Это заставляет пересмотреть основные подходы, используемые при создании теорий прочности, сделать упор на реальных физико-механических моделях разрушения.

4.8 Физические процессы роста трещин при разрушении

Теория прочности должна основываться на реальной механической модели разрушения, в основу которой положена модель образо-

вания и развития микротрещин в материале. По нашему мнению, эта модель такова. В исходном материале микротрещины уже существуют как результат термофлуктуационных процессов разрыва межатомных связей. Это положение достаточно убедительно обосновано в кинетической теории развития трещин. Оказывается, между двумя твёрдыми поверхностями в силу разных причин (внешних воздействий в первую очередь) может образовываться сеть из водородных связей, которая живёт по своим особым законам и оказывает огромное влияние на силы трения внутри микротрещины.

Водородная связь (по англ. H-bond) занимает особое место среди всех типов химических связей. На рисунке 4.11 видно, что энергия водородной связи много меньше, чем химической, но почти на порядок превышает энергию ванн-дер-ваальсовых взаимодействий. Она обеспечивается атомом водорода (H), расположенным между двумя электроотрицательными ионами (например, атомами кислорода O), которые оттягивают на себя электронное облако, т.е. «забирают» единственный электрон возле атома водорода.

Если бы на месте водорода был *любой другой атом*, то потеря одного электрона не сильно изменила бы его размер. В случае водорода потеря электрона оборачивается катастрофой: вместо атома остаётся один лишь протон – частица размером в одну сотысячную размера атома. Атом водорода словно исчезает, и поэтому два электроотрицательных атома могут сильно приблизиться друг к другу. Это делает водородные связи, с одной стороны, довольно крепкими, а с другой стороны, очень подвижными и «манёвренными»: они легко образуются, легко видоизменяются и восстанавливаются.

Для нас эти сведения из химии приобретают особую важность с позиций формирования трещин и, особенно, при изучении взаимодействий их берегов по законам трения. Почему же водородные связи так влияют на силу трения? Между двумя неподвижными поверхностями образуется густая сеть из таких связей, мелкие детали которой зависят от конкретного расположения двух шероховатых поверхностей.

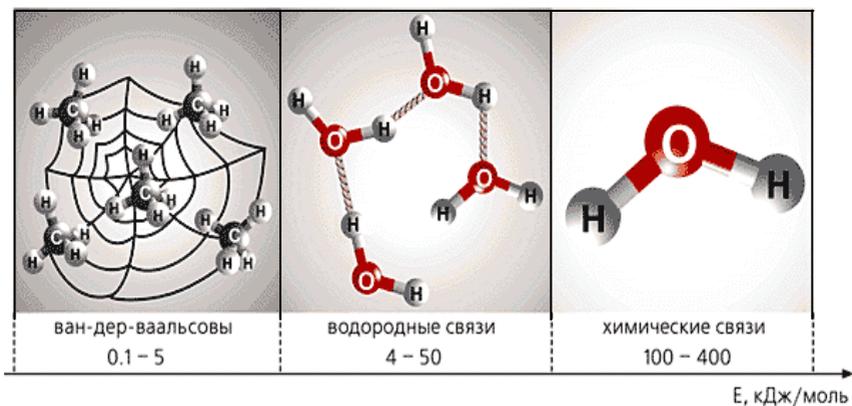


Рисунок 4.11 – Энергия трёх типов химической связи¹

Можно сказать, что в состоянии покоя на границе соприкосновения двух поверхностей возникает «двумерный кристалл» из водородных связей, которые дополнительно удерживают тело от проскальзывания (рис. 4.12²). Если всё же произойдёт сдвиг, то связи разорвутся, но из-за своей высокой подвижности вскоре воссоединятся вновь. Это можно представить себе как резкое «плавление» кристалла из водородных связей, а затем его рекристаллизацию.

Для нас важно то, что образование и рост трещин разрыва и скольжения (сдвига) сопровождается сложными термомеханическими явлениями, в частности, резким повышением температуры. В устье растущей трещины сдвига и разрыва помимо термофлуктуационных явлений идут особые процессы скольжения под давлением, местная (локальная) температура превышает температуру плавления материала и там возникает жидкостное трение.

Жидкостное трение может возникать и на контакте берегов трещины вне её устья. Даже обычные трещины, рассматриваемые в рамках механики разрушения, для развития и обобщения идеи Гриффитса начали рассматривать с учётом квазипластического поведения

¹ Сайт http://vivovoco.rsl.ru/VV/JOURNAL/NATURE/06_03/HBOND.HTM

² Изображение с сайта guppweb.dyndns.org

материала в окрестности вершины трещины. А пластичность, как известно, происходит в виде жидкостного трения, что предполагает равенство нулю коэффициента трения.

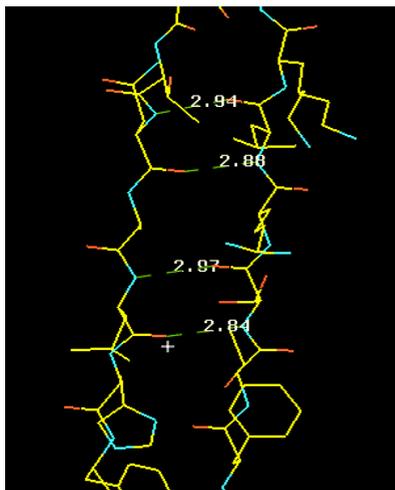


Рисунок 4.12 – Водородные связи определяют строение и свойства многих веществ

Экспериментальные исследования показывают, что процесс разрушения материалов на всех стадиях всегда сопровождается пластической деформацией, т.к. абсолютно хрупкое разрушение невозможно. Утверждение Н.Н. Давиденкова и В.А. Степанова (учёные школы акад. А.Ф. Иоффе, Физико-технического института (ФТИ) АН СССР в г. Ленинграде) о том, что зарождение трещины в кристаллических средах невозможно без участия пластических деформаций, полностью под-

тверждается экспериментально.

Пластические деформации приводят к скоплению дислокаций и большому искажению кристаллической решётки в окрестности сдвига [8]. Такие деформации дают скачок тока в 10^{10} раз (по сравнению с его значениями в области упругой деформации), образование заряда высокого потенциала, который постепенно снижается (релаксирует) после прекращения пластического течения.

Ещё более мощные изменения сопутствуют раскалыванию диэлектрика: плотность зарядов в момент раскалывания достигает 10^{12} электр./см², что соответствует порогу ионизации окружающего воздуха, т.е. напряжённости электрического поля 10^8 В/см. Иногда при разрушении можно заметить вспышки светового излучения, т.е. массовое

появление фотонов, а при разрушении в вакууме берега трещины испускают электроны весьма высоких энергий – более 10^8 эВ [36]. В конечном итоге вся эта энергия рассеивается в виде тепла возле кончика растущей трещины, способствуя его сильному нагреванию и, в конечном счёте – плавлению материала (породы).

Распространение трещины в материале, таким образом, сопровождается значительной пластической зоной, которая в ряде случаев настолько велика, что для неё можно считать справедливыми соотношения макроскопической теории пластичности. Следовательно, существует необходимость учитывать это явление при рассмотрении условий разрушения материала в сдвиговых трещинах, когда на части их площади в явном виде возникает условия жидкостного трения.

4.9 Сущность новой теории прочности

Из рассмотрения физики процессов разрушения, в отличие от представлений о сухом трении Кулона, положенном в основу теории прочности О. Мора и в других теориях, следует принять принципиально новое положение, а именно – что *на площадке сдвига реализуется одновременно два механизма трения – сухое и жидкостное.*

Удобно выразить долю сухого трения на сдвиговых площадках параметром α , который назовём показателем хрупкости ($0 \leq \alpha \leq 1$). В классической теории прочности О. Мора (рис. 4.7) при наличии когезии разрыва σ_0 коэффициент внутреннего трения постоянен. Из уравнения (4.15) следует:

$$f = \operatorname{tg} \varphi = \frac{d\tau_{\text{nt}}}{d\sigma_n} = \frac{\tau_{\text{nt}}}{\sigma_n + \sigma_0} = \operatorname{const} , \quad (4.21)$$

где f – коэффициент трения, $f = \operatorname{tg} \varphi$;

φ – угол трения между контактирующими поверхностями;

τ_{nt} , σ_n – касательное и нормальное напряжения на площадке сдвига, Па;

σ_0 – когезия разрыва или предел прочности на всестороннее растяжение, Па.

Угол внутреннего трения φ для твёрдого материала исторически был введён по аналогии с углом трения идеально сыпучего материала (песка). С геометрической точки зрения – это угол наклона предельной огибающей наибольших кругов напряжений диаграммы Мора (паспорта прочности) к оси нормальных напряжений σ в некоторой точке (рис. 4.8).

Мы будем исходить из более сложного, но теоретически более обоснованного и общего соотношения, учитывающего, что в материале на дефектах сдвига возникает не только сухое, но и жидкостное трение. Для этого и вводится в уравнение прочности для коэффициента трения (4.21) новый показатель – коэффициент хрупкости $0 \leq \alpha \leq 1$, который корректирует коэффициент трения, учитывая возможность появления жидкостного трения на площадке разрушения, чем оно больше, тем меньше α .

Тогда дифференциальное уравнение прочности (4.21) запишем с учётом параметра хрупкости α :

$$f = tg \varphi = \frac{d\tau_{nt}}{d\sigma_n} = \frac{\alpha\tau_{nt}}{\sigma_n + \sigma_0} = var. \quad (4.22)$$

Решаем дифференциальное уравнение (4.22)

$$\frac{d\tau_{nt}}{d\sigma_n} = \frac{\alpha\tau_{nt}}{\sigma_n + \sigma_0}; \quad \rightarrow \quad \frac{d\tau_{nt}}{\tau_{nt}} = \frac{\alpha\sigma_n}{\sigma_n + \sigma_0}; \quad \rightarrow \quad \int \frac{d\tau_{nt}}{\tau_{nt}} = \int \frac{\alpha\sigma_n}{\sigma_n + \sigma_0} + C \quad \rightarrow$$

$$\ln \tau_{nt} = \alpha \ln(\sigma_n + \sigma_0) + C; \quad \rightarrow \quad \tau_{nt} = C(\sigma_n + \sigma_0)^\alpha. \quad (4.23)$$

Определим постоянную интегрирования C из естественного граничного условия согласно диаграмме Мора на рис. 4.9: при $\sigma_n = 0$ должно выполняться равенство $\tau_{nt} = \tau_0$, подставляя которое в решение (4.23), получим $\tau_0 = C(0 + \sigma_0)^\alpha$; откуда $C = \tau_0 \sigma_0^{-\alpha}$;

Вводя в (4.23) постоянную C и упрощая запись, окончательно получим основное уравнение аналитической теории прочности для определения предельного напряжения на площадке разрушения:

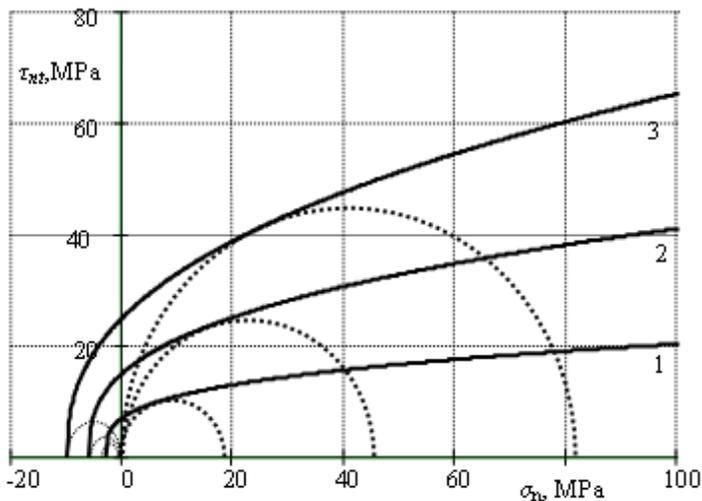
$$[\tau_{nt}] = \tau_0 \left(\frac{\sigma_n}{\sigma_0} + 1 \right)^\alpha \quad (4.24)$$

где τ_0 – *когезия сдвига*, численно равная на диаграмме О. Мора отрезку на оси τ , отсекаемому паспортом прочности при $\sigma_n = 0$, МПа (рис.4.10).

Уравнение (4.24) является главным критерием прочности однородного материала (горной породы), который представлен в виде огибающих на диаграмме О. Мора на рисунке 4.13. На этом же рисунке показаны пределы прочности различных пород на одноосное сжатие и растяжение в виде наибольших кругов напряжений диаграммы О. Мора, касающихся оси ординат.

При $\alpha = 0$ получим паспорт прочности идеально пластической породы с прямолинейной огибающей, параллельной оси σ . Если $\alpha = 1$, паспорт прочности вырождается в прямолинейную огибающую для идеально связного (хрупкого) материала с постоянным углом внутреннего трения, равным $\varphi_0 = \text{arctg}(\tau_0 / \sigma_0)$.

Большинство горных пород обладают показателем хрупкости $\alpha < 0,5$, тогда огибающая паспорта прочности пересекает ось σ под прямым углом.



- 1 – аргиллит $\alpha = 0,3; \sigma_0 = 3 \text{ МПа}; \tau_0 = 7 \text{ МПа}$;
 2 – алевролит $\alpha = 0,35; \sigma_0 = 6 \text{ МПа}; \tau_0 = 15 \text{ МПа}$;
 3 – песчаник $\alpha = 0,4; \sigma_0 = 10 \text{ МПа}; \tau_0 = 25 \text{ МПа}$.

Рисунок 4.13 – Общий вид паспортов прочности типичных пород Донбасса и их основные параметры

При $\alpha < 0,5$ когезия σ_0 и предел прочности на одноосное растяжение σ_p совпадают $\sigma_p = \sigma_0$, что существенно упрощает вычисление параметров паспорта по экспериментальным данным. Если $\alpha > 0,5$, то этот угол оказывается меньше прямого, т.е. прочность на *всестороннее* растяжение (когезия отрыва σ_0) несколько больше прочности на *одноосное* растяжение $\sigma_0 > \sigma_p$.

Основные параметры нового паспорта прочности для основных осадочных пород Донбасса в общепринятых и новых показателях приведены в таблице 4.2

Таблица 4.2 – Параметры паспорта прочности для типичных пород Донбасса

Тип породы	Показатели прочности			Параметры огибающей		
	φ_{σ} град	σ_c МПа	σ_p МПа	α	σ_0 МПа	τ_0 МПа
Аргиллиты	18...22	1...4	30...40	0,2...0,30	1...4	5...10
Алевриты	23...27	3...8	30...80	0,3...0,4	3...8	7...20
Песчаники	28...32	5...12	50...150	0,4...0,45	5...12	10...40

Экспериментально параметры паспорта прочности можно определить, испытав образцы горной породы в лаборатории на прессе и определив пределы прочности на одноосное растяжение σ_p и сжатие σ_c , а, также используя тот факт, что угол внутреннего трения при одноосном сжатии пород φ_c достаточно хорошо известен (табл.4.2) и колеблется незначительно.

С увеличением хрупкости горных пород параметр хрупкости α возрастает, однако, как правило, для многих пород он меньше 0.5. Следовательно, прочность на одноосное растяжение совпадает с когезией разрыва. В то же время соотношение между когезиями разрыва и сдвига может меняться в достаточно широких пределах, но, как правило, $\tau_0 \leq \sigma_0$. Лишь для весьма неравномерно разрушенных трещинами пород $\tau_0 > \sigma_0$. Поэтому сопоставление когезий сдвига и разрыва может дать полезную информацию о степени нарушенности породы различными дефектами.

Формулы для определения параметров обобщённого паспорта прочности горной породы имеют вид:

$$\sigma_0 = \sigma_p ; \quad (4.25)$$

$$\alpha = 2\sigma_0 \cdot \operatorname{tg}\varphi_c \cdot P / (\sigma_c \cdot \operatorname{Cos}\varphi_c); \quad (4.26)$$

$$\tau_0 = \sigma_0 \cdot \cos(\varphi_c) \cdot P^{-\alpha} / 2, \quad (4.27)$$

где P – вспомогательная переменная, равная

$$P = \sigma_c(1 - \sin\varphi_c) / 2\sigma_p + 1.$$

В общем случае достаточно три произвольных прочностных показателя породы (материала), определённых экспериментально, чтобы путём решения системы трёх трансцендентных уравнений (4.24) вычислить все искомые параметры обобщённого паспорта прочности. Подобные системы уравнений обычно решают с помощью популярных вычислительных программ (MathCAD, MathLAB и др.) на компьютере. На практике при проведении лабораторных испытаний проводят значительно больше трёх опытов, что даёт возможность путём их обработки методом наименьших квадратов получить параметры повышенной достоверности.

4.10 Влияние трещиноватости на прочность горных пород

Известно, что горная порода обладает существенной неоднородностью, а массив горных пород имеет сложную структуру, которая включает в себя различного рода поверхности ослабления в виде трещин. Если с помощью геофизических исследований и геологических изысканий удалось установить степень нарушенности массива трещинами, то необходимо знать, как рассчитать прочность массива (или любого материала) на основании данных о степени его трещиноватости и прочности пород в образце.

Следовательно, материалы, и, прежде всего, горные породы, являются неоднородными на микро- и макроскопическом уровне. Действуя на неоднородный объём породы, поле напряжений становится также неоднородным и создаёт концентрацию напряжений в окрестно-

сти любого дефекта. Если напряжения достаточно высоки и накопление упругой энергии происходит быстрее, чем увеличение энергии, вызванной образованием новых поверхностей, то происходит разрушение, при этом прочность определяется числом и размером дефектов. Трещины распространяются преимущественно вдоль зон меньшей плотности (уменьшенного сцепления), т. е. в тех областях, где сосредоточены естественные дефекты, например микропоры или плоские дефекты.

В качестве математической модели будем (на первом этапе) рассматривать горную породу как квазиоднородный материал с рассеянными по его объёму дефектами в виде случайным образом направленными микротрещинами. Введём, следуя Л.М. Качанову, понятие сплошности породы $0 \leq \psi \leq 1$. Её можно трактовать как часть площади породы по некоторому направлению, сохранившую исходные прочностные свойства, т.е. оставшуюся неразрушенной. Остальную часть площади $\omega = 1 - \psi$ называют поврежденностью. При $\psi = 1$ порода бездефектна, при $\psi = 0$ наступает полное разрушение.

Перейдём к составлению дифференциального уравнения прочности для микродефектного материала (горной породы) со сплошностью ψ . Можно считать, что на неразрушенных участках материала будет справедливо уравнение (4.22).

Если породы разбиты хаотическими трещинами, причём они открытые (с несомкнутыми берегами), то на неразрушенные площадки будет действовать напряжение с поправкой на уменьшенную сплошность ψ , т.е. «эффективное» напряжение σ_n / ψ . Тогда обобщённое уравнение прочности массива можно записать следующим дифференциальным уравнением:

$$\frac{d\sigma_{nt}}{d\tau_n} = \frac{\alpha\tau}{\sigma_n / \psi + \sigma_0} = \frac{\alpha\tau\psi}{\sigma_n + \sigma_0\psi}, \quad (4.28)$$

решением которого, с учётом граничного условия для определения постоянной интегрирования $\tau_{nt} = \tau_0 \psi$ при $\sigma_n = 0$, будет значение предельного касательного напряжения на площадке разрушения сдвигом (*полезно решить уравнение самостоятельно!*):

$$[\tau_{nt}] = \tau_0 \psi \left(\frac{\sigma_n}{\sigma_0 \psi} + 1 \right)^{\alpha \psi}. \quad (4.29)$$

В результате получили уравнение обобщённого паспорта прочности трещиноватого массива, нарушенного хаотически расположенными трещинами, у которых берега раскрыты. Таким же образом решаются и более сложные задачи расчёта прочности свойств массива с самими разнообразными трещинами и условиями изменения сплошности ψ .

В частности, для массива, содержащего закрытые трещины сдвига, дифференциальное уравнение прочности будет несколько иное. На участках с поврежденностью ω также реализуется сухое трение с жидким проскальзыванием, характеризуемое коэффициентом хрупкости $0 < \alpha < 1$. Однако когезия разрыва σ_0 здесь преодолена, поэтому на участках сдвига относительной площадью $1 - \psi$ соседние берега трещин «прижимаются» со средним напряжением, равным $\sigma_0 \cdot \psi$:

$$\frac{d\sigma_{nt}}{d\tau_n} = \frac{\alpha \tau \psi}{\sigma_n + \sigma_0} + \frac{\alpha \tau (1 - \psi)}{\sigma_n + \sigma_0 \psi}, \quad (4.30)$$

где первое слагаемое в правой части задаёт условие трения на сплошных участках тела с относительной площадью ψ , а второе слагаемое – на сдвигах с относительной площадью $1 - \psi$. Уравнение паспорта прочности такого массива после решения (4.30) получаем в виде значения предельного касательного напряжения на площадке сдвига:

$$[\tau_{nt}] = \tau_0 \psi \left(\frac{\sigma_n}{\sigma_0} + 1 \right)^{\alpha \psi} \left(\frac{\sigma_n}{\sigma_0 \psi} + 1 \right)^{\alpha(1-\psi)}. \quad (4.31)$$

Следует отметить, что если у материала полная сплошность $\psi = 1$ (бездефектная порода), то уравнение (4.31) переходит в (4.29), а если $\psi = 0$ (полностью разрушенная порода), то получаем после предельного перехода паспорт идеально сыпучего (при $\alpha = 1$) материала $[\tau_{nt}] = \tau_0 \sigma_n / \sigma_0$. (песка) с коэффициентом трения $f = \tau_0 / \sigma_0$.

Наконец, резонно поставить вопрос – какова же будет прочность материала с произвольным сочетанием открытых и закрытых трещин?

Для этого составим и решим дифференциальное уравнение прочности микродефектного материала в самом общем виде, т.е. с учётом наличия в нем открытых ω_0 и закрытых трещин ω_s . При этом предполагаем, что на открытых трещинах трение отсутствует (нет контактов берегов), а на закрытых трещинах когезия разрыва σ_0 равна нулю, но проявляется сухое и жидкостное трение, соотношение между которыми отражено показателем хрупкости α .

Как и ранее, при составлении дифференциального уравнения прочности на любой возможной поверхности разрушения в материале следует различать три области, а именно: а) область материала с исходными прочностными свойствами, т.е. без трещин; б) область с открытыми трещинами; в) область с закрытыми трещинами. Если массив разбит трещинами обеих типов, – разрыва и сдвига в количестве ω_1 и ω_2 соответственно, при этом соблюдается очевидное равенство $\psi + \omega_1 + \omega_2 = 1$, то дифференциальное уравнение прочности получим в виде:

$$\frac{d\sigma_{nt}}{d\tau_n} = \frac{\alpha \tau \psi}{\sigma_n + \sigma_0(1 - \omega_1)} + \frac{\alpha_c \tau \omega_2}{\sigma_n + \sigma_0 \psi}, \quad (4.32)$$

а его решение будет таким (получить самостоятельно):

$$[\tau_{nl}] = \tau_0 \psi \left(\frac{\sigma_n}{\sigma_0(1-\omega_1)} + 1 \right)^{\alpha\psi} \left(\frac{\sigma_n}{\sigma_0\psi} + 1 \right)^{\alpha_c\omega_2}. \quad (4.33)$$

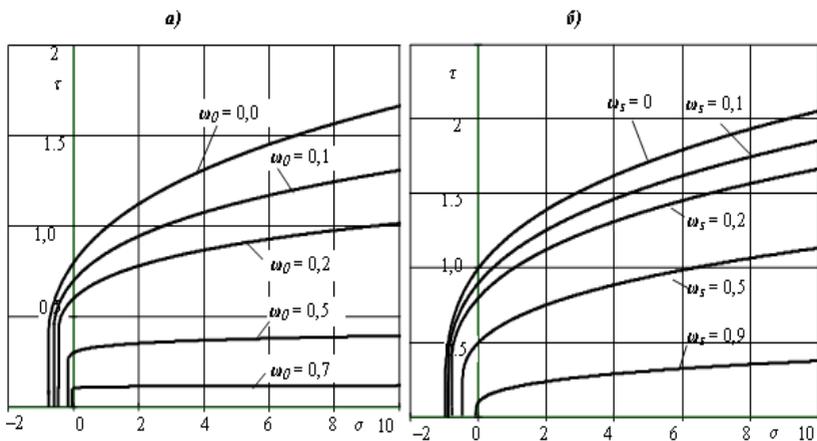
где α_c – коэффициент хрупкости на берегах сомкнутых трещин. В частности, если в трещинах имеется заполнитель или влага, то это учитывается соотношением $\alpha_c < \alpha$. Нетрудно убедиться прямой постановкой, что из уравнения (4.33) следуют уравнения (4.29) и (4.31).

На рисунке 4.14 можно проследить, как изменяется паспорт прочности алевролита ($\sigma_0 = 2, \tau_0 = 10, \alpha = 0,4$), если в нем увеличивается число открытых трещин, что отражается уменьшением сплошности ψ породы.

Такого же рода паспорта прочности для горной породы можно получить и при исследовании их зависимости по мере увеличения числа закрытых трещин, которое можно описать с помощью функции поврежденности материала $\omega_s = 1 - \psi$. Как видно из рис. 4.14, рассчитанного для алевролита, по мере снижения сплошности ψ , и увеличения поврежденности происходит существенное изменение паспорта прочности, особенно заметное при увеличении числа открытых трещин, поскольку при этом изменяется кривизна паспорта прочности в сторону выполаживания. Попутно отметим, что сомкнутые трещины не так опасны с позиций уменьшения прочности, как раскрытые, что вполне согласуется с общепринятыми физическими представлениями.

Несмотря на сложный вид полученных уравнений прочности, их использование не представляет труда и находится в компетенции обычного горного инженера. С помощью этих уравнений можно определять и полностью описывать прочностные свойства материала (горной породы) с любым сочетанием открытых и закрытых трещин.

Главный отличительный признак новой теории прочности – необходимость составления дифференциального уравнения исходя из особенностей механической модели разрушения. Поэтому новую теорию с полным правом можно назвать *аналитической* теорией прочности.



а) открытых трещин ω_0 при $\omega_s=2$

б) закрытых трещин $\omega_s = 1 - \psi$

Рисунок 4.14 – Изменение паспортов прочности алевролита при росте числа трещин

Важным её достоинством является уникальная возможность исследовать поведение трещиноватых материалов во всем диапазоне напряжённых состояний. До настоящего времени такая возможность в механике горных пород и в механике твёрдого деформируемого тела отсутствовала, т.к. априори решение подобных задач считалось сопряжённым с непреодолимыми математическими и вычислительными трудностями.

Аналитическая теория прочности впервые позволяет:

- составлять дифференциальные уравнения прочности в зависимости от физическо–механических условий разрушения;
- получать теоретически обоснованные критерии прочности для горных пород и материалов с различными структурными свойствами, в том числе с любым сочетанием открытых и закрытых трещин;
- создавать модели разрушения горных пород при наличии влаги на берегах трещин путём учёта снижения коэффициента хрупкости;

– определять прочностные свойства массива горных пород при его осушении или увлажнении, что особенно важно при сезонных колебаниях влажности, приводящих к нарушению устойчивости бортов карьеров, откосов и насыпей;

– решать обширный класс задач по управлению прочностью массивов горных пород способом инъекционного тампонажа закрепляющего раствора в трещины и пустоты (упрочнение горных пород), что все более часто применяется в геотехнологии и подземном строительстве, особенно на больших глубинах

4.11 Некоторые задачи аналитической теории прочности

Несмотря на кажущуюся простоту исходных уравнений аналитической теории прочности, следует признать, что их нелинейность заметно усложняет решение, казалось бы, очевидных задач горной геомеханики. К таким наиболее часто встречающимся задачам следует, в частности, отнести:

Задача 1: по заданному уравнению паспорта прочности или по его параметрам α, σ_0, τ_0 найти ему соответствующие пределы прочности на одноосное сжатие σ_c и растяжение σ_p , напряжения σ_n, τ_{ni} и углы внутреннего трения φ_c, φ_p на площадке разрушения.

Задача 2: по известным трём (или более) испытаниям пород в стабилометре, когда по заданному минимальному главному напряжению σ_3 определяют ему соответствующее максимальное главное напряжение σ_1 (или наоборот), получают пакет данных σ_{1i}, σ_{3i} ($i = 1, 2, \dots, n$) находят параметры α, σ_0, τ_0 паспорта прочности пород.

Самый простой путь решения 1–й задачи – графический. Для этого следует в масштабе построить на диаграмме О. Мора предельную огибающую по точкам σ_n, τ_{ni} , которые можно вычислить из уравнения аналитической теории прочности, а затем начертить круги для

пределов прочности на сжатие и растяжение и измерить необходимые параметры σ_c , σ_p , φ_c , φ_p . Тем самым задача 1 решена графически.

Часто возникает необходимость решения прямой задачи определения прочностных параметров материала (прочности на одноосные сжатие и растяжение), если известно уравнение паспорта прочности материала.

Пусть нам задан паспорт прочности в виде набора параметров – когезии сдвига τ_0 , разрыва σ_0 и коэффициента хрупкости α (рис. 4.15).

Необходимо найти при заданном минимальном главном напряжении σ_3 предельное максимальное главное напряжение σ_1 , ему соответствующие нормальное σ_n и касательное τ_{nt} напряжения на предельной площадке сдвига под углом β_* к главному минимальному напряжению σ_3 , а также угол внутреннего трения φ .

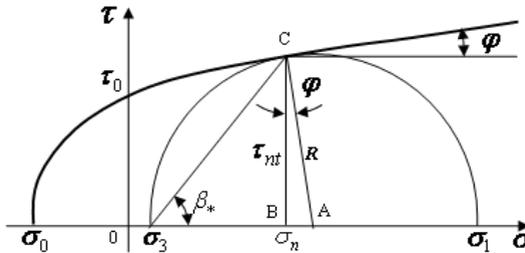


Рисунок 4.15 – К выводу уравнений для определения параметров паспорта прочности горных пород

Учитывая очевидные равенства для угла внутреннего трения $f = \operatorname{tg} \varphi$ и $\cos \varphi = 1 / \sqrt{1 + f^2}$, из треугольника ABC рис. 4.15 получим,

$$2R = 2BC / \cos \varphi \rightarrow \sigma_1 - \sigma_3 = 2\tau_{nt} \cdot \sqrt{1 + f^2}$$

$$AB = BC \cdot \operatorname{tg} \varphi \rightarrow \sigma_1 + \sigma_3 - 2\sigma_n = 2\tau_{nt} \cdot f.$$

Два других уравнения следуют из основного уравнения аналитической теории прочности (продифференцировав его, находим последнее уравнение для коэффициента угла внутреннего трения). Таким образом, получим систему уравнений:

$$\begin{cases} \sigma_1 - \sigma_3 = 2\tau_{nt} \cdot \sqrt{1 + f^2} \\ \sigma_1 + \sigma_3 - 2\sigma_n = 2\tau_{nt} \cdot f \\ \tau_{nt} = \tau_0 \left(\frac{\sigma_n}{\sigma_0} + 1 \right)^\alpha \\ \alpha\tau_{nt} = f(\sigma_n + \sigma_0). \end{cases}$$

Задавая $\sigma_3 = 0$, получим решение для определения прочности на одноосное сжатие для заданного паспорта прочности горной породы. Задавая $\sigma_1 = 0$, можно из данной системы найти все напряжения при одноосном растяжении материала. Для этого удобно воспользоваться вычислительной процедурой Solving block математического пакета MathCad.

4.12 О линеаризации уравнений прочности

Несомненный интерес представляет собой задача приближенного описания паспорта прочности горных пород с помощью линеаризации (приведения к линейному виду) уравнений аналитической теории прочности. Это позволяет значительно упростить решение и без того сложных задач горной геомеханики, связанных с описанием механических явлений при ведении горных работ (прогноз проявлений горного давления, горные удары и выбросы, сдвигание поверхности и пр.).

В области сжимающих напряжений такая замена оказывается вполне допустимой, хотя для каждого отдельного случая нуждается в специальном обосновании. Например, для задач прогнозирования горного давления в подготовительных выработках, когда следует опреде-

лять параметры зоны запредельных деформаций, возникающей в поле сжимающих напряжений, диапазон их изменения достаточно узок и находится в пределах $(1...3) \sigma_c$.

Рассмотрим задачу линейризации паспорта прочности горной породы, который задан параметрами огибающей α, σ_0, τ_0 . При этом будем опираться на достоверно установленный экспериментами факт слабой кривизны паспорта прочности на участке за предельным кругом одноосного сжатия.

Если максимальное значение главного напряжения в массиве не превышает $(1...3) \sigma_c$ (именно в таких пределах изменяется концентрация напряжений на контуре горной выработки), то можно рекомендовать достаточно простую процедуру линейризации, которая состоит в следующем (рис. 4.16).

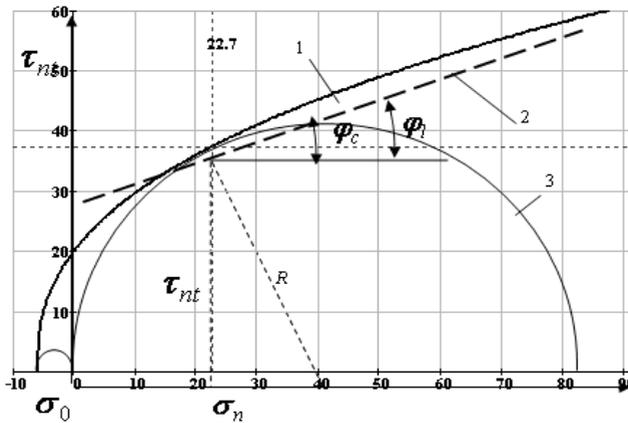


Рисунок 4.16 – Линейризация паспорта прочности алевролита

Исходный паспорт прочности с параметрами α, σ_0, τ_0 (кривая 1) заменяем на прямолинейный (кривая 2) в области предельного круга прочности на одноосное сжатие (кривая 3).

Для этого находим коэффициент угла внутреннего трения $f = tg\varphi$ при значении нормального напряжения на площадке разрушения $\sigma_n = \sigma_c/2$. Определим значение касательного напряжения на площадке разрушения при $\sigma_n = \sigma_c/2$. Так, для алевролита с паспортом прочности на рисунке 4.16 мы получим:

$$[\tau_{nt}] = \tau_0 \cdot \left(\frac{\sigma_n}{\sigma_0} + 1 \right)^\alpha = 20 \left(\frac{84,3/2}{6} + 1 \right)^{0,4} = 46,05 \text{ МПа} .$$

Дифференцируем основное уравнения аналитической теории прочности (4.24) и подставляем туда $\sigma_n = \sigma_c/2$ и $\tau_{nt} = 46,05$:

$$f_l = tg\varphi_l = \frac{\alpha\tau_{nt}}{\sigma_0 + \sigma_c/2} = \frac{0,4 \cdot 46,05}{6 + 84,3/2} = 0,382 , \text{ или } \varphi_l = 21^0 ,$$

где $f_l; \varphi_l$ – коэффициент и угол внутреннего трения для линейного паспорта прочности. Как видим, линейный паспорт прочности оказался с углом внутреннего трения значительно ниже, чем у реального паспорта $\varphi_l = 21^0 < \varphi_c = 27,6^0$.

Теперь можно заменить нелинейный паспорт аналитической теории прочности на линейный, который будет достаточно хорошим приближением в области изменения главного напряжения (1...3) σ_c , Вид линейного паспорта даётся формулой:

$$\sigma_1 = S_\varphi \sigma_3 + \sigma_c = \frac{1 + \sin \varphi_l}{1 - \sin \varphi_l} \sigma_3 + 84,3 = \frac{1 + \sin 21^0}{1 - \sin 21^0} \sigma_3 + 84,3 = 2,1 \cdot \sigma_3 + 84,3 .$$

Это – один из простейших методов получения линейного уравнения прочности, дающих хорошее приближение в заданном диапазоне изменения напряжений. Можно предложить и другие способы

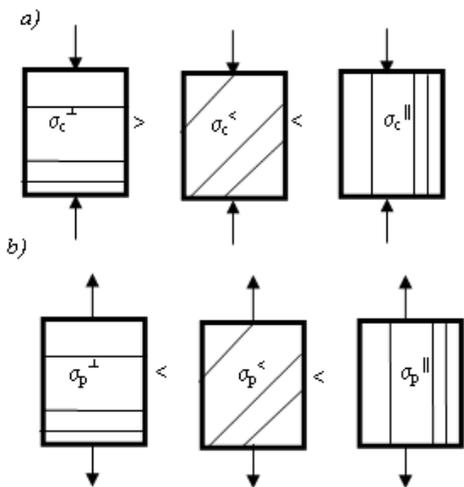
линеаризации после соответствующего обоснования с позиций решаемой задачи горного геомеханики.

4.13 Анизотропия прочности и слоистость

Как известно, горные породы осадочного происхождения, как правило, имеют слоистое строение. Многочисленные экспериментальные испытания слоистых пород, показывают, что их прочность существенно зависит от угла приложения нагрузки по отношению к направлению слоистости.

Если провести нагружение одной и той же слоистой породы под разными углами к слоистости, то предел прочности может изменяться в несколько раз. При этом, как правило, выполняются неравенства (рис. 4.17):

- а) для сжатия $\sigma_c^\perp > \sigma_c^\parallel > \sigma_c^\angle$
 б) для растяжения $\sigma_p^\perp \ll \sigma_p^\angle < \sigma_p^\parallel$.



Эти соотношения позволяют судить о сопротивлении пород разрушению, если их нагружение производят под разными углами к слоистости:

\perp – перпендикулярно слоистости;

\angle – под углом к слоистости;

\parallel – вдоль слоистости.

Если производить испытания пород, постепенно меняя угол наклона нагрузки к слоистости, то

Рисунок 4.17 – Сжатие (а) и растяжение (б) слоистых образцов пород

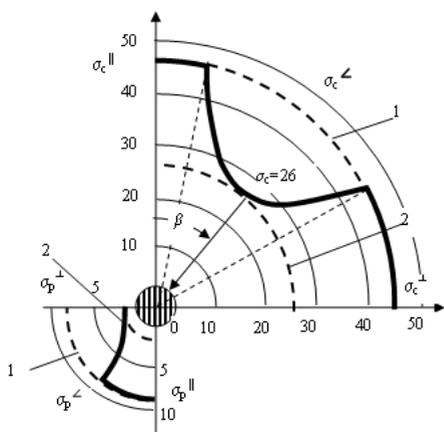


Рисунок 4.18 – Полярная диаграмма прочности слоистого аргиллита

породы (рис. 4.18). Так производят построение на полярно диаграмме с координатами $(\beta \rightarrow \sigma_c, \sigma_p)$ множества точек, соответствующих прочности под разными углами к слоистости, а затем проводят по этим точкам кривую, которая и будет полярной диаграммой прочности горной породы.

Внимательнее изучим эту диаграмму. Координатная сетка здесь выглядит в виде концентрических дуг. В I-м квадранте представлена кривая прочности на одноосное сжатие σ_c^{\angle} , а в III-м квадранте – линия прочности на одноосное растяжение σ_p^{\angle} . Здесь угол β показывает направление приложения напряжений по отношению к слоистости образца. Поэтому при $\beta = 0^0$ напряжения действуют вдоль слоистости, а при $\beta = 90^0$ – перпендикулярно к слоистости.

Если бы порода была однородной (без слоистости), то её прочность не зависела бы от полярного угла β , т.е. это были бы просто круговые дуги 1, показанные штриховыми линиями в I-м и III-м квадрантах. Вторая крайность – если по всем направлениям образца действует прочность, равная прочности ослабления. Мы тоже получим мини-

можно получить зависимость прочности от угла наклона слоистости. Эти зависимости удобно представлять в виде полярной диаграммы прочности (рис. 4.18).

Для этого образец породы изготавливают так, чтобы был задан определённый угол приложения нагрузки β к направлению напластования. После испытания на полярной диаграмме откладывают под углом β полученное значение прочности

мальную равномерную прочность на одноосное сжатие и растяжение, в виде дуг 2, также показанные штриховыми линиями в I-м и III-м квадрантах. Прочность реальной породы с линейными плоскостями ослабления изменяется от максимальных 1 до минимальных 2 значений на диаграмме. Отметим, что масштабы для напряжений в I-м и III-м квадрантах диаграммы могут быть приняты для удобства пользования разными, например, для прочности на одноосное растяжение – значительно больше (в 4...5 раз).

Зависимость прочности от слоистости можно графически отобразить и в обычной декартовой системе координат $\beta - \sigma$, которая не столь наглядна, как полярная диаграмма, зато с ней удобнее работать (рис. 4.19).

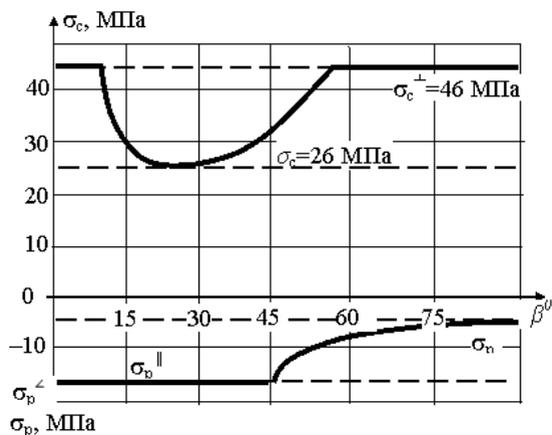


Рисунок 4.19 – Диаграмма прочности слоистого аргиллита в зависимости от угла β наклона напряжений к направлению слоистости

4.14 Построение диаграммы прочности по паспорту прочности

Возникает вопрос: неужели необходимо проводить многочисленные испытания образцов под разными углами к напластованию,

чтобы построить диаграмму прочности? Ведь это необычайно трудоёмкая и длительная работа в лаборатории на сложном оборудовании. Оказывается, есть и более простой способ – использовать паспорт прочности диаграммы Мора для слоистой породы.

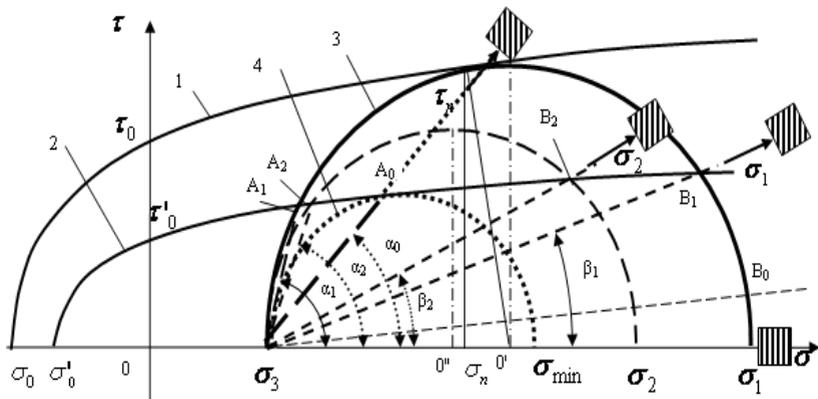


Рисунок 4.20 – Построение диаграммы прочности слоистой породы без (1) и со слоистостью (2) при заданном напряжении σ_3

Пусть нам известны паспорта прочности для породы без слоистости 1 и для поверхностей контакта 2. На диаграмме О. Мора они будут выглядеть как бы «вложенными» друг в друга (рис. 4.20). Именно здесь заключена вся информация о поведении породы с плоскостями ослабления при любых испытаниях. Для этого можно воспользоваться свойствами диаграммы О. Мора, не прибегая к аналитическим расчётам, а только обходясь графическим методом. Как построить диаграмму прочности породы с поверхностями ослабления для заданного минимального напряжения σ_3 ?

Это напряжение σ_3 наносим на диаграмму Мора и строим предельный круг напряжений 3, который касается паспорта прочности 1 и пересекает паспорт прочности 2. Сразу получаем важную информацию о

прочности породы. Для этого из точки σ_3 проведём пологую линию до пересечения с кругом 3 под углом $\beta_1 < \beta_2$. Она показывает, что если приложить напряжение под таким углом нормали к напластованию, то точка B_0 пересечения предельного круга 3 будет под паспортом прочности 2, т.е. разрушения породы по плоскости ослабления невозможно. Но, поскольку точка B_0 находится на предельном круге 3, разрушение будет происходить вне плоскости ослабления, т.е. как однородной породы.

Начнём постепенно увеличивать угол β , это значит, что напряжение σ_1 станет все более отклоняться от нормали к слоистости. Когда угол β станет равным $\beta = \beta_1$ в точке B_1 диаграммы, предельное состояние будет создано не только на предельном круге 3, но и на поверхности ослабления 2. Сразу заметим, что и с другой стороны предельного круга 1 мы видим точку его пересечения A_1 с лучом, которому соответствует угол α_1 , отсчитываемый от оси σ в том же направлении. Следовательно, при углах $\alpha > \alpha_1$ прочность будет соответствовать предельному кругу 1 без учёта ослаблений, а при $\alpha < \alpha_1$ прочность будет предопределяться паспортом слоистости 2.

Таким образом, мы получили из паспортов прочности, что в диапазоне углов приложения нагрузки $\alpha > \alpha_1$ и $\beta < \beta_1$ слоистость на прочность не влияет. Вне этого диапазона углов прочность предопределяется только слоистостью. Рассмотрим, как это можно учесть.

Для этого построим паспорт прочности для произвольной точки $\beta > \beta_1$, т.е. на участке влияния слоистости на прочность, например, при $\beta = \beta_2 > \beta_1$. Проведём луч под углом β_2 до пересечения с предельной кривой слоистости 2 в точке B_2 и построим предельный круг прочности, который проходит через точки B_2 , A_2 , σ_3 и центр которого лежит на оси O'' (показан пунктиром). Следовательно, когда максимальное напряжение действует под углом β_2 к слоистости, прочность равна σ_2 , т.е. значению напряжения, в котором предельный круг пересекает ось σ .

Обратим внимание на то, что наш предельный круг пересекает паспорт прочности слоистости ещё в одной точке – A_2 . Этому пересечению соответствует угол приложения максимального напряжения под

углом α_2 к слоистости. Таким образом, мы определили ещё одну точку на полярной диаграмме, где прочность будет равна σ_2 . Так, последовательно изменяя угол наклона β , мы определяем ему соответствующую прочность, задаваемую паспортом слоистости, одновременно находя для этой прочности и соответствующий угол α , характеризующий наклон главного напряжения относительно направления слоистости.

Сразу можно на основе таких построений найти и критический угол $\alpha_m = \beta_m$, соответствующий касанию предельного круга 4 в точке A_0 и показывающий минимальную прочность σ_{\min} , вызванную наличием плоскостей ослабления.

Аналогичным образом можно построить диаграмму слоистой породы и для растяжения. На рисунке 4.21 показаны основные элементы построения такой диаграммы для одноосного растяжения.

Обратим внимание на особенности такого построения. Как видно из рисунка 4.21, предельный круг для одноосного растяжения касается паспорта прочности породы 1 и пересекает паспорт прочности слоистости 2 в единственной точке A_1 , находящейся под углом α_1 к нормали

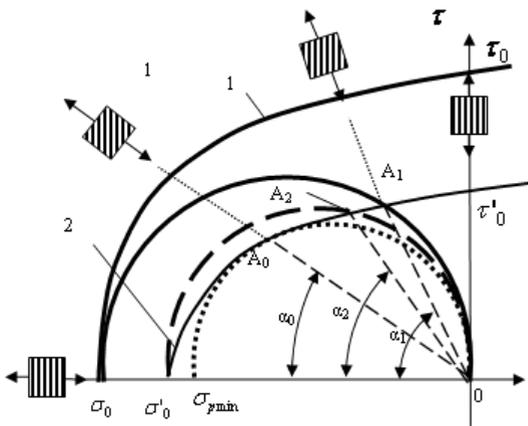


Рисунок 4.21 – Построение диаграммы прочности для растяжения при заданном напряжении $\sigma_1 = 0$

слоистости. Поэтому в диапазоне от 90° до α_1 прочность на растяжение не зависит от слоистости и равна σ_0 (в данном конкретном случае).

Когда угол $\alpha < \alpha_1$, начинается область, где прочность на растяжение предопределяется слоистостью. После того, как

угол $\alpha < \alpha_0$, прочность достигает своего минимума, равного прочности на отрыв перпендикулярно плоскости слоистости.

Таким образом, мы изучили особенности изменения прочности слоистого материала в зависимости от наклона главных площадок относительно слоистости. Безусловно, вместо графического метода можно было привести соответствующие аналитические выражения, однако они достаточно громоздки и менее наглядны. Важным преимуществом предложенного подхода является отсутствие ограничений на вид паспортов прочности материала и плоскости слоистости. И если ранее подобные диаграммы строились лишь для одноосного нагружения и линейных паспортов прочности, сейчас появилась возможность оценить несущую способность слоистой среды даже в условиях объёмного произвольного нагружения.

Не представляет особого труда определить прочность не только слоистого материала, но и содержащего иные неоднородности, вызывающие ослабления прочности по произвольным поверхностям внутри материала.

Особенно важен случай, когда в породе имеются неоднородности в виде одной или нескольких систем трещин. Тогда следует описать каждую систему трещин в терминах структурной геомеханики, т.е. определить сплошность (повреждённость), которая характеризует эту систему, а затем можно оценить, как изменяется прочность по разным направлениям нагружения относительно плоскости трещин.

В качестве практического примера использования анизотропии прочности рассмотрим изменение прочности на контуре прямоугольной горной выработки (эпюра прочности), пройденной в слоистом массиве с углом падения 25^0 (рис. 4.22). Напряжение σ_θ всегда параллельно контуру незакреплённой выработки. Это позволяет определить угол наклона главных площадок по отношению слоистости. Для данного угла падения 25^0 слоистость в боках наклонена к главным площадкам под углом 65^0 , а в кровле и почве под углом 25^0 .

По полярной диаграмме анизотропии на рис. 4.19 определяем в

боках выработки прочность на сжатие $\sigma_c^{\angle 65} = 40$ МПа и на растяжение $\sigma_p^{\angle 65} = 3$ МПа, соответственно в кровле и почве $\sigma_c^{\angle 25} = 28$ МПа и $\sigma_p^{\angle 25} = 8$ МПа. Поскольку на каждой из сторон выработки угол между напряжениями и слоистостью не меняется, эпюра прочности имеет кусочно-прямолинейный вид.

Однако в углах выработки происходит быстрое изменение направления главных площадок на 90^0 , поэтому возникает вопрос – какое значение прочности взять? Ясно, что самым опасным будет случай минимальной прочности, которую мы и принимаем в расчётах. На эпюре прочности в углах заметны «провалы», что делает эти участки потенциально опасными по разрушению.

Следовательно, несмотря на то, что выработка расположена в

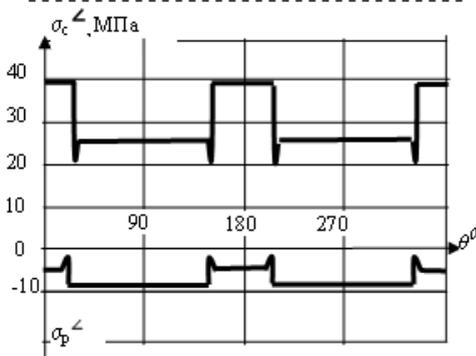
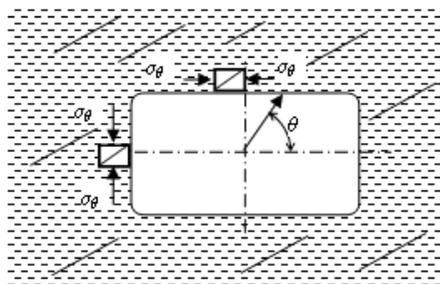


Рисунок 4.22 – Эпюра прочности пород на контуре выработки

одной и той же однородной породе (например, в песчанике, аргиллите и т.д.), но если эта порода слоистая, то на разных участках контура прочность может существенно различаться. Соответственно это приводит к значительному изменению устойчивости пород на контуре.

Рекомендуем читателю в целях проверки понимания этого раздела в качестве самостоятельных упражнений:

- 1) построить диаграмму прочности для произвольно взятых

- паспортов прочности породы и ослаблений в виде слоистости;*
- 2) *построить паспорт прочности для породы, между слоями которой нет сцепления;*
 - 3) *построить эпюру прочности вокруг выработки круглой и арочной формы.*

4.15 Кинетические теории разрушения

Механика разрушения, которая исследует прочность тел с трещинами, не даёт ответа, откуда берутся начальные трещины. Действительно, из уравнения Гриффитса (4.12) следует, что при малой длине трещины ($l \rightarrow 0$) напряжение, необходимое для зарождения или роста трещины, оказывается огромным $\sigma \rightarrow \infty$, что явно противоречит опытными данным. Следовательно, начальные стадии процесса разрушения, связанные с зарождением и ростом трещин, и, что ещё более важно, как эти процессы развиваются во времени, остаются в рамках механики трещинного разрушения не выясненными.

Ответ на эти вопросы были даны кинетическими теориями разрушения. Данные теории рассматривают разрушение материалов как процесс разрыва несущих связей, скорость которого определяется температурой и действующим напряжением, т.е. имеет явно кинетический (зависимый от времени) характер. Основы кинетической теории разрушения были заложены школой акад. С.Н. Журкова⁵³ (50–е годы XX столетия).

Ранее в представлениях о прочности доминировала механическая концепция. Считалось, что разрушение - чисто силовое явление, наступающее, когда прикладываемое к телу напряжение достигало критической величины - «предела прочности». Этой величине придавался смысл физической характеристики материала. Однако были получены экспериментальные данные, свидетельствующие о влиянии на прочность скорости нагружения, длительности пребывания тела под нагрузкой, температуры. В рамках механической концепции эти данные пытались объяснить влиянием коррозии. С.Н. Журков предложил

качественно иное объяснение, состоящее в отказе от механической трактовки и переходе к принципиально новой концепции разрушения - кинетической. Согласно кинетическим представлениям, основной прочностной характеристикой становится время ожидания разрыва тела при заданном напряжении (долговечность).

В лаборатории С. Н. Журкова проведены целенаправленно поставленные эксперименты с привлечением уникального для прочностных исследований комплекса физических методов:

- инфракрасная спектроскопия (получение и исследование спектров молекул в инфракрасной области. Методами инфракрасной спектроскопии изучают колебательные и вращательные спектры молекул и определяют по ним химический состав и структуру молекул);

- ядерный магнитный резонанс (резонансное поглощение электромагнитной энергии веществом, содержащим ядра с ненулевым спином во внешнем магнитном поле, обусловленное переориентацией магнитных моментов ядер);

- электронный парамагнитный резонанс (резонансное поглощение СВЧ излучения веществом при совпадении энергии электронного перехода с энергией электромагнитной волны; спектроскопический метод изучения вещества, открытый Завойским Е.К. в 1944 г.);

- масс-спектрометрия (метод исследования вещества путём определения отношения массы к заряду (качества) и количества заряженных частиц, образующихся при том или ином процессе воздействия на вещество);

- дифракция света и рентгеновских лучей;

- калориметрия,

- электронная микроскопия и др.

Эксперименты подтвердили и детализировали сделанный им фундаментальный вывод о термофлуктуационной природе механического разрушения твёрдых тел.

Обширным комплексом физических методов было установлено, что распределение напряжений на связях происходит неравномер-

но. Под действием тепловых флуктуаций разрывается небольшая часть сильно перенапряжённых связей.

Проведённое научной школой С. Н. Журкова систематическое изучение долговечности различных материалов (кристаллов с ионными и ковалентными связями, металлов, сплавов, полимеров, стёкол, композиционных материалов) установило экспоненциальное падение долговечности с ростом нагрузки и температуры (формула Журкова). Это позволило вскрыть физическую природу разрушения: оно обусловлено тепловыми флуктуациями, разрывающими напряжённые межатомные связи, что и требует времени ожидания разрыва тела.

Наиболее известным уравнением долговечности τ_p материалов при растяжении напряжением σ_0 является уравнение С.Н. Журкова:

$$\tau_p = \tau_0 \exp\left(\frac{U_0 - \gamma\sigma_0}{kT}\right), \quad (4.34)$$

где τ_0 – постоянная, близкая к периоду колебаний атомов ($\tau_0 \approx 10^{-13}$ с);

U_0 – энергия активации процесса термодеструкции (разрушения связей из-за термофлуктуаций энергии);

γ – параметр материала, имеющий смысл активационного объёма, где происходит разрушение, составляет $10^3 \dots 10^4$ атомных объёма;

kT – мера энергии тепловых флуктуаций как произведение постоянной Больцмана $k = 1,38 \cdot 10^{23}$ Дж/К на абсолютную температура тела, Т, К.

Анализируя данные экспериментальных исследований, С.Н. Журков пришёл к важному выводу о том, что молекулярный, механизм разрушения материалов заключается в **термофлуктуационном** разрыве химических связей в макромолекулах. Атомы в материале совершают колебания в узлах кристаллической решётки с частотой

$10^{12} \dots 10^{13}$ колебаний в секунду (герц). С такой же частотой изменяются усилия на связях между атомами, что приводит к появлению разрывов, имеющих термофлуктуационный вероятностный характер. Вероятность разрыва резко увеличивается при повышении температуры T и зависит от энергии активации U_0 . Если действующие внешние напряжения отсутствуют $\sigma_0 = 0$, энергия отрыва атома из тела или разрыва химической связи будет равна энергии преодоления активационного барьера U_0 . Как показали эксперименты, эта энергия оказалась равной теплоте сублимации, т.е. такой энергии, которая достаточна для непосредственного перехода твёрдого вещества в газообразное состояние.

Если к телу приложено внешнее напряжение σ_0 , активационный барьер U_0 будет, согласно (4.34), снижен, а это приведёт к увеличению вероятности скорости разрыва связей между атомами и, тем самым, возрастанию числа дефектов в теле. Концентрация числа дефектов в теле со временем становится настолько большой, что начинают образовываться трещины, которые растут под действием приложенных напряжений и все более ослабляют сечение тела. Это, в свою очередь, приводит к возрастанию уровня действующих напряжений на дефектных сечениях тела и ускорению трещинообразования, возникает лавинообразный рост процесса роста трещин, ведущий к разрушению.

Это означает, что внешнее приложенное напряжение σ_0 выполняет подготовительную роль, снижая потенциальный барьер U_0 разрыва связей, тогда как окончательный разрыв атомов происходит за счёт теплового их движения.

Логарифмируя выражение (4.34), получим предел длительной прочности породы σ_d при растяжении для разных длительностей нагрузки t

$$\sigma_d(t) = \left[U_0 - k \cdot T \cdot \ln(t / \tau_0) \right] / \gamma. \quad (4.35)$$

Из этого уравнения следует, что прочность материала явно зависит от времени t : чем больше время нагружения, тем меньше прочность, что подтверждается многочисленными экспериментами и показано на рисунке 4.23 пунктирной линией. За время t_p нагружения, например, на прессе, образец разрушится при уровне напряжений σ_p .

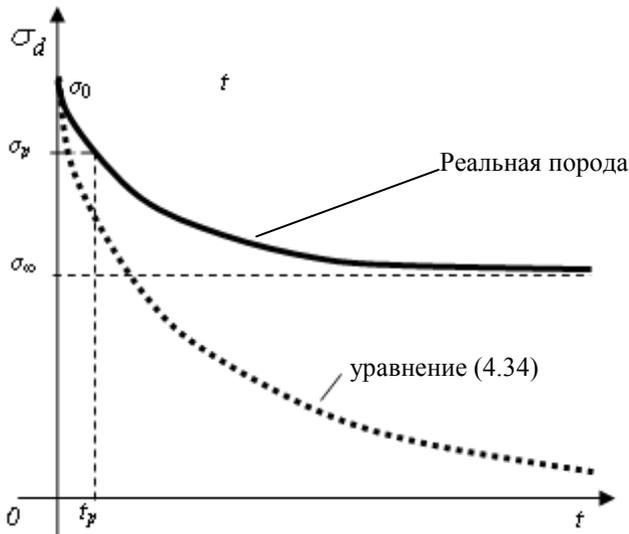


Рисунок 4.23 – Зависимость длительной прочности от времени

Из уравнения следует, что даже если ничтожно малая нагрузка действует достаточно долго, то любой материал должен неминуемо разрушиться (пунктирная линия на графике). Однако повседневный опыт и испытания реальных материалов показывают, что это не верно, и график зависимости $\sigma_0(t)$ имеет явную асимптоту (штриховая линия на рисунке) в виде длительной прочности σ_∞ .

Длительной прочностью σ_∞ называют предельный уровень напряжений, ниже которого разрушения материала не происходит, как бы долго они не действовали. Обычное значение длительной прочно-

сти σ_∞ для горных пород колеблется в пределах

а) для слабых глинистых или мёрзлых грунтов $\sigma_\infty = (0,1...0,4)\sigma_0$,

б) для слабых и пластичных пород $\sigma_\infty = (0,3...0,7)\sigma_0$,

в) для пород средней прочности и крепких $\sigma_\infty = (0,7...0,9)\sigma_0$.

Значит, если нагрузка будет меньше длительной прочности σ_∞ материала, то разрушение не наступит никогда. Отсюда следует, что нельзя прямо использовать кинетическую теорию прочности в виде уравнения (4.9).

4.16 Длительная прочность материалов

Чтобы избежать эти трудности и учесть экспериментальные данные, часто на практике используют эмпирические зависимости. Если из прямых испытаний горных пород определены пределы *мгновенной* σ_0 и *длительной* σ_∞ прочности, то прочность породы $\sigma_c(t)$ в любой момент времени t может быть представлена сплошной кривой на рисунке 4.23. Термин «мгновенная» прочность носит, конечно, условный характер и означает прочность при обычных лабораторных условиях испытания пород, т.е. с обычными скоростями лабораторных прессов.

Научный интерес представляет попытка теоретически обосновать уравнение длительной прочности. Для этого предположим, что скорость снижения прочности во времени прямо пропорциональна приложенному напряжению:

$$\frac{d\sigma_d}{dt} = -\frac{1}{t_0}(\sigma_d - \sigma_\infty) \quad (4.36)$$

В этом дифференциальном уравнении t_0 – эмпирическая постоянная, имеющая размерность времени, знак минус перед левой частью равенства показывает, что скорость отрицательна, т.е. длительная прочность *снижается* во времени. Введение в правую часть постоян-

ной σ_∞ обусловлено тем, что длительная прочность σ_d имеет асимптоту σ_∞ , при которой скорость стремится к нулю при $\sigma_d \Rightarrow \sigma_\infty$. Решаем это простейшее дифференциальное уравнение методом разделения переменных:

$$\int \frac{d\sigma_d}{(\sigma_d - \sigma_\infty)} = -\frac{1}{t_0} \int dt + C; \rightarrow \ln(\sigma_d - \sigma_\infty) = -\frac{t}{t_0} + C; \sigma_d = \sigma_\infty + Ce^{t/t_0}.$$

Определяем постоянную интегрирования C из начального условия: при $t=0$ прочность материала равна «мгновенной» прочности $\sigma_d = \sigma_0$: $\sigma_0 = \sigma_\infty + Ce^{0/t_0}$; $\rightarrow C = \sigma_\infty - \sigma_0$; подставляя C в решение, окончательно получим уравнение длительной прочности:

$$\sigma_d = \sigma_\infty + (\sigma_0 - \sigma_\infty)e^{-t/t_0}, \quad (4.37)$$

где t_0 – эмпирическая постоянная материала, определяемая из лабораторных испытаний пород, когда известна длительная прочность σ_1 при заданном времени t_1

$$\sigma_1 = \sigma_\infty + (\sigma_0 - \sigma_\infty)e^{-t_1/t_0}; \rightarrow t_0 = t_1 \ln \frac{\sigma_0 - \sigma_\infty}{\sigma_1 - \sigma_\infty},$$

а долговечность t_d горной породы при постоянно действующем её напряжении σ_d можно определить по формуле:

$$t_d = t_0 \ln \frac{\sigma_0 - \sigma_\infty}{\sigma_d - \sigma_\infty}; \quad (\sigma_\infty < \sigma_d < \sigma_0). \quad (4.38)$$

Для слабых горных пород ориентировочно $t_0 = (1..3)$ суток для средней прочности и крепких пород $t_0 = (5..15)$ суток.

Параметры длительной прочности для горных пород были впервые получены проф. Черняком И.Л.⁵⁴ Из уравнения (4.37) следует, что при $t = 0$ прочность равна мгновенной $\sigma_c(0) = \sigma_0$, а при времени $t \rightarrow \infty$ получим длительную прочность $\sigma_c(\infty) = \sigma_\infty$.

Обобщим уравнение длительной прочности (4.37), записав исходное дифференциальное уравнение (4.36) в более общем виде как степенную функцию. Для упрощения преобразований введём безразмерные переменные: $y = \sigma_d / \sigma_\infty$; $x = t / t_0$.

Тогда в этих переменных обобщённое дифференциальное уравнение длительной прочности примет следующий вид:

$$\frac{dy}{dx} = -(y-1)^a, \quad (4.39)$$

где a – коэффициент нелинейности скорости длительной прочности, $a > 0$.

Это, также как и (4.36), – дифференциальное уравнение с разделяющимися переменными, решение которого выглядит так:

$$\int \frac{dy}{(y-1)^a} = -\int dx + C; \rightarrow (y-1)^{1-a} = (1-a)x + C.$$

Введя новое обозначение $\beta = a - 1$, $\beta > -1$, найдём значение постоянной интегрирования C из начального условия, которое, по аналогии с предыдущим уравнением, состоит в том, что при $x = 0$ $y = y_0 = \sigma_0 / \sigma_\infty$. Это даёт: $(y_0 - 1)^{-\beta} = -\beta * 0 + C; \rightarrow C = (y_0 - 1)^{-\beta}$.

Подставляя C в полученное решение, после некоторых преобразований получим $y = 1 + [\beta x + (y_0 - 1)^{-\beta}]^{1/\beta}$, а после возвращения к исходным переменным окончательно для определения длительной прочности получим:

$$\sigma_d = \sigma_\infty \left\{ 1 + \left[\beta \cdot t_d / t_0 + (\sigma_0 / \sigma_\infty - 1)^{-\beta} \right]^{-1/\beta} \right\}. \quad (4.40)$$

Если при заданном постоянном напряжении σ_d необходимо определить долговечность породы (время до разрушения), необходимо из формулы (4.40) получить значение t_d , что даёт:

$$t_d = \frac{t_0}{\beta} \left[\left(\frac{\sigma_d}{\sigma_\infty} - 1 \right)^{-\beta} - \left(\frac{\sigma_0}{\sigma_\infty} - 1 \right)^{-\beta} \right]; \quad (\sigma_\infty < \sigma_d < \sigma_0), \quad (4.41)$$

где σ_d – действующие на породу напряжения

Нетрудно убедиться, что при $\beta = 0$ или $a = 1$ исходное уравнение вырождается в уравнение (4.36) и имеет особое решение (4.37), т.е. полученное уравнение длительной прочности действительно является обобщением уравнения (4.36). Это значительно расширяет возможности описания длительной прочности горных пород и других материалов при воздействии на них постоянного напряжения.

Однако описание длительной прочности уравнением типа (4.41) не может дать удовлетворительный ответ при более сложных режимах нагружения материалов, например, при циклических или произвольно меняющихся во времени напряжениях, деформациях и температурах. Оно пригодно лишь для начальных количественных оценок, которые к тому же могут давать недопустимо большой разброс расчётных величин для времени разрушения или длительной прочности.

Следующим шагом к описанию длительной прочности горных пород и других материалов является учёт условий, когда действующее напряжение меняется во времени по произвольному закону, если из лабораторных исследований известна зависимость долговечность породы при действии постоянного напряжения: $t_d = f(\sigma)$.

Для решения этой задачи необходимо ввести новое абстрактное понятие – *дефект долговечности*, под которым понимаем некоторую нормированную относительную величину $0 < \tau < 1$, характеризующую потерю ресурса долговечности. По мере роста дефекта долговечности материал как бы стареет и при исчерпании ресурса ($\tau = 1$) – разрушается. Показательным аналогом может служить срок жизни биологических объектов (растений и животных), когда по мере возрастания возраста за счёт повышения «дефектности» организма их жизненный ресурс уменьшается до нуля и наступает смерть (разрушение).

Пусть нам априори (лат. a priori, – буквально «от предшествующего», – знание, полученное до опыта и независимо от него) или апостериори (лат. a posteriori, – от последующего, – знание, полученное из опыта) известна функциональная зависимость долговечности от *постоянного* напряжения $t_d = f(\sigma)$, представленная на рисунке 4.24 пунктирной кривой. Как найти долговечность, если напряжение меняется по произвольному временному закону ($\sigma = \sigma(t)$)? Здесь нам и понадобится введённый выше нормированный показатель дефекта долговечности.

Разобьём всю кривую изменения напряжений на очень близкую к ней ломанную линию, на которой каждому элементарному приращению dt будет соответствовать элементарный участок постоянного напряжения $d\sigma$. Определим, какой дефект долговечности получит порода при действии постоянного напряжения σ за время Δt ? Для этого надо воспользоваться законом изменения долговечности при постоянном напряжении:

$$\Delta\tau = \frac{\Delta t}{t_d} = \frac{\Delta t}{f[\sigma(t)]},$$

при условии, что соблюдается неравенство $\sigma(t) > \sigma_0$, где $f[\sigma(t)]$ – долговечность породы при действии постоянного напряжения: $t_d = f(\sigma)$.

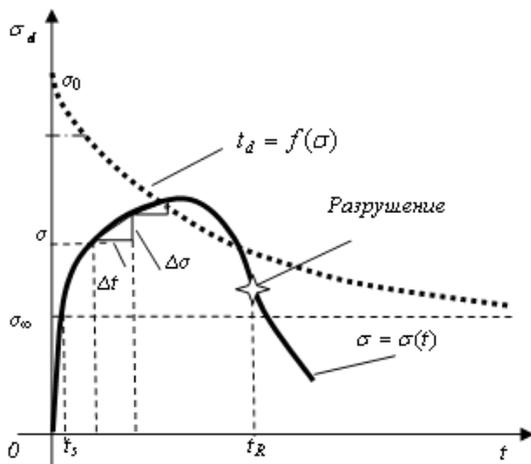


Рисунок 4.24– Долговечность при произвольной нагрузке

Очевидно, что разрушение наступит тогда, когда сумма всех долговечностей достигнет предела, равного единице:

$$\sum \Delta\tau = 1; \quad \sum \frac{\Delta t}{t_d} = \sum \frac{\Delta t}{f[\sigma(t)]} = 1.$$

Сделаем элементарные приращения времени бесконечно малыми и перейдём к пределу, когда $\Delta t \rightarrow 0$. В результате получим интегральную сумму, а искомое уравнение перейдёт в интегральное с неизвестным верхним пределом – временем долговечности t_R при заданном законе изменения внешней нагрузки, что даёт:

$$\int_{t_s}^{t_R} \frac{dt}{f[\sigma(t)]} = 1 \quad (4.42)$$

где t_s – стартовое время, когда начинается выполнение условия:

$\sigma(t) > \sigma_\infty$, т.е. напряжение превысит длительную прочность.

Эта формула представляет собой известный принцип суммирования повреждённости Бейли-Робинсона, названный в честь учёных, которые впервые его предложили и исследовали.

Покажем, чем может быть полезно использование этого принципа. Например, для уравнения долговечности (4.38) получим интегральное уравнение, из которого следует определить искомое время до разрушения t_d , стоящее на позиции верхнего предела интеграла:

$$\frac{1}{t_0} \int_{t_s}^{t_d} \frac{d\tau}{\ln \frac{\sigma_0 - \sigma_\infty}{\sigma(\tau) - \sigma_\infty}} = 1; \quad (\sigma_\infty < \sigma(t) < \sigma_0), \quad (4.43)$$

где t_s – момент времени, когда действующее напряжение преодолеет граничное значение $\sigma(t) > \sigma_\infty$.

Для условия долговечности (4.41) соответственно получим аналогичное соотношение:

$$\frac{\beta}{t_0} \int_{t_s}^{t_d} \frac{d\tau}{\left[\left(\frac{\sigma(\tau)}{\sigma_\infty} - 1 \right)^{-\beta} - \left(\frac{\sigma_0}{\sigma_\infty} - 1 \right)^{-\beta} \right]} = 1; \quad (\sigma_\infty < \sigma(t) < \sigma_0). \quad (4.44)$$

Несмотря на то, что эти уравнения кажутся громоздкими, их решение графическими методами на ЭВМ (например, с помощью программы MathCad) не представляет особенной сложности. Таким образом, можно найти долговечность (время до разрушения) для произвольного закона изменения действующих напряжений.

Сделаем важные замечания. Несмотря на то, что принцип суммирования повреждённости (4.42) нашёл широкое распространение в

механике и реологии, в нём используется принятое по умолчанию, но как правило, не всеми осознанное и далеко не бесспорное очень важное допущение о возможности использовать простое суммирование повреждённостей независимо от достигнутого уровня потери прочности материала.

Полученные соотношения для оценки длительной прочности имеют большое значение при рассмотрении процессов разрушения горных пород вокруг горных выработок, определении устойчивости породных обнажений, бортов карьеров, плотин и насыпей. Поэтому область практического применения законов изменения длительной прочности в горной геомеханике и строительной геотехнологии достаточно велика и будет постоянно расширяться по мере углубления наших знаний о свойствах горных пород и массивов.

4.17 Реономная микромеханика разрушения

Анализ уравнения (4.34) кинетической теории прочности показывает (рис. 4.23) её явное несоответствие разрушению реальных материалов. Так, даже при $\sigma_0 = 0$ материал должен разрушиться!

Возникает вопрос: в чем причина такого несоответствия теории и эксперимента, которое наблюдается в кинетической теории? Можно ли преодолеть эту принципиальную трудность? Эта проблема была разрешена в рамках реономной микромеханики деформирования и разрушения материалов (Литвинский Г.Г.⁵⁵, 1979 г.)

Термофлуктуационная природа межатомных или межмолекулярных перегруппировок и активирующее влияние механических напряжений, понижающих высоту энергетического барьера, может быть положена в основу построения новой термомеханической модели разрушения. Дальнейшее развитие теоретических предпосылок разрушения, основанных на кинетической термофлуктуационной концепции, было выполнено в ряде работ автора, которые привели к созда-

нию реономной микромеханики деформирования и разрушения твёрдых тел.

Эта теория, которая объединяет с единых методологических позиций главные особенности механического поведения материала при любого рода внешних воздействиях (напряжений и температуры) получила название *реономной микромеханики деформирования и разрушения*. В механике принято называть *склерономными* (от греч. skleros – твёрдый, жёсткий; –nomous – закон, порядок) системы, которые независимы от времени в пространственно-временных координатах. Антоним для этого понятия – *реономные* системы (геоnomous: – гео – течение, nomous – закон), свойства которых меняются во времени. Термин «микромеханика» введён потому, что все процессы внутренних изменений структуры, строения и напряженно-деформированного состояния материала рассматриваются как результат зарождения и залечивания ансамблей микродефектов (сочетаний микротрещин) во времени в переменном поле напряжений и температур.

При разработке теории были использованы основные положения термофлуктуационной теории прочности твёрдых тел, механики разрушения и равновесия трещин, базовые положения механики твёрдого деформированного тела (теории упругости, пластичности и ползучести). Не вдаваясь в громоздкие подробности, можно отметить, что в рамках теории разработан новый подход к описанию структуры микродефектов в материале, введены понятия поврежденности для трещин сдвига и разрыва, которые по мере своего развития объединяются в комплексные Z-образные дефекты. Эти дефекты удобно записывать в виде матриц первого (для разрывных дефектов) и второго (для сдвиговых дефектов) рангов. Для микродефектного тела (с заданной совокупностью микродефектов) разработана новая теория определения напряженно-деформированного состояния; впервые получены системы кинетических дифференциальных уравнений роста и залечивания микродефектов; открыт феномен фрагментации упругих участков площади в процессе их разрушения и восстановления при нагружении и разгрузке.

Таким образом, теория базируется на понятии поврежденности и кинетических представлениях о процессах изменения внутренней структуры материала. В ней рассмотрен механизм роста, залечивания и взаимодействия микродефектов в материале в виде кинетической модели изменения механического состояния материала. На основе этого получены наряду со статическими (склерономными) иные, – реономные, – критерии прочности.

В основу реономной микромеханики положены ряд новых важных принципов, качественно отличающих ее от предшествующих теорий. Во-первых, принципиально новым было утверждение, что наряду с процессами термофлуктуационного **появления и роста** микротрещин, – сдвигов и разрывов, – непрерывно происходит их **залечивание и уменьшение**, что следует учитывать в порождающих кинетических уравнениях. Во-вторых, необходимо было перейти на более глубокий уровень описания микродефектов и особенностей их взаимодействия между собой во времени, как бы воссоздать в модели сложную структурную среду, как результат кинетики термофлуктуационных процессов. В-третьих, необходимо было переформулировать, а по сути – создать заново, теорию напряжений и деформаций с учётом микродефектности материала.

В качестве меры микродефектности принята функция рассеянной поврежденности $0 \leq w_{ij} \leq 1$ ($i, j = 1, 2, 3$), которая отражает структурные особенности внутреннего строения материала. Поврежденность материала – это мера его нарушенности или потери сплошности, наглядно и упрощённо ее можно представить как отношение площади микродефектов (например, трещин отрыва или сдвига) к общей площади, на которой они расположены.

На начальном этапе достаточно различать 2 типа микродефектов: разрывы w_{ii} ($i = j$) и сдвиги w_{ij} ($i \neq j$). При этом разрывы, т.е. микротрещины с раздвинутыми берегами, w_{ii} всегда расположены в плоскости главных площадок, а сдвиги ориентированы под углом $\pi/4$ к ним. В твёрдом теле возникают существенно разные конфигурации

микродефектов в зависимости от знака приложенных к нему напряжений (рис. 4.25).

Важно обратить внимание на характерные конфигурации разрывных и сдвиговых дефектов при растяжении и сжатии элементарного объёма породы. Экспериментальное и теоретическое подтверждение возникновения таких конфигураций можно найти в ряде исследований, проведённых отечественными и зарубежными учёными. Было установлено, что при сжатии хрупких материалов вначале возникают сдвиговые микродефекты, а затем на их концах, где всегда возникают растягивающие напряжения, зарождаются и растут трещины нормального разрыва, которые в процессе своего развития быстро приближаются к направлению, параллельному сжимающим усилиям. Отсюда можно заключить, что при нагружении материала образуется особое структурное комплексное повреждение Z-типа в виде естественно возникающей комбинации (объединения) наклонного под 45° сдвига и двух оперяющих его разрывов. Направление этих разрывов зависит от ориентации приложенных напряжений – они всегда перпендикулярны направлению минимального главного напряжения.

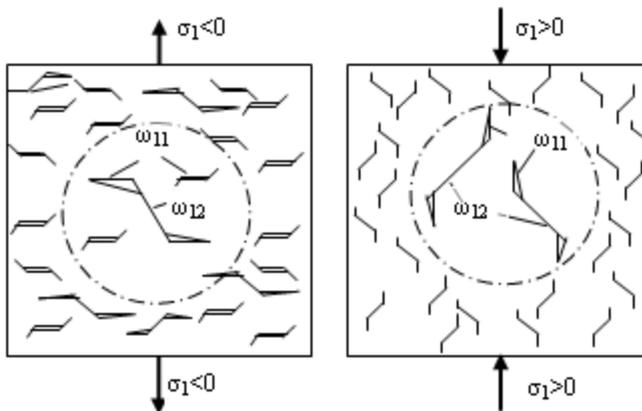


Рисунок 4.25– Конфигурации разрывных ω_{ii} и сдвиговых ω_{ij} микродефектов при растяжении и сжатии тела

Микродефекты, как объекты, обладающие свойством случайного и, в однородном материале, равномерного распределения по объёму материала, могут, в соответствии с теорией множеств, образовывать различные совокупности при наложении друг на друга. Нетрудно заметить, что пересекаются лишь те дефекты, один из индексов у которых совпадает. В самом общем случае в теле возникают следующие совокупности дефектов:

области с дефектами одной природы, где их наложение (перемешивание) с другими поврежденностями отсутствует;

области, где происходит перекрытие (пересечение множеств) поврежденностей лишь двух типов $W_{ii} \cap W_{ij}$; $W_{ij} \cap W_{ik}$, всего их число в теле не может быть более девяти;

области с максимально возможным пересечением множеств поврежденностей, а именно трёх типов, $W_{ii} \cap W_{ij} \cap W_{ik}$ и $W_{ij} \cap W_{ik} \cap W_{kj}$ всего их число в теле не может быть более четырёх;

области, частично свободные от поврежденностей, которые принято называть сплошностью T , и являющиеся дополнением к тому или иному заданному типу дефектов. Отсюда следует, что для каждого из видов напряжённо-деформированного состояния тела характерны свои конфигурации поврежденностей.

Напряжённое состояние микродефектного тела оказывается значительно сложнее, чем при обычном описании бездефектного материала, где достаточно знать всего три главных компонента тензора напряжений. Здесь неуместно в полной мере описывать особенности НДС микродефектного тела в общем случае, поэтому приводим лишь демонстрационную схему действующих нормальных напряжений на главных площадках такого тела (рис. 4.26).

Как видим, по каждой из 3-х главных площадок действует 11 компонент нормальных напряжений, которые в совокупности удовлетворяют условиям равновесия. В рамках реономной микромеханики открыто явление фрагментации в теле упругих и дефектных площадок, на каждой из которых, в зависимости от истории нагружения материа-

ла, возникает своё собственное напряжённое состояние по мере постоянного разрушения и упругих участков и залечивания дефектных.

Таким образом, кинетические процессы приводят к постоянной смене статуса и напряжённого состояния каждого участка тела за счёт своеобразного стохастического сканирования объёма. Попутно следует отметить, что до настоящего времени отсутствовала удовлетворительная теория, которая одинаково успешно объясняла бы макро- и микроскопические аспекты деформирования и разрушения материала.

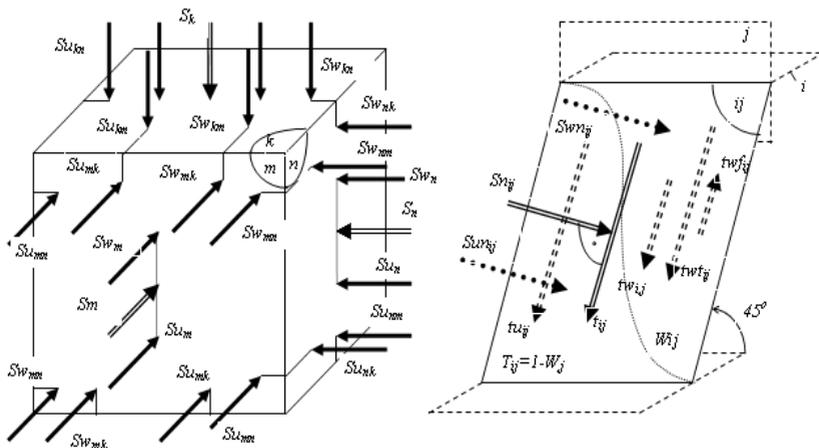


Рисунок 4.26 – Совокупность нормальных и сдвиговых напряжений в материале с микродефектами разрывов и сдвигов

При нагружении материала наряду с обычными средними макронапряжениями t_{ij} следует учитывать упругие микронапряжения tu_{ij} в ненарушенной (упругой) U области и предельные tw_{ij} в области дефектов W , занятой поврежденностями w_{ij} .

На основании классической статистики Больцмана о термofлуктуации энергии в твёрдом теле выведена фундаментальная система дифференциальных кинетических уравнений изменения структур-

ного состояния материала, его деформирования во времени, длительной прочности и долговечности при воздействии любых температурных и силовых полей, меняющихся во времени t . Эти уравнения образуются круговой перестановкой индексов ($i, j = 1, 2, 3$):

$$\frac{\partial w_{ij}}{\partial t} = Ru_{ij}(1 - w_{ij}) \exp\left(\frac{tu_{ij} - Pu_{ij}}{akT}\right) - R w_{ij} w_{ij} \exp\left(\frac{-tw_{ij} + Pw_{ij}}{akT}\right), \quad (4.45)$$

где $Ru_{ij}, R w_{ij}$ – реономные постоянные материала, c^{-1} ;

a – размерная постоянная, Па/Дж;

tu_{ij}, tw_{ij} – компоненты микронапряжений на площадке (i, j) в U - и W -областях, Па;

$Pu_{ij}; Pw_{ij}$ – матрицы прочности материала для разрывов и сдвигов в упругих U - и дефектных W -областях тела разной пространственной ориентации при данном напряжённом состоянии, Па.

Первое и второе слагаемые в правой части уравнений описывают соответственно скорости разрушения и залечивания упругих $T_{ij} = (1 - w_{ij})$ и дефектных w_{ij} участков материала.

Фундаментальная система дифференциальных уравнений кинетики разрушения микродефектного тела (4.45) базируется на современных физических воззрениях физики и механики твёрдого тела, охватывает все особенности его термомеханического поведения при произвольных изменениях внешних полей напряжений и температур во времени и пространстве. Частными решениями этой системы уравнений являются известные явления затухающей и незатухающей ползучести, релаксации напряжений, законы различных теорий пластичности и др. В её рамках находят не только объяснение, но и количественное обоснование известные эффекты и явления:

пинч-эффект;

эффект Баушингера;

эффект Кайзера;

запредельное поведение материалов (особое их деформирование в частично разрушенном состоянии после преодоления прочности в режиме заданной скорости деформаций);

эффекты «отдыха» после разгрузки (частичное восстановление сплошности внутренней структуры в результате залечивания повреждений);

внутренние напряжения (напряжения, которые возникают или существуют в материале без участия внешних сил (температурные, вызванные неоднородностью структуры после снятия нагрузки и пр.);

возвратная ползучесть (возникает в материале после снятия нагрузки и направлена на восстановление размеров тела после деформации);

гистерезис (свойство систем, у которых деформация зависит от напряжений, действовавших ранее, то есть системы зависят от собственной истории) и пр.

Поэтому к числу важнейших проблем механики горных пород следует отнести развитие и конкретизацию теории реономной микромеханики деформирования и разрушения, которая способна с единых методических позиций дать описание всей совокупности механических явлений и процессов, происходящих при нагружении горных пород и квазихрупких материалов.

Вопросы для самоконтроля

1. Кто впервые начал научное изучение теории прочности?
2. Какие основные факторы влияют на процесс разрушения?
3. Что показывает паспорт прочности, и какие ему присущи свойства?
4. В каких направлениях развивались теории прочности?
5. В чём состоят недостатки классических теорий прочности?
6. В чём сущность теории прочности Кулона-Мора?
7. Какими факторами обусловлена теоретическая прочность ма-

териалов?

8. Почему теоретическая прочность много выше фактической?
9. Основные положения роста трещины по теории Гриффитса.
10. Почему механика разрушения не решила проблему прочности?
11. В чём состоят основные положения новой (аналитической) теории прочности? Базовые понятия трения и когезии.
12. Критерий прочности Кулона-Мора, простейшие паспорта прочности.
13. Какие процессы сопровождают рост трещин в материале?
14. Основные предпосылки аналитической теории прочности и её основное уравнение.
15. Как учитывает трещины аналитическая теория прочности?
16. С какой целью, и как линеаризируют паспорта прочности?
17. Почему надо учитывать влияние слоистости и анизотропию прочности?
18. Как построить эпюру прочности на породном контуре выработки?
19. В чём сущность термофлуктуационной теории разрушения твёрдых тел.
20. Как зависит длительная прочность от времени?
21. Как теоретически вывести уравнение длительной прочности?
22. Какие факторы влияют на длительную прочность материалов?
23. Для чего вводят понятие дефекта долговечности?
24. В чём состоит принцип суммирования повреждённости?
25. Что изучает реономная механика разрушения?
26. Какие особенности конфигурации разрывных и сдвиговых микродефектов при растяжении и сжатии твёрдого тела?
27. Основные положения реономной микромеханики разрушения, её система кинетических уравнений.

5 МАСШТАБНЫЙ ЭФФЕКТ СТРУКТУРНО НЕОДНОРОДНЫХ МАССИВОВ

5.1 Основные понятия и определения	193
5.2 Особенности описания масштабного эффекта.....	195
5.3 Теоретическое обоснование масштабного эффекта.....	201
5.4 К основам структурной геомеханики.....	208
5.5 Исследование масштабного фактора прочности.....	213
5.6 Классификация породных массивов.....	217

5 МАСШТАБНЫЙ ЭФФЕКТ СТРУКТУРНО НЕОДНОРОДНЫХ МАССИВОВ

5.1 Основные понятия и определения

В последнее время все большее внимание ученых привлекает важная проблема протекания различных физических процессов в средах сложного структурного строения. К таким средам в первую очередь следует отнести массив горных пород, а также большинство естественных и искусственных материалов: лед, уплотненный снег, пески и грунты, минералы и породы, бетон, бумага, композиты, биологические структуры и др. Многочисленными опытами было обнаружено, что при изменении размеров образцов из различных материалов их свойства (в том числе и прочность) меняются. Важность этой проблемы для горной промышленности состоит в том, что все горно-инженерные воздействия на массив должны выполняться на основе достоверных знаний о свойствах и состоянии горных пород, слагающих этот массив. Проблема масштабного эффекта заключается в том, чтобы уметь оценить свойства всего массива горных пород по результатам испытаний сравнительно небольших стандартных образцов.

Явление (феномен) зависимости каких либо свойств материала при изменении размеров (масштаба) образцов носит название *масштабного эффекта* – МЭ (scale effect). Важно отметить, что МЭ в той или иной мере проявляется у всех неоднородных (гетерогенных) по своему составу материалов: горных пород, бетонов, растворов, дерева, льда, снега и т.д.

МЭ сказывается не только на прочности (как это обычно считается), но и на всех известных свойствах материалов:

- механических (деформационные и прочностные),
- электромагнитных (электропроводность, магнитная восприимчивость, диэлектрическая проницаемость и др.),
- тепловых (коэффициенты теплопроводности, диффузии, и пр.),

- волновых (скорости продольной и поперечной волн, декременты затухания и др.),
- гидравлических (фильтрация, газопроницаемость и т.д.).

Масштабным фактором будем называть проявление масштабного эффекта для конкретного свойства (прочности, показателей деформации и др.) и обозначать в виде $Mf(\sigma_c)$, $Mf(\sigma_p)$, $Mf(\varphi)$ (для прочностей на одноосные сжатие и растяжение, угла внутреннего трения и т.д.).

МЭ был экспериментально обнаружен при определении прочностных свойств горных пород на образцах разных размеров. Многочисленными испытаниями достоверно было установлено, что при увеличении размеров образцов их прочность снижается. Поэтому проблема МЭ изучалась именно для прочности, без обобщения на другие свойства материала, что значительно сузило и замедлило раскрытие физической сути закономерностей этого широко распространённого природного феномена.

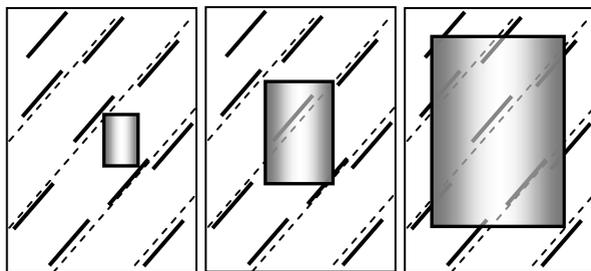


Рисунок 5.1 – Сущность проявления масштабного эффекта при увеличении размеров образцов

В настоящее время установлено, что МЭ обусловлен сменой структурного строения образца при изменении его размеров. Чаще всего в массивах горных пород МЭ вызывается наличием систем трещин (трещиноватости) и различного рода неоднородностей. На рисун-

ке 5.1 представлены три сечения одного и того же массива горных пород с известным распределением трещин, только размер породных образцов, отобранных из массива, различается в пропорции 1:2:4. Наглядно можно проследить, что по мере увеличения размера образца его пересекает все большее количество трещин, что приводит к уменьшению его прочности.

Закономерность почти очевидна: чем больше размер образца по сравнению с характерными размерами трещин (длиной и расстоянием между ними), тем больше вероятность его пересечения трещинами, тем меньше его прочность. При этом следует учитывать соотношение размеров образца и характерного размера трещин (линейное, по площади или объёмное).

В практике ведения горных работ МЭ учитывается грубо приближённо, что ведёт к опасным или даже катастрофическим последствиям: горным ударам, выбросам породы и угля, разрушению оснований дамб и плотин и др. Поскольку проблема оценки МЭ является весьма актуальной, важно понять сущность феномена МЭ и изучить закономерности, которым он подчиняется.

5.2 Особенности описания масштабного эффекта

Рассмотрим проблему получения исходных данных о структурном строении массива. Пусть по мере увеличения масштаба изменяется по определённому закону и нарушенность (например, трещиноватость) массива. Следовательно, возникает задача определения структуры среды при наличии различных систем неоднородностей (для горного массива чаще всего – трещин или поверхностей ослабления).

Для системы трещин эти показатели принимаются приближённо осреднёнными по всей их совокупности (выборке) в массиве. Разные прикладные задачи используют разные показатели структурного строения массива. Так, например, для подземной гидро- и газодинамики важно знать проницаемость массива, которая предопределяется сово-

купностью пор и трещин, соединенных между собой. Для тепловых задач важно знать общую пористость массива и свойства материала, которым заполнены пустоты.

Для механических свойств главную роль играет степень раздробленности массива, которую наиболее полно характеризует *поврежденность ω* .

Поврежденность (дефектность) $\omega = A_t / A$ – это относительный размер площади A_t трещин (ослаблений, дефектов) на площадке A разрушения. Её однозначно дополняет понятие *сплошности $\psi = 1 - \omega$* как мера сохранности структуры массива.

Иными словами, сплошность ψ – это удельная часть ненарушенной ослаблениями поверхности. Здесь может появиться необходимость введения уточнений, поскольку форма трещин может быть разной, следует учитывать особенности контактов берегов, их неровности, взаимную ориентацию в пространстве и др. Однако на первом этапе учитывать эти факторы не будем, поскольку важно на простой модели установить наиболее общие закономерности.

По установившейся традиции, многие исследователи пытались описать масштабный фактор прочности с помощью экспериментальных исследований зависимости прочности от геометрических размеров образца и массива, для чего проводили испытания образцов разных размеров. Это был эмпирический подход, основанный на результатах, полученных путём трудоёмких лабораторных и натуральных испытаний образцов и крупных породных блоков. Такого рода лабораторные и натурные испытания могли дать лишь сугубо приближенные оценки о прочности, причём, только при одноосном сжатии. Роль напряжённого состояния на изменение МЭ прочности и другие важные закономерности по этим исследованиям предвидеть, а тем более предсказать, было невозможно.

Придадим понятию МЭ большую четкость и достоверность, что позволит наметить и подходы к его вычислению.

Масштабный эффект МЭ – это степень изменения структур-

ного строения участка массива горных пород (среды) заданного размера по сравнению с базовым образцом иного размера.

В качестве образца (базы) могут служить произвольные объемы массива, не обязательно однородные. Поэтому МЭ будет зависеть от соотношения систем трещин и неоднородностей разного порядка, которые заключены в сравниваемых различных объемах материала. Отсюда следует, что бессмысленно, как это иногда делалось ранее, называть только численную величину МЭ без указания, какие по величине размеры массива и образца сравнивают друг с другом и при каком именно его состоянии и внешних воздействиях (напряженном, деформационном, температурном, электромагнитном и др.) оценивают МЭ.

В частности, широко применяется понятие коэффициента структурного ослабления массива k_C , который учитывает нарушенность массива поверхностями без сцепления. Его принимают равным отношению прочности пород в массиве к прочности образца стандартного размера:

$$k_C = \sigma_m / \sigma_o . \quad (5.1)$$

Значение k_C следует выбирать, в соответствии с нормами проектирования, в зависимости от расстояния между поверхностями ослабления l_0 . Очевидно, чем меньше расстояние между трещинами l_0 будет в массиве, тем меньше будет прочность образцов даже одинакового размера. Поэтому более уместное название для k_C – коэффициент сплошности массива, поскольку он возрастает по мере увеличения сплошности и уменьшается при её снижении.

В таблице 5.1 приведены рекомендуемые в нормах проектирования значения k_C . Обратим внимание на то, что k_C зависит только от расстояния между трещинами по нормали и в то же время он не учитывает второй важный геометрический параметр – расстояние

между соседними трещинами в их плоскости, что может давать значительные неточности. Например, сплошность массива будет сильно различаться, если это расстояние будет меняться от 0 (непрерывная поверхность ослабления типа плоскости напластования $k_C=0$) до величин 10...20 м (отдельные редкие трещины), когда столь незначительная нарушенность массива не оказывают заметного влияния на его свойства даже при малых значениях между трещинами по нормали ($k_C=1$).

Таблица 5.1 – Коэффициент структурного ослабления массива k_C

$l_0, \text{м}$	>1,5	1,5...1	1...0,5	0,5...0,1	<0,1
k_C	0,9	0,8	0,6	0,4	0,2

Для дальнейшего учёта и конкретизации МЭ введём понятие **масштабного фактора Mf** для какого-либо заданного показателя материала.

Масштабный фактор Mf – величина, равная отношению показателя заданного свойства $\Pi(x)$ к базовому показателю $\Pi(x_0)$ при изменении геометрического размера x (линейного l , площади A , или объёма V).

$$Mf(x/x_0) = \frac{\Pi(x)}{\Pi(x_0)}. \quad (5.2)$$

В общем виде формулу для масштабного фактора Mf прочности на одноосное сжатие σ_C можно записать в виде:

$$Mf[\sigma_C(x/x_0)] = \frac{\sigma_C(x)}{\sigma_C(x_0)}, \quad (5.3)$$

где x, x_0 – один из геометрических размеров (линейный $x = l$,

площадь $x = A$, или объём $x = V$) соответственно искомого и базового образца;

$\sigma_c(x)$, $\sigma_c(x_0)$ – прочность соответствующих образцов.

Если $Mf > 1$, то показатель свойств возрастает по мере роста масштаба, при $Mf < 1$ – наоборот, снижается. По сути, масштабный фактор для прочности на одноосное сжатие – это есть не что иное, как коэффициент структурного ослабления k_c , дискретно усреднённый на отрезке изменения длин образца $[l_0; l_1]$ (см. рис. 5.2).

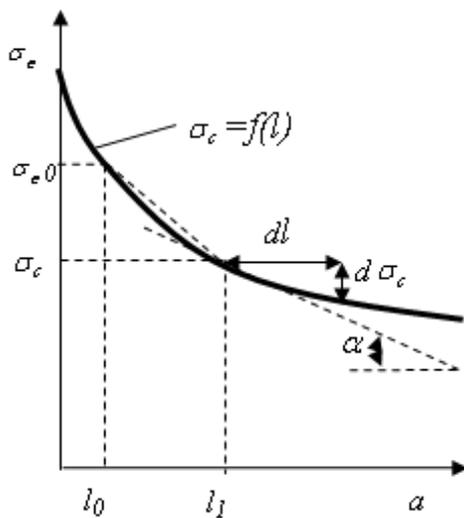


Рисунок 5.2 – Масштабный фактор $Mf(\sigma_c)$ для одноосного сжатия

Масштабный фактор Mf свойства $\Pi(x)$ может изменяться нелинейно по монотонной или кусочно непрерывной кривой. При этом даже для одного типа свойств материала он может существенно отличаться. Например, следует иметь в виду, что Mf будет различным для прочности на сжатие, растяжение, изгиб и т.д. Это существенно

усложняет и без того сложную задачу его определения.

Из такой постановки задачи о масштабном факторе следуют основополагающие выводы:

- для одного и того же материала (породы) существует множество масштабных факторов, которые соответствуют разным показателям свойств;

- для каждого из свойств любого материала (породы) могут быть определены различные масштабные факторы по разным измерительным базам (линейные, площадные, объёмные);

- масштабный фактор отнюдь не может быть выражен постоянным числом (это простейший частный случай), на самом деле это некоторая, скорее всего немонотонная, функция от того или иного размера.

Какое соотношение у масштабных факторов разных измерительных баз (линейная – площадная – объёмная)? Какую измерительную базу следует взять для наиболее адекватного отражения масштабного фактора произвольного физического свойства? Ответы на эти вопросы определяют дальнейшие методические решения по реальному измерению этих масштабных факторов и их правильному учёту при ведении конструкторских и проектных работ.

Исходя из самых общих физических представлений, можно априори предположить (а потом это будет следовать из теории), что попытки описания масштабного фактора на основании линейной или площадной измерительной базы ущербны, поскольку и линия и площадь нуждаются в пространственной ориентации, т.е. не являются скалярами (по сути, они – векторы). Поэтому масштабный фактор будет изменяться в зависимости от пространственного положения линии или площади. Зато объём как независимая переменная, изменение которой вызывает изменение любого физического свойства среды, является скаляром (для трёхмерного пространства). Поэтому измерение и вычисление масштабного фактора должно быть основано на учёте изменения объёма или пространственного блока в изучаемой среде (например, в массиве горных пород). Отсюда следует методическая

неполноценность (см. табл. 5.1.) описания структурного ослабления массива k_C на основании расстояния между трещинами (т.е. линейного размера).

Обратим внимание на то, что при использовании конкретного значения масштабного фактора необходимо всегда указывать параметры, при котором он определен. В первом случае для коэффициента k_C – это отрезок масштабной шкалы ($l_1; l_0$), а во втором (5.2) – это те исходные данные размеров l_1 и l_0 , для которых определяется Mf , т.е. $M\sigma_c(l_1; l_0)$. Для коэффициента k_C в нормах проектирования по умолчанию подразумевают размер l_0 исходного образца порядка 0,05...0,1 м.

Без указания исходных параметров упоминание о значении Mf , а тем более оперирование им в расчетах, представляется бессмысленным, а во многих случаях и опасным. К сожалению, в настоящее время такое использование Mf из-за отсутствия теоретических обоснований, является обычным.

5.3 Теоретическое обоснование масштабного эффекта

До сих пор МЭ рассматривался путем изучения изменения заданного свойства (например, прочности на одноосное сжатие) от размеров взятого образца. Однако, анализ основных закономерностей, управляющих проявлениями масштабного эффекта, заставляет разделить на отдельные последовательные проблемы рассмотрение структуры массива и зависимых от этой структуры механических и других свойств. Тем самым мы приходим к выводу, что вначале следует изучить структуру, т.е. геометрию внутреннего строения массива, и лишь после этого, в зависимости от структурного строения, рассматривать его механические и любые другие свойства, зависимые от этой структуры.

Следовательно, если раньше судили о структурной нарушенно-

сти массива по изменению его прочностных свойств, то теперь предлагается вначале изучить структуру массива, а лишь потом – как она влияет на изменение его свойств. Иными словами, принимаем за основную научную предпосылку утверждение, что структура материала – первична, а его свойства – вторичны.

Для количественной оценки масштабного фактора прочности рассмотрим простейшую демонстрационную модель массива горных пород. Пусть массив сложен однородной породой, которая рассечена параллельными плоскостями послаблений (плоскими трещинами). Расстояние между трещинами в среднем равно l_t (рис. 5.3). Вновь введём нормированные параметры для описания степени неоднородности (или ослабления) массива:

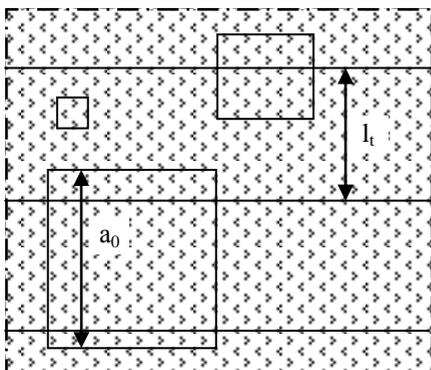


Рисунок 5.3 – Расчетная схема для слоистого массива

1) ω – поврежденность, которая определяется по формуле $\omega = A_t / A$, где A и A_t – общая площадь и площадь трещин на поверхности ослабления;

2) $\psi = 1 - \omega$ – сплошность, аддитивно дополняющая поврежденность; имеет смысл остаточной сплошности образца по площади.

Идея моделирования МЭ заключается в том, что внутрь массива случайным образом помещаем («вбрасываем») пробный образец с заданными размерами a_0 . Для простоты рассуждений и наглядности рассмотрим плоскую (двумерную) задачу. Для плоской задачи это квадратный, а для трёхмерного случая – кубический пробный образец. Его поврежденность ω изменяется в зависимости от того, попадает ли он на участок с трещиной или нет. Именно этот параметр ω (или ψ) полностью отражает структурные особенности массива для заданной

системы трещин и предопределяет закономерности проявления МЭ для различных физических свойств, в том числе и для прочности.

Вначале возьмём элементарный кубик пренебрежимо малых размеров $a \rightarrow 0$ и $V \rightarrow 0$. Начнём его произвольно случайным образом «бросать» в массив. Поскольку трещины в массиве имеют очень малую толщину по сравнению с расстоянием между ними l_t , то вероятность попадания пробного точечного образца на трещину окажется ничтожно малой. Поэтому можно считать, что образец, как бы долго

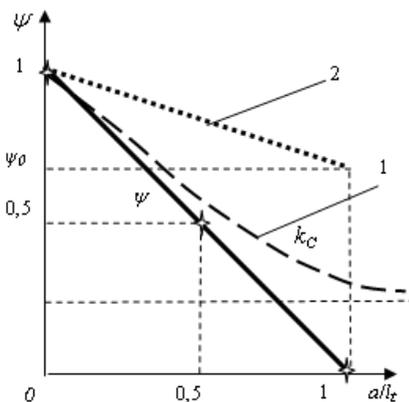


Рисунок 5.4 – Масштабный эффект в слоистом массиве

мы его не «бросали» в массив с трещинами, трещину не пересечёт и останется целым (не повреждённым), т.е. в этом случае $\omega = 0$, а сплошность образца $\psi = 1 - \omega = 1$. Мы получили первую точку на графике масштабного эффекта структурного строения массива ($\psi = 1$ на сплошной линии рис. 5.4).

Возьмём второй предельный случай, когда размер пробного образца равен или больше расстояния между трещинами $a/l_t \geq 1$. Из рисунка 5.3 сразу видно, что такой образец будет обязательно пересечен, по крайней мере, одной трещиной. Следовательно, у него повреждённость становится максимальной $\omega = 1$, а сплошность оказывается равной $\psi = 0$. Это даёт вторую крайнюю точку на оси абсцисс того же графика.

Наконец, найдём третью, промежуточную точку графика масштабного эффекта, для чего возьмём пробный образец с размером, равным половине расстояния между трещинами $a/l_t = 0,5$. Вновь проведём мысленный опыт по «вбрасыванию» образца. Очевидно, что из

всех образцов половина (с вероятностью 0,5) пересечёт трещину и их сплошность будет нулю $\psi = 0$, а вторая половина «вброшенных» образцов с вероятностью 0,5 окажется между трещинами и их сплошность будет полностью сохранена $\psi = 1$. В среднем сплошность для всех образцов после осреднения равна: $\psi = 0,5 \cdot 0 + 0,5 \cdot 1 = 0,5$. Таким образом, получили третью искомую точку на графике.

Методом математической индукции можно обобщить приведенные рассуждения и получить формулу для определения зависимости сплошности образца при его произвольном размере:

$$\psi = 1 - a/l_t, \quad (0 \leq \psi \leq 1). \quad (5.4)$$

Поместим на тот же график (рис. 5.4) значения коэффициента структурного ослабления k_C , приведенного ранее в таблице 5.1 и полученного примерно для той же модели массива, разбитого параллельными поверхностями без сцепления. Как видим, прочность массива, оцениваемая с эмпирических позиций в виде коэффициента k_C (кривая 1), заметно завышена, особенно в области больших размеров образцов.

Однако формулой (5.4) охвачены далеко не все случаи проявления масштабного эффекта. Так, если между плоскостями ослабления существует некоторое сцепление, которое характеризуется остаточным значением сплошности ψ_0 , то формула для вычисления МЭ будет иметь вид (график 2 на рис. 5.4):

$$\psi = \psi_0 + (1 - \psi_0) \cdot a/l_t; \quad (\psi_0 \leq \psi \leq 1). \quad (5.5)$$

Можно предположить в порядке дальнейшего обобщения, что массив имеет не идеальную начальную сплошность $\psi = 1$, а в нём присутствуют ослабления более низкого уровня, т.е. меньшего масштаба по сравнению с рассматриваемым, значит, его начальная

сплошность равна $\psi = \psi_s < 1$. Тогда уравнение для оценки сплошности массива заданной системой трещиноватости несколько видоизменится, поскольку при $a = 0$ необходимо положить $\psi = \psi_s < 1$:

$$\psi = \psi_0 + (\psi_s - \psi_0) \cdot a / l_t; \quad (\psi_0 \leq \psi \leq \psi_s) \quad (5.6)$$

Возникает вполне естественный вопрос: как оценить структурную поврежденность массива, если он содержит определённую систему трещин, имеющих прерывистое распространение, т.е. длина трещин ограничена?

Расчёты, которые мы здесь не приводим, показывают, что при дискретном распределении неоднородностей сплошность массива при изменении размеров пробного образца подчиняется **линейным** зависимостям и соблюдается **принцип суперпозиции** (наложения эффектов от разных систем неоднородностей).

Принцип суперпозиции – один из самых общих и полезных законов во многих разделах физики и механики. В самой простой формулировке принцип суперпозиции гласит: если реакция системы прямо пропорциональна величине воздействия (линейная функция), то общий эффект от наложения подобных воздействий, на которые система даёт линейный отклик, получают путём простого **суммирования** всех откликов системы на каждое из воздействий. Наиболее простой пример – результат воздействия на частицу нескольких внешних сил есть просто сумма результатов воздействия каждой из сил в отдельности.

Оказывается, что влияние трещинной неоднородности на поврежденность массива $\omega = 1 - \psi$ подчиняется **принципу суперпозиции!** Это необычайно важный вывод, который играет решающую роль при рассмотрении реальных массивов с различными системами трещин и ослаблений.

На рисунке 5.5 показаны графики снижения сплошности при

увеличении размеров образца a , помещенного в структурный блок с трещиной размером l . Как видим, все графики являются линейными и учитывают наличие остаточной сплошности, если она есть на поверхности трещины. Когда в массиве имеется начальная поврежденность, вызванная структурными нарушениями соподчинённого масштаба, т.е. начальная сплошность меньше единицы $\psi = \psi_s < 1$, то графики на рисунке 5.5 будут выходить не из точки $\psi = 1$, а из точки $a = 0$; $\psi_s < 1$, т.е. линии несколько сдвинутся к началу координат.

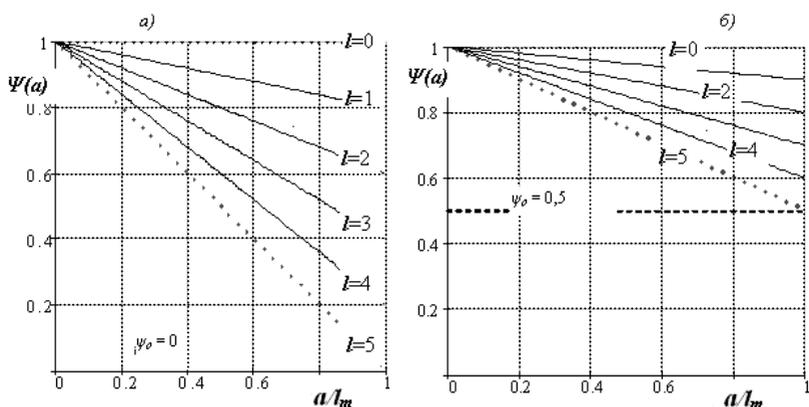


Рисунок 5.5 – Зависимость сплошности образца от его размера a при изменении длины трещины l_m в структурном блоке при а) $\psi_0 = 0$; б) $\psi_0 = 0,5$

Обратим внимание на прямую вероятностную трактовку задачи о масштабном факторе. Поскольку мы «бросаем» пробный объём разного размера на заданную систему трещин в горном массиве, то такая постановка задачи о возможности попадания этого объёма на трещину очень схожа со знаменитой задачей Бюффона⁵⁶, которая состоит в следующем. На плоскости начерчены параллельные прямые, находящиеся друг от друга на расстоянии 2α . На плоскость наудачу брошена игла

длины $2l < 2\alpha$. Какова вероятность того, что игла пересечёт какую-нибудь прямую? Хотя трактовки и похожи, но результаты оказались разными. Задача Бюффона нацелена на учёт в вероятности ориентировки иглы относительно прямых (для вероятности получена синусоида), а наша задача – о влиянии размеров пробного объёма на вероятность пересечения трещины (линейная зависимость).

Уравнения (5.4)-(5.6) показывают, по сути, какова **вероятность** сохранения сплошности пробного образца при возрастании его объёма. Если образец имеет пренебрежимо малый объём, то его сплошность максимальна и, самое главное, вероятность этого равна 1. Если образец превышает предельное расстояние между трещинами, его сплошность минимальна, а вероятность получить большее её значение равна нулю. Поэтому сплошность образца меняется в пределах $\psi_0 \leq \psi \leq \psi_s$, а вероятность p – соответственно в пределах $0 \leq p \leq 1$.

Рассмотрим достаточно простую и показательную задачу оценки влияния масштабного фактора на прочность пород в слоистом массиве. Чтобы произвести такую оценку, следует, прежде всего, изучить структурные показатели данного массива. Для слоистого массива характерно то, что ослабления имеют форму квазипараллельных поверхностей, на границах которых прочностные показатели ослаблены.

Пусть путём геофизических исследований установлено, что среднее расстояние между поверхностями ослабления (по сути, равное мощности пластов) равно l_t , при этом сплошность на поверхности ослабления равна ψ_0 , а сплошность массива между плоскостями равна $\psi_0 < \psi_s \leq 1$. Тогда, согласно (5.6), график изменения сплошности пробного образца по мере увеличения его относительного размера будет представлять собой отрезок наклонной прямой, которая выходит из точки $a/l_t = 0; \psi = \psi_s$ до точки $a/l_t = 1; \psi = \psi_0$, а далее идёт прямая, параллельная оси абсцисс. Это значит, что в данных условиях нарушения массива дальнейшее увеличение масштаба структурного блока не приводит к изменению его повреждённости – она достигла своего минимума. *(Читателю предлагается самостоятельно построить соответствующий график).*

Таким образом, решение проблемы масштабного эффекта стало возможным после того, как она была расчленена на две самостоятельные подзадачи:

- а) описание структурного строения массива с неоднородностями;
- б) определение произвольных физико-механических свойств массива с заданными структурными особенностями.

Принцип суперпозиции, основанный на линейной зависимости сплошности структурного блока от размера пробного образца, является мощным инструментом дальнейшего исследования поврежденности массива при сколь угодно сложном его структурном строении, включая разнообразно ориентированные системы трещин и ослаблений.

5.4 К основам структурной геомеханики массива

Введём базовое понятие *«структурного» блока* массива для заданной системы трещин, для чего каждую трещину усреднённых размеров заключим в центр структурного блока. Его размеры равны усреднённым линейным параметрам системы трещин. Массив будет сложен из этих структурных блоков, по простиранию равных среднему расстоянию между центрами трещин, а по нормали – расстоянию между плоскостями ослабления, которые образованы трещинами. Получаем форму структурных блоков в виде прямоугольных параллелепипедов (или, в более общем случае – призм), слагающих горный массив (рис. 5.6).

Таким образом, структурный блок охватывает отдельную трещину площадью A , помещённую в его центр, и полностью отражает заданную систему трещиноватости, т.е. является элементарной объёмной ячейкой массива.

Какова будет полная поврежденность структурного блока, если пробный образец достигнет его предельного размера? Для этого следует воспользоваться интуитивно понятной формулой, вытекающей из самого определения поврежденности: $\omega = A / b_1 b_2 = l_1 l_2 / b_1 b_2$.

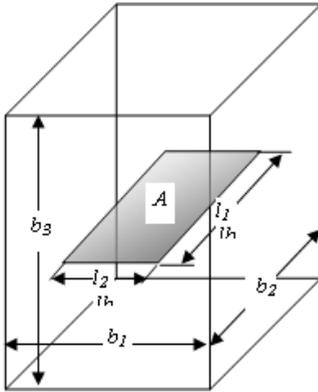


Рисунок 5.6 – Структурный блок с трещиной

Тем самым мы получили достаточно важное утверждение: для каждой заданной системы структурной нарушенности массива всегда существует минимальное значение размеров элементарного блока a_{max} , после превышения которого любые размеры образцов не изменяют своей нарушенности, т.е. масштабный эффект остаётся *постоянным*.

Убедившись в правомочности принципа суперпозиции, можно перейти к описанию структурной геомеханики неоднородных массивов, т.е. к решению проблемы масштабного эффекта на базе структурного строения массива.

Пусть в исходном горном массиве с помощью геофизических и натуральных исследований для некоторой выделенной системы поверхностных неоднородностей (трещин, контактов и ослаблений) определены и известны геометрические и деформационно-прочностные показатели.

Введём основные обозначения, удобные для прикладного использования. Плоские неоднородности представим в виде условного прямоугольника с осреднёнными размерами l_1 и l_2 , а размеры структурного блока, который имеет форму прямоугольного параллелепипеда, обозначим $b_1 b_2 b_3$, причём, не умаляя общности рассуждений, неоднородность находится в его центре и коллинеарна плоскости $b_1 b_2$, т.е. имеет направляющий вектор b_3 . Важной особенностью элементарного структурного блока для заданной системы трещин является то, что у блока большего размера поврежденность не увеличивается. Значит, элементарный структурный блок отвечает условиям минимальности и представительности.

Используя принятые геометрические обозначения, можно вычислить масштабный эффект, показывающий зависимость поврежденности $\omega(x)$ от размера пробного образца a для заданной системы неоднородностей:

$$\omega(a) = \omega_0 \Gamma(a) \frac{l_1 l_2}{V_b}, \quad \Gamma(a) = \begin{cases} a & \text{при } 0 < a < b_3 \\ b_3 & \text{при } a > b_3 \end{cases} \quad (5.7)$$

где ω_0 – остаточная поврежденность на участке контактного ослабления, $0 < \omega_0 \leq 1$;

$V_b = b_1 b_2 b_3$ – осреднённый объём структурного блока.

Из (5.7) следует, что при $a = 0$ выполняются равенства $\Gamma(0) = 0$ и $\omega(0) = 0$, а при $a > \max(b_1, b_2, b_3)$, $\omega(a) = \omega_0$. Поврежденность ω , благодаря функции $\Gamma(a)$, возрастает прямо пропорционально a и затем становится постоянной.

Зависимость (5.7) является основной в теории структурной геомеханики неоднородных массивов.

В частном случае, который весьма типичен для массивов осадочных горных пород, где наблюдаются ослабления в виде слабых прослоек или ослабленных слоевых контактов между пластами, зависимость (5.7) вырождается в простую формулу, поскольку в этом случае соотношение площадей ослабления и блока: $l_1 l_2 / b_1 b_2 \Rightarrow 1$, т.е.

$$\omega(a) = \omega_0 \Gamma(a) / b_3, \quad \Gamma(a) = \begin{cases} a & \text{при } 0 < a < b_3 \\ b_3 & \text{при } a > b_3 \end{cases} \quad (5.8)$$

Опираясь на принцип суперпозиции, соотношение (5.7) можно распространить на более общий случай, когда в массиве имеется n параллельных разных систем трещин, что дает:

$$\omega(a) = \omega_s + \sum_{i=1}^n \left[\omega_0 \Gamma(a) \frac{l_1 l_2}{V_b} \right]_i, \quad \Gamma(a) = \begin{cases} a & \text{при } 0 < a < b_3, \\ b_3 & \text{при } a > b_3, \end{cases} \quad (5.9)$$

где ω_s – исходная поврежденность нулевого порядка в массиве, i -тая из n компланарных систем ослаблений в массиве.

Из общих теоретико-экспериментальных соображений можно принять, что параметры структурных блоков массива являются, в силу своего генезиса и геологической истории развития, случайными величинами и подчиняются в основном логнормальному закону распределения. Исследование вероятностных законов распределения трещин можно выполнить по методике, разработанной проф. Шашенко А.Н.⁵⁷ (НГУ).

В качестве примера на рисунке 5.7 приведены результаты наложения масштабного фактора от трёх систем ослаблений в массиве с нулевой начальной поврежденностью. При этом, если в дискретном представлении (5.8) сплошность массива отражает МЭ в виде ломаной линии (показаны сплошной линией), то в непрерывном описании при замене сумм на интеграл эти линии (показаны пунктиром) имеют вид плавных огибающих. Как видно из графиков, каждая система ослаблений вносит свой вклад в конечный (суммарный) масштабный фактор, который, как и следовало ожидать, не зависит от последовательности суммирования слагаемых.

Таким образом, график МЭ принимает вид ломанной кривой, которая постепенно переходит в постоянную суммарную поврежденность, не зависящую от дальнейшего увеличения размера пробного образца a .

Полученные результаты позволяют сформулировать цели и объекты натурных измерений структурных неоднородностей в массиве. Так, геофизическими изысканиями следует установить:

- размеры пространственного структурного блока в виде прямоугольного параллелепипеда с объемом, соответствующими линейным размерам системы трещин $V_b = b_1 b_2 b_3$;
- площадь A_{ij} трещины (ослабления) ($A_{ij} < b_i b_j$) расположенной в

центре структурного блока, где i, j – координаты, в плоскости которых находится ослабление;

- исходную поврежденность $0 \leq \omega_s \leq 1$ структурного блока, вызванную неоднородностями систем ослаблений меньшего порядка;
- сплошность ω_b на поверхности ослабления (контакта, трещины).

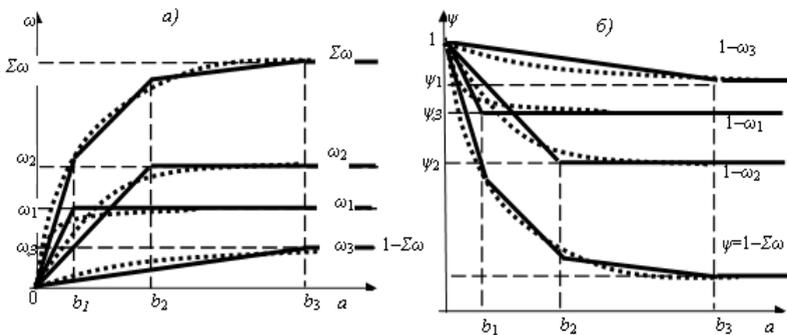


Рисунок 5.7 – Масштабный эффект как суперпозиция (наложение) повреждённостей в массиве при трёх системах ослаблений ($\omega_1, \omega_2, \omega_3$) с тремя структурными блоками (b_1, b_2, b_3) на графиках а) поврежденностей и б) сплошностей

Как видно из вышеизложенного, основные усилия по исследованию масштабного эффекта были потрачены на определение структурной нарушенности массива. Как же следует определить влияние масштабного фактора на прочность? Эту задачу можно решить путём использования аналитической теории прочности. Если структурные неоднородности представлены в виде ориентированных в пространстве структур (системы трещин или поверхностей ослаблений), то здесь более уместным будет применение методов, разработанных для полярной диаграммы прочности.

5.5 Исследование масштабного фактора прочности

Главная трудность при определении масштабного фактора прочности заключается в том, что необходимо учитывать трещиноватость и поврежденность массива. С появлением аналитической теории прочности микродефектных материалов (горных пород) такая возможность количественных оценок появилась.

Воспользовавшись уравнениями аналитической теории прочности, которая построена на решении дифференциальных уравнений, соответствующих той или иной степени трещиноватости массива пород, можно записать прочность ненарушенного (сплошного однородного) и нарушенного ослаблениями (в виде открытых трещин разрыва) материала в виде:

$$[\tau_{nt}] = \tau_0 \left(\frac{\sigma_n}{\sigma_0} + 1 \right)^\alpha ; \quad \text{и} \quad [\tau'_{nt}] = \tau_0 \psi \left(\frac{\sigma_n}{\sigma_0 \psi} + 1 \right)^{\alpha \psi} , \quad (5.10)$$

Уравнение критерия прочности получено для массива с рассеянными на площади открытыми трещинами с дефектностью $\omega = 1 - \psi$. Следует обратить внимание на тот факт, что открытые трещины в массиве не только снижают его прочностные параметры τ_0 и σ_0 , – когезии сдвига и отрыва, – но и значительно уменьшают параметр хрупкости $\alpha_1 = \psi \alpha < \alpha$ по сравнению с ненарушенным массивом.

Масштабный фактор прочности будем определять как отношение предельных сдвигающих напряжений при разрушении материала:

$$M_f(x) = \frac{[\tau'_{nt}]}{[\tau_{nt}]} = \psi(x) \left(\frac{\sigma_n}{\sigma_0 \psi(x)} + 1 \right)^{\alpha \psi(x)} \left(\frac{\sigma_n}{\sigma_0} + 1 \right)^{-\alpha} . \quad (5.11)$$

Основной величиной, предопределяющей Mf в этой формуле является сплошность $\psi = f(x)$, которая зависит от размера образца x

и способна в явном виде отразить все структурные особенности строения массива, а их можно определить натурными измерениями в массиве. На рисунке 5.8 представлены графики изменения паспорта прочности и масштабного фактора для аргиллита, у которого ненарушенный образец имеет свойства: $\alpha = 0,3$; $\sigma_0 = 5$ МПа; $\tau_0 = 15$ МПа. Достоинством представленных данных является то, что мы не только оцениваем влияние нарушенности на показатель прочности на сжатие, как это делает коэффициент k_C , но и даём комплексную исчерпывающую оценку изменения всех прочностных показателей трещиноватого массива.

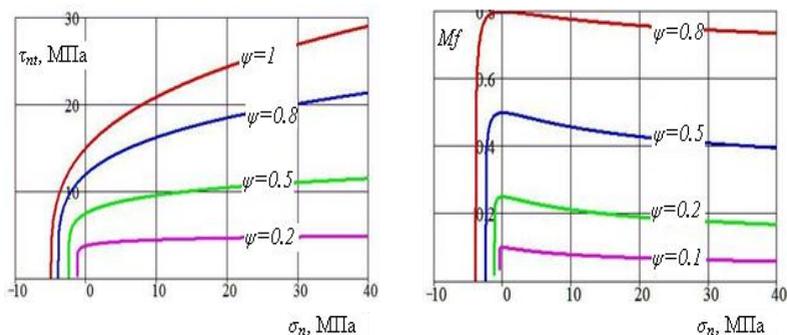


Рисунок 5.8 – Паспорта прочности аргиллита и его масштабный фактор Mf в массиве с трещинами при разной сплошности ψ .

Рассмотрим простейший случай слоистого массива, который разбит плоскостями ослабления, между которыми нет сцепления, а расстояние равно в среднем l . На рисунке 5.9 показан трёхмерный график Mf породного массива в зависимости от напряжения $0 < \sigma_n < 100$ и параметра хрупкости $0 < \alpha < 1$ при сплошности $\psi = 0,5$ и когезии $\sigma_0 = 1$. Можно проследить, как изменяется Mf от объемного напряженного состояния массива. По мере увеличения напряжений σ_n на площадке сдвига резко снижается прочность пород массива, что отражено в снижении Mf .

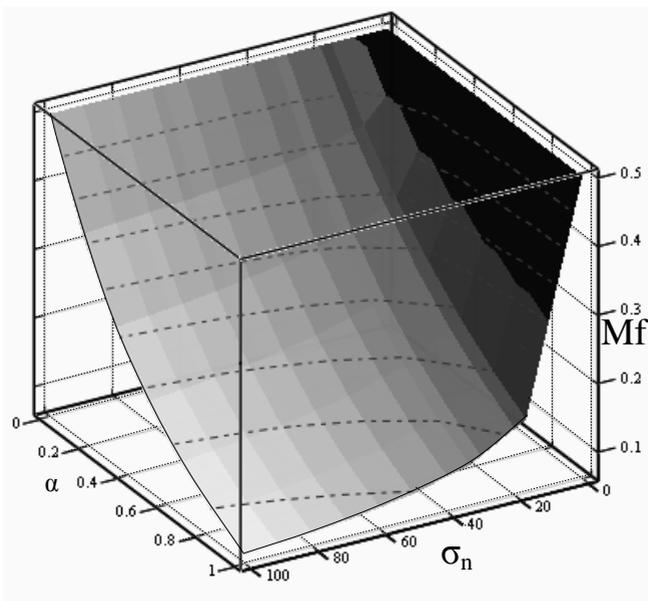


Рисунок 5.9 – Изменение масштабного фактора Mf в массиве с трещинами

Если оценивать изменение прочности на одноосное сжатие по мере увеличения размера образца, то следует заключить, что оно будет заметно различаться в зависимости от числа трещин и уровня сцепления на поверхностях ослаблений, свойств пород и других факторов. На рисунке 5.10 показан один из типичных графиков изменения свойств пород при увеличении относительного размера образца a/l_t . Изменяется не только прочность на одноосное сжатие σ_c , но и угол внутреннего трения φ .

Новой закономерностью, вытекающей из полученных аналитических выражений, является явная зависимость Mf от коэффициента хрупкости α материала, т.е. от особенностей поведения материала под нагрузкой. В частности, для пластичных пород (и материалов вообще) при $\alpha=0$ масштабный фактор не зависит от напряженного состояния и численно равен сплошности.

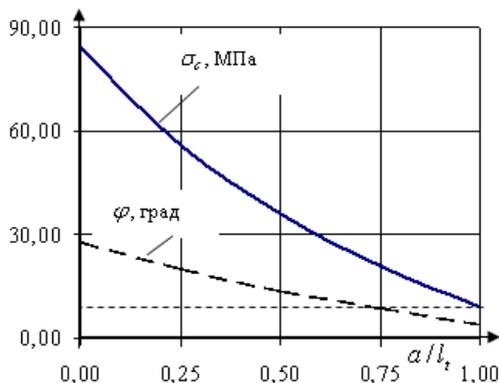


Рисунок 5.10 – Масштабный фактор прочности на одноосное сжатие σ_c при изменении относительного размера образца a/l_t

Практическая значимость такого результата об изменении Mf состоит в том, что с увеличением глубины разработки массив горных пород оказывается в предельном напряжённом состоянии, и если в нем достаточно много нарушений, то происходит исчерпание прочности. Это опасно с позиций безопасности из-за повышения вероятности горного удара или выброса. Для более сложных систем трещин и уравнений прочности массива эти закономерности остаются в силе.

Следовательно, существует влияние напряжённо-деформированного состояния массива на изменение масштабного фактора, что играет важную роль для структурно нарушенных массивов. И если эта вновь обнаруженная закономерность не будет учтена при ведении горных работ на больших глубинах, то можно с высокой степенью вероятности ожидать значительного усложнения условий разработки месторождений и эксплуатации подземных сооружений.

Изучая материал, относящийся к проблемам структурной геомеханики и масштабного фактора, следует принять во внимание:

– уточнение понятия масштабного фактора, его обобщение для произвольных физических свойств материальной среды (не только для горного массива);

– разделение понятия структуры среды (порд массива) и физических её свойств при смене масштаба;

– отличительные особенности структурной геомеханики неоднородных массивов, смысл понятий сплошности и структурного блока массива;

– сущность модели расчёта структурного строения массива, доказательство принципа суперпозиции поврежденностей в массиве;

– описание сочетания систем ослаблений массива и определения его Mf ;

– основные требования к геофизическому изучению структурного строения массива для получения исходных данных;

– изменение масштабного фактора прочности в зависимости от напряженного состояния массива.

Разумеется, рассмотренными задачами далеко не исчерпывается весь диапазон теоретического и практического использования представленного здесь научного направления. Своего исследования ждут проблемы влияния структурных неоднородностей и масштабного эффекта на разнообразные, не только механические, свойства материалов и горных пород. В частности, для горной науки весьма актуальными следует считать задачи оценки масштабного эффекта для подземной гидро- и газодинамики, фильтрации, акустики и ультразвука, распространения электромагнитных, тепловых и иных полей в массиве горных пород и др.

5.6 Классификация породных массивов

Для оценки состояния и свойств горных пород и массивов сложной структуры, а также получения практических рекомендаций по их устойчивости и выбору технических решений на практике нашли применение различные классификации породных массивов

(rock mass classification). Они разрабатываются для различных направлений подземного и гидротехнического строительства и обобщают с одной стороны – накопленный практический опыт, а с другой – достигнутый уровень понимания происходящих физических процессов в горной геомеханике.

Достоинства таких оценок «качества» породных массивов состоят в доступности, простоте, оперативности, возможности объединить множество разнообразных влияющих факторов в один числовой критерий. Кроме того, в такие классификации обычно включён целый ряд технических и технологических рекомендаций типа готовых «рецептов». Формально их трудно математически обосновать, но они достаточно удобны для использования на практике даже не очень опытными и искушёнными специалистами и проектировщиками. Это позволяет оперативно при минимальных затратах получить достаточно адекватные сведения для принятия технических решений на стадии проектирования, строительства и эксплуатации подземных объектов.

Однако при этом возникает целый ряд трудностей и вопросов. Может ли отдельно взятая классификация быть пригодной для всего разнообразия массивов и геомеханических условий? Пригодна ли она для оценки аварийных ситуаций? Насколько научно обоснована такая классификация? Какова достоверность каждой из классификаций, как оценить вероятность ошибки, насколько согласуются разные классификации? На большинство таких и подобных вопросов ответить нельзя. Это обусловлено тем, что классификации базируются на методах неформальной логики с использованием систем экспертных показателей. Это значит, что принятые в них многие параметры носят оттенок произвольности, т.е. не вполне научно обоснованы.

Поэтому существование разного рода классификаций массивов и горных пород является в определённой мере следствием и, в некоторой степени, показателем недостаточного развития аналитических и численных методов горной геомеханики, они появляются как результат отсутствия достаточно достоверных моделей реального поведения

массивов в различных условиях. Поэтому роль классификаций горных массивов будет неуклонно снижаться и в будущем они будут замещаться более адекватными методами расчёта и прогнозирования свойств и поведения горных массивов.

Рассмотрим в качестве примеров несколько наиболее распространённых классификаций, которые нашли применение в отечественной и зарубежной практике.

Критерий RQD (Rock Quality Designation – показатель качества породы) был разработан в 1964 г. Д. Диром (D.U. Deer). Критерий основан на измерении процентного сохранения длины керна, который извлекают из скважины, причем принимают в расчёт только цельные куски керна более 100 мм. Сюда не включают куски керна с нарушенной структурой или с глухим звуком, даже если их длина более 100 мм. Вначале использовали керны диаметром 54,7 мм, затем критерий распространили и на другие диаметры кернов.

Показатель RQD находят по формуле:

$$RQD = \left(\sum l_i \right) / h_{скв} \cdot 100\%, \quad (5.12)$$

где $\sum l_i$ – суммарная длина цельных кусков керна длиной более 100 мм;

$h_{скв}$ – глубина скважины, из которой извлекался керн.

Критерий широко применялся для оценки устойчивости пород в выработках и туннелях с неустойчивыми зонами в качестве показателя идентификации склонных к обрушению породных участков (рис. 5.11). В настоящее время этот критерий входит как стандартный параметр и важный элемент в основные системы классификации массивов (Rock Mass Rating system (RMR) and Q-system).

По полученному значению критерия RQD производят классификацию породного массива согласно таблицы 5.2.



Рисунок 5.11 – Порода в виде кернов, выбуренных из скважины, для определения критерия RQD

Таблица 5.2 – Классификация породного массива по критерию RQD

RQD, %	<25	25-50	50-75	75-90	90-100
Качество породного массива	очень низкое	низкое	среднее	хорошее	превосходное

Являясь очень простым и удобным для использования, критерий RQD обладает рядом недостатков:

- применим только в уже пройденных выработках, т.е. его использование невозможно на стадии проектирования;

- является относительным качественным критерием, причём как отдельные его параметры (диаметр керна, его длина, формула для вычисления критерия, границы классификационных классов), так и методика применения критерия не имеют теоретического обоснования;

- не учитывает ориентацию керна относительно слоистости, временной фактор и влияние влажности, допускает субъективизм в оценках.

Следует упомянуть, что в 50 гг. прошлого века на шахтах быв-

шего СССР начали использовать информацию о целостности керна при бурении шпуров и скважин для прогнозирования опасности горных ударов и выбросов при ведении горных работ. Этот прогноз был основан на замеченной закономерной связи напряженного состояния массива и явления поперечного раскола керна, извлекаемого из скважины: чем на более мелкие «таблетки» оказывался расколотым керн, тем большей считалась вероятность горного удара или выброса.

Явление разрушения цилиндрических образцов при высоком боковом давлении, значительно превышающем давление со стороны торцов была обнаружена Бриджменом в начале прошлого века и получила название «пинч–эффект» (от англ. pinch – сужение, сжатие). Именно на основании пинч–эффекта и можно объяснить явление самопроизвольного деления керна при его выбурировании из высоконапряженного массива. Метод оценки удароопасности массива по расколу кернов используется и в настоящее время.

Классификация RMR, – «рейтинг» породного массива, –
(The **Rock Mass Rating** system) предложена З.Т. Бенявским между 1972 и 1973 гг. В ней учтены следующие параметры:

1. прочность на одноосное сжатие;
2. критерий Д.Дира (RQD);
3. плотность трещиноватости;
4. особенности трещиноватости;
5. влияние обводнённости;
6. ориентация ослаблений.

Каждый из этих параметров получают путём натуральных замеров из уже готовой выработки по специальным методикам. За критерий RMR принимают сумму этих шести параметров, которая лежит в пределах между 0 и 100. По значению критерия RMR даны рекомендации по определению времени устойчивого состояния породного обнажения в горной выработке и её предельного пролёта исходя из угла внутреннего трения ρ и коэффициента сцепления K массива (табл. 5.3)

Таблица 5.3. – Классификация породного массива по критерию **RMR**

Класс (сумма баллов)	Время стояния t и пролет l выработки	ρ , град	K , тс/м ²
1 (100÷91)	10 лет при пролете 5 м	>35	30
2 (90÷71)	6 месяцев при пролете 4 м	>35	20 ÷ 30
3 (70÷51)	1 неделя при пролете 3 м	>35	15 ÷ 20
4 (50÷25)	5 часов при пролете 1,5 м	30 ÷ 35	10 ÷ 15
5 (менее 25)	10 минут при пролете 0,5 м	<30	<10

Хотя этот критерий является более общим и гибким, чем RQR, но он обладает теми же принципиальными недостатками.

Система прогноза вывалообразования (проф. Н.С. Булычев, 1977) использует критерий S , который следует вычислять по формуле:

$$S = (f \cdot K_m \cdot K_r \cdot K_w) / (K_n \cdot K_t \cdot K_a \cdot K_\alpha) \quad (5.13)$$

где f – коэффициент крепости по шкале М. М. Протодяконова;
 K_r – коэффициент, учитывающий влияние степени трещиноватости;

K_r – коэффициент влияния шероховатости стенок трещин;

K_w – коэффициент, учитывающий увлажнение пород;

K_n – коэффициент, учитывающий число систем трещин;

K_t – коэффициент влияния раскрытия незаполненных трещин;

K_a – коэффициент влияния заполнения трещин;

K_α – коэффициент, учитывающий ориентировку наиболее развитой системы трещин относительно выработки.

Для определения каждого из коэффициентов предложены свои собственные методики. По критерию S определяют категорию устойчивости пород и склонность их к вывалообразованию (табл. 5.4).

Таблица 5.4. – Категория устойчивости пород по вывалообразованию

Категория устойчивости	Устойчивость	Показатель S	Характеристика состояния
I	высокая	>70	Вывалы и отслоения отсутствуют
II	хорошая	$5 \div 70$	Возможны отдельные отслоения
III	средняя	$1 \div 5$	Возможно образование вывалов из кровли
IV	низкая	$0,05 \div 1,00$	Вывалы вскоре после обнажения
V	очень низкая	$<0,05$	Обрушение вслед за обнажением

К недостаткам этой классификации следует отнести:

- неопределённость методик оценки всех многочисленных входящих в формулу параметров, что приводит к высокому уровню субъективности;
- произвольность выбора вида формулы,
- невозможность применения для слоистого массива,
- ограничение области использования только уже готовыми пройденными выработками, что резко снижает практическую ценность классификации.

Нельзя не упомянуть и тот факт, что за базовый параметр, положенный в основу классификации, принят коэффициент крепости пород f по Протодьяконову, который уже давно перестал соответствовать современному уровню развития горной науки.

Оценка категорий устойчивости горных пород по СНиП II-94-80 производится по «расчетным смещениям» породного контура подготовительной выработки:

$$U = U_{III} K_t K_\alpha K_o K_s K_b, \quad (5.14)$$

где U_{mn} – типовые смещения, определяемые по номограмме, в зависимости от расчетной глубины заложения выработки H_p и расчетного сопротивления пород сжатию R_c

K_t – коэффициент влияния срока службы выработки;

K_a – коэффициент влияния угла залегания пород и направления проходки выработки относительно простирания пород;

K_o коэффициент влияния направления смещения пород со стороны кровли или почвы и стен выработки;

K_s – коэффициент влияния пролета выработки, $K_s = 0,2 (b-1)$, здесь b – пролет выработки вчерне;

K_b – коэффициент воздействия смежных выработок.

Категория устойчивости горных пород зависит от смещений U и выбирается по таблице 5.5 в зависимости от типа горных пород.

Таблица 5.5. – Категории устойчивости горных пород по СНиП II-94-80

Категория устойчивости пород	Оценка устойчивости пород	Смещения U , мм		
		осадочные породы	изверженные породы	соляные породы
I	Устойчивое	< 50	< 20	< 200
II	Средне	50-200	20-100	200-300
III	Неустойчивое	200-500	100-200	300-500
IV	Сильно неустойчивое	>500	> 200	> 500

Этот критерий более обоснован, чем предыдущий, учитывает большее число показателей, и был предложен проф. Ардашевым К.А. (ВНИМИ, 1980). Обладая простотой и доступностью, критерий был утверждён в качестве стандарта при проектировании горных выработок и получил широкое распространение в СНГ вплоть до настоящего времени.

К недостаткам критерия следует отнести сугубо приближенный характер оценки устойчивости массива, недостаточную научную обоснованность введённых поправочных коэффициентов и то, что критериальные величины смещений пород U являются не причинами, а следствием потери устойчивости, они выбраны достаточно произвольно и не способны отличить всё многообразие возможных форм проявлений горного давления (т.е. критерий нечувствителен к формам развития разрушения пород вокруг выработок).

Критерий проф. Заславского Ю.З. (1963), *основанный на отношении напряжений в массиве к его прочности на сжатие*, впоследствии уточнённый другими авторами (Литвинский Г.Г., Ерофеев В.Е., Протосеня А.Г. и др.). Критерий Заславского вычисляют по формуле:

$$k_3 = (\sigma/R) \cdot (K_1 \cdot K_B \cdot K_O) / (K_c \cdot \xi_M \cdot K), \quad (5.15)$$

где σ/R – отношение напряжений в массиве горных пород к сопротивлению сжатия в образце R (критерий Ю.З. Заславского подразумевает $\sigma = \gamma H$, т.е. напряжение на глубине H равно давлению вышележащих пород массива);

K_1 – коэффициент концентрации напряжений, вызванных проведением горной выработки;

K_B – коэффициент концентрации от влияния других выработок;

K_O – коэффициент концентрации напряжений, вызванных отставанием крепи от забоя;

K_c – коэффициент структурного ослабления пород;

ξ_M – коэффициент длительной прочности горных пород;

K_{II} – коэффициент, учитывающий влияние слабых и прочных прослоек пород по высоте сечения выработки.

По критерию k_3 устанавливают категория устойчивости, характер устойчивости выработки и проявлений горного давления (табл. 5.6).

Таблица 5.6 – Устойчивость забоя выработки

Критерий напряженности	Категория и состояние устойчивости	Характер устойчивости и проявлений горного давления
$k_3 < 1$	I категория – устойчивое	Забой устойчив в течение 3 суток и дольше. Возможны отдельные заколы и местные вывалы объемом до 0,1 м ³
$1 < k_3 < 1,5$	II категория – средне-устойчивое	Забой устойчив до 3 суток после обнажения. Возможны местные вывалы объемом до 0,1 м ³ . После 3 суток возможно формирование призмы сползания
$1,5 < k_3 < 3$	III категория – слабо-устойчивое	Забой устойчив до 6 ч после обнажения. Возможны местные вывалы объемом до 0,1 м ³ . После 6 ч возможны вывалы объемом до 1,0 м ³ , а после 3 суток – формирование призмы сползания
$k_3 > 3$	IV категория – неустойчивое	Забой устойчив до 3 часов после обнажения. Возможны местные вывалы объемом до 0,1 м ³ , после 3 часов – объемом до 1,0 м ³ , а после 1 суток – формирование призмы сползания

Данный критерий, в отличие от предыдущих, основан на учёте реальных физически чётко трактуемых величин – действующих напряжений на контуре горной выработки, стремящихся разрушить породу, и её прочности, противостоящей этим напряжениям (начальный критерий проф. Заславского Ю.З.). В этом критерии отображены главные причины, ответственные за устойчивость породных обнажений, а не их следствия (смещения, разрушения кернов и пр.).

Недостатками критерия можно считать необходимость введения многочисленных коэффициентов, определение которых не чётко регламентировано, что вносит заметный субъективизм и неопределённость. Критерий нельзя применить для массива за контуром выработки, т.к. там будет объёмное напряженное состояние. Кроме того, проигнорирован факт, что напряжения меняются в каждой точке обнажения. Не вполне обоснованно даны рекомендации о времени устойчивости забоя без связи с тем, в каких именно породах он расположен. Критерий «слеп» к различным формам разрушения пород, например,

не способен отличить случаи образования обрушений, сводов естественного равновесия или зон запредельных деформаций.

Таким образом, рассмотрение различных классификаций породных массивов позволяет сделать следующие выводы:

- несмотря на большое разнообразие предложенных классификаций, ни одна из них не может претендовать на исчерпывающее описание свойств породных массивов;

- предлагаемые количественные оценки состояния породных массивов основаны на использовании данных практики, носят эмпирический характер и почти не поддаются теоретическому обобщению и развитию;

- при дальнейшем развитии геомеханики эмпирические классификации породных массивов будут приобретать всё большую научную и теоретическую обоснованность, эмпирическая составляющая будет неуклонно уменьшаться и, в пределе, будет заменена на эффективные теоретические и численные модели поведения массивов, основанные на физически обоснованных предпосылках.

Вопросы для самоконтроля

1. Что называют масштабным эффектом? На какие физические явления и свойства он распространяется?

2. Что такое повреждённость и сплошность? Какова из физическая интерпретация?

3. Как можно вычислить масштабный фактор любого из физических свойств материала?

4. Какова расчётная схема и в чём сущность теоретического обоснования масштабного фактора?

5. Как получить и объяснить графики масштабного фактора прочности массива?

6. В чём сущность принципа суперпозиции при толковании масштабного фактора? Как его использовать при описании свойств массива?

7. Как изменяется сплошность образца от его размера в трещиноватом массиве?

8. Дайте вероятностную трактовку сплошности образца в трещиноватом массиве. В чём её подобие задаче Бюффона?

9. Что называется структурным блоком массива? Как определить его минимальные размеры?

10. Как определить масштабный эффект в массиве с несколькими системами трещин?

11. Как с помощью аналитической теории прочности вычислить масштабный эффект трещиноватых пород?

12. Каким образом изменяются прочностные параметры пород с учётом масштабного фактора прочности?

6 ОПРЕДЕЛЕНИЕ СВОЙСТВ ПОРОД И МАССИВОВ

6.1 Общие сведения.....	230
6.2 Определение прочности пород на одноосное сжатие.....	236
6.3 Определение прочности пород на одноосное растяжение....	242
6.4 Методы комплексных испытаний прочности пород.....	247
6.5 Методы определения паспорта прочности горных пород...	250
6.6 Исследование горных пород методами зондирования.....	255
6.7 Геофизические исследования массивов.....	257

6 ОПРЕДЕЛЕНИЯ СВОЙСТВ ПОРОД И МАССИВОВ

6.1 Общие сведения

При проведении механических испытаний горных пород следует иметь в виду два основных аспекта:

1) свойства горной породы как геологической или минералогической субстанции;

2) свойства породы в объёме горного массива с учётом структурного строения всей формации, в том числе трещин, разрывных нарушений, включений, слоистости и других неоднородностей.

Поэтому важно помнить, что определение свойств породы в образце является только первым этапом, после которого следует перейти к оценке свойств массива в целом. Для этого надо геофизическими методами изучить структурную неоднородность массива (системы трещин, ослаблений и других неоднородностей) и воспользоваться теорией масштабного эффекта для перехода от свойств отдельного образца к структурным блокам массива различного иерархического уровня.

Данные о механических свойствах пород используются:

- проектировщиками для принятия проектных решений и их корректировки в процессе строительства;

- строителями для выбора технологии и механизации строительных и проходческих работ, нормирования трудоемкости и расхода материалов;

- в процессе работы горного предприятия для планирования, проектирования, нормирования и ведения горных работ (рис. 6.1).

К числу первоочередных показателей механических свойств относят пределы прочности при одноосном сжатии и растяжении, модуль упругости, структурную нарушенность, влияние влаги (размокаемость) и некоторые другие. При определении свойств пород применяют полевые, лабораторные и натурные методы и средства испытаний.

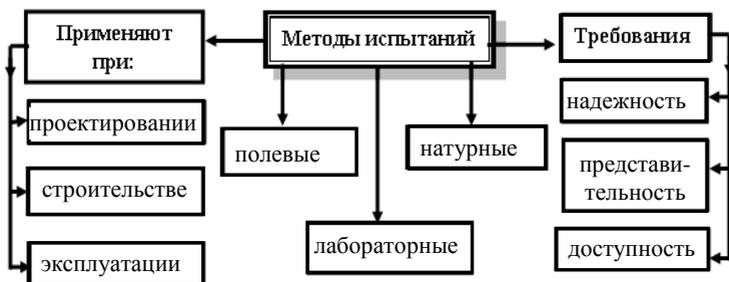


Рисунок 6.1 – Методы определения механических свойств пород

Полевые методы испытаний применяют на месте отбора проб в полевых лабораториях или переносными приборами и устройствами. Используют для быстрого получения результатов или для предварительной оценки свойств материала на месте проведения работ.

Лабораторные методы служат для проведения стандартных испытаний с повышенной надёжностью в специально приспособленных лабораториях для получения достоверных данных о свойствах материала, представленных образцами разной формы и размеров.

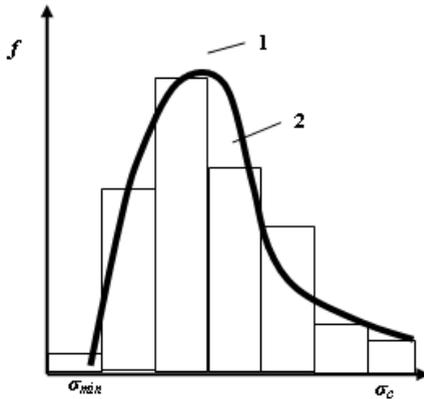
Натурные испытания служат для получения или проверки данных о свойствах пород непосредственно в массиве с учётом всех его структурных особенностей.

При испытании пород следует обеспечить

- **достоверность** (требуемая надёжность и точность метода),
- **представительность** (необходимое число образцов и их отбор по всему массиву),
- **доступность** (возможность осуществления испытаний при минимальных затратах).

Под **надёжностью** метода испытаний понимают его свойство обеспечивать воспроизводимые результаты для различных пород при заданных режимах и условиях применения. Чем выше надёжность метода – тем более высокий уровень доверия имеют результаты, полученные с его применением. Надёжность также зависит от числа испы-

таний, проведенных с одной и той же разновидностью породы, поскольку результаты в силу случайных разбросов свойств и отклонений при испытаниях имеют вероятностную природу.



1—гистограмма; 2—функция распределения

Рисунок 6.2 – Разброс прочности при испытании образцов на сжатие

Типичный вероятностный разброс прочности породы приведен на рисунке 6.2, он обычно строится после статистической обработки результатов испытаний и их группировки по диапазонам изменения прочности. Чаще всего обнаруживается усечённый логнормальный закон распределения прочности, который характеризуется несимметричностью максимума и сдвигом начала от центра координат, что свидетельствует о существовании

минимально возможной прочности для данной породы.

Под **представительностью** испытаний понимают такое их достаточное количество, чтобы с необходимой надёжностью дать объективное и достаточное полное статистическое описание механических свойств всего массива, из которого взяты пробы пород. Чаще всего для этого задаются количеством и местами отбора проб из различных точек массива.

С позиций представительности минимальный размер образца ограничен размерами зёрен минералов (на площади образца должно размещаться не менее 30 зёрен минералов) а максимальный размер ограничен структурными особенностями массива (расстоянием между трещинами и поверхностями ослабления).

Понятие о том, как зависит **надёжность** испытаний от числа испытанных образцов, даёт рисунок 6.3. Это только ориентировочные

данные, которые могут существенно изменяться в зависимости от неоднородности пород, методов отбора проб, применяемых способов испытаний и др.

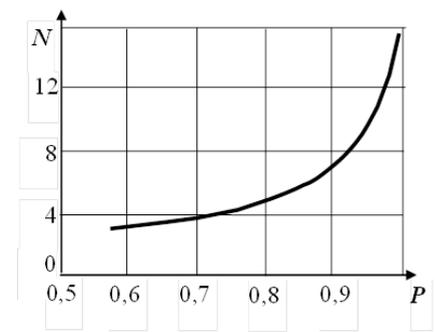


Рисунок 6.3 – Выбор числа образцов N по требуемому уровню надежности $0 \leq P \leq 1$

Под **доступностью** метода испытаний понимают степень сложности и уровень стоимости применяемого оборудования и приборов, требуемой степени надёжности и других условий. Поэтому не всегда наиболее доступный метод испытаний оказывается приемлемым. Чем более точен применяемый метод, тем, как правило, он дороже и менее

доступен. Наибольшая точность достигается при *лабораторных* испытаниях пород. Ориентировочно по своей точности методы испытаний подразделяются на несколько классов (табл. 6.1).

Таблица 6.1. Классификация методов испытаний по точности

Точность метода	Надежность
точные	$> 0,9$
нормальные	$0,8 \dots 0,9$
упрощенные	$0,7 \dots 0,8$
грубые	$< 0,7$

Методы определения механических свойств горных пород подробно регламентированы стандартами и специальными методическими указаниями. Мы познакомимся только с сущностью наиболее известных методов.

Перед проведением испытаний необходимо произвести **отбор проб пород**. Цель отбора проб – получение достаточного количества

представительного породного материала для изготовления образцов пород с целью их испытаний. Отбор проб производят согласно стандартным методикам и инструкциям. Пробы должны отвечать ряду обязательных требований:

- необходимые размеры проб должны позволить изготовить нужное число образцов;
- максимальная типичность;
- обеспечение сохранности и целостности отобранных проб;
- сохранение естественной влажности;
- подробная документация проб.

Определение прочностных и деформационных показателей свойств горных пород регламентировано стандартами и описано в специальных методических указаниях. Чаще всего испытания проводят в лабораторных условиях путём раздавливания под прессом серии из 3-10 образцов цилиндрической или призматической формы с хорошо шлифованными к плитам пресса торцами. В процессе испытаний предусматривают измерения усилий и деформаций с автоматической их записью во времени вплоть до разрушения образца. За расчетное значение принимается среднее арифметическое из значений всей испытываемой серии данной породы.

К показателям прочностных свойств горных пород относят:

- пределы прочности на растяжение и сжатие $\sigma_p; \sigma_c$, [Па] вдоль, поперёк и под 45^0 к слоистости с учётом влияния влажности, длительности и скорости нагружения, температуры и др.;

- прочностные показатели поверхностей ослаблений, контактов, включений и неоднородностей;

- показатели паспорта прочности горной пород:

а) когезия отрыва σ_0 [Па], характеризующая прочность породы на всестороннее растяжение, равна отрезку на оси абсцисс, который отсекается паспортом прочности на диаграмме О. Мора;

б) когезия сдвига τ_0 [Па], характеризующая прочность породы

на сдвиг, равна отрезку на оси ординат, который отсекается паспортом прочности на диаграмме О. Мора;

с) коэффициент хрупкости $0 \leq \alpha \leq 1$, который равен отношению $\alpha = A_c / (A_c + A_{ж})$, где на поверхности сдвигового разрушения с площадью $A = A_c + A_{ж}$ выделены два участка с площадями A_c и $A_{ж}$ с сухим и жидкостным трением соответственно, коэффициент хрупкости α показывает, насколько близок паспорт прочности к идеально хрупкому телу ($0 \leq \alpha \leq 1$), когда $A_{ж} = 0$.

К показателям деформируемости твёрдых горных пород относят:

- модуль упругости E_y [Па] – основная характеристика упругой «жёсткости» горных пород, показывает, какое напряжение σ [Па] следует приложить к материалу, чтобы получить его единичную относительную продольную деформацию $\epsilon = 1$;

- модуль общей деформации E_0 [Па] – показатель, аналогичный модулю упругости E_y , учитывающий не только упругую, но и остаточную пластическую деформацию E_n , поэтому $E_0 < E_y$;

- коэффициент поперечной деформации (коэффициент Пуассона) $0 \leq \nu \leq 0,5$, равен отношению поперечных деформаций к продольным;

- коэффициент бокового давления (коэффициент распора) учитывает часть вертикального напряжения, передающегося в стороны $\lambda = \sigma_B / \sigma_B$, используют чаще всего для грунтов и малосвязных горных пород.

В настоящее время ещё можно встретить и уже устаревший эмпирический показатель прочности – коэффициент «крепости» пород $0,3 < f_{II} < 20$ по М.М. Протодяконову (начало XX века) для описания общего сопротивления воздействию внешних разрушающих сил. Он сейчас используется для условной оценки сопротивления породы дроблению взрывом, внедрению бурового инструмента, разрушению стенок горных выработок и др. По коэффициенту крепости все горные породы разделяют на 10 категорий. Коэффициент крепости пород по М.М. Протодяконову в системе СИ рассчитывают по формуле:

$$f_{II} = 0,1\sigma_c ,$$

где σ_c – предел прочности породы на одноосное сжатие, МПа.

Применение коэффициента крепости f_{II} оправдано при отсутствии достоверных данных о прочности пород.

6.2 Определение прочности пород на одноосное сжатие

Испытания на сжатие выполняются в соответствии с государственными стандартами для оценки сопротивляемости пород сжимающим силовым и деформационным воздействиям, что важно для прогнозирования горного давления, бурения, ведения взрывных работ, разрушения пород механическим инструментом. Некоторые данные по испытанию пород на сжатие приведены в таблице 6.2.

Таблица 6.2 – Результаты испытаний пород на одноосное сжатие

Тип породы	Средняя прочность на одноосное сжатие, МПа	Коэффициент вариации, %	Модуль деформации, 10^{-3} МПа
Известняк	100	20	60
Песчаник	50	30	30
Сланец	35	37	27
Гранит	150	30	36
Кварцит	250	15	80
Аргиллит	45	25	45
Алевролит	25	35	40

Испытания на одноосное сжатие проводят путем разрушения цилиндрических (кернов) или призматических образцов 1 встречным нажатием на их плоские торцы стальными калёными плитами 2 пресса 3 (рис. 6.4, а).

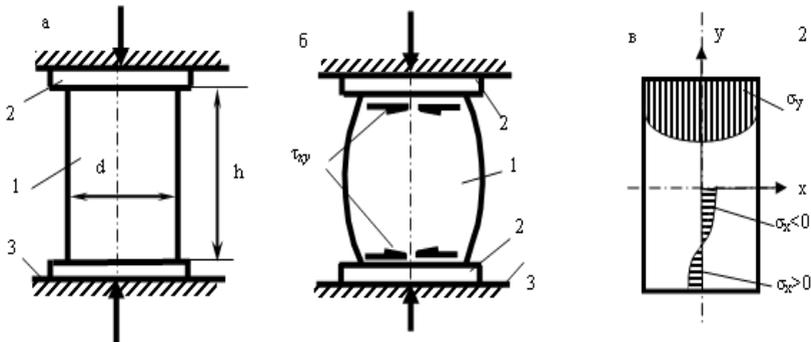


Рисунок 6.4 – Одноосное сжатие образца (а), его деформация (б) и распределение продольных $\sigma_y > 0$ и поперечных $\sigma_x < 0$ напряжений (в)

При наличии трения торцов образца о давящие плиты на контакте появляются касательные напряжения τ_{xy} и образец деформируется бочкообразно (рис. 6.4,б), напряжённое состояние его искажается и явно зависит от формы образца, задаваемой отношением высоты образца к его диаметру h/d (рис. 6.5). Это соотношение может существенно влиять на результаты испытаний. При большой длине образец разрушается, потеряв устойчивость, а короткий образец оказывается в существенно неоднородном поле напряжений, принимая «бочкообразную» форму.

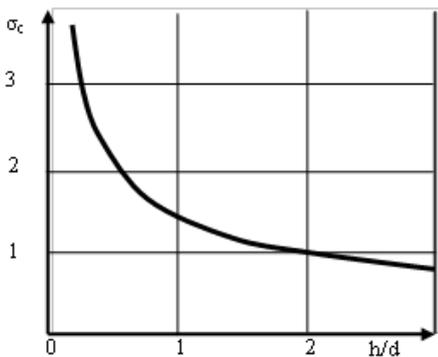


Рисунок 6.5 – Зависимость прочности σ_c от формы

Чтобы обеспечить равномерное поле напряжений в образце, при одноосном нагружении боковые (горизонтальные) напряжения должны отсутствовать. Однако

прямые измерения показали, что предположение о том, что горизонтальные напряжения в образце равны нулю – также не подтвердились. Возле торцов они, как правило, при обычных испытаниях – сжимающие, а в центре – растягивающие (рис. 6.4,в).

Следовательно, вместо одноосного испытания мы получаем разрушение образца в объёмном (не одноосном) поле напряжений. Растягивающие напряжения в центре образца приводят к появлению продольных осевых трещин и постепенному расколу образца, что совсем не совпадает с целью испытаний – определение прочности на *одноосное* сжатие.

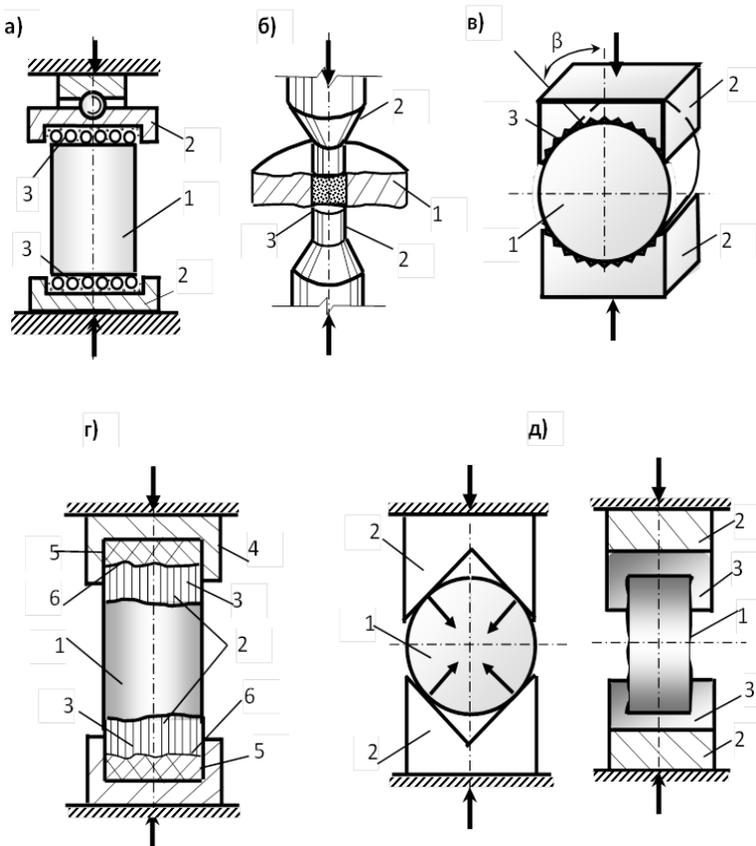
Чтобы уменьшить влияние на результат испытаний сил трения на контакте, рекомендуется испытания проводить с «высокими» и узкими образцами, у которых соблюдается соотношение между высотой и диаметром в пределах $h/d \geq 1,5 \dots 2$.

С целью исключения влияния контактных условий между образцом и плитами пресса, были предложены более точные и изощрённые методы испытаний, представленные на рисунке 6.6.

Наиболее распространён стандартный метод испытаний согласно ГОСТ 21153.2-84 (рис. 6.4), реализуемый давящими плитами с устройством для уменьшения эксцентриситета приложения нагрузки. Образцы изготавливают с отношением высоты к диаметру $h/d = 0,7 \dots 2$, при числе образцов 4-6 достигается надёжность 0,85-0,9. Прочность на сжатие определяют по формуле $\sigma_c = k_f F/A$ как отношение разрушающей силы к площади образца. Чтобы учесть неравномерность распределения напряжений в образце, вводят коэффициент формы k_f , зависящий от соотношения h/d (табл. 6.3).

Таблица 6.3 – Коэффициент формы k_f

Соотношение размеров образца h/d	0,7	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	2,0
Коэффициент формы k_f	0,68	0,72	0,80	0,86	0,93	0,96	1,0



а – плиты с набором шариков; б – соосные пуасоны;
 в – плиты с цилиндрическим вырезом; г – пакет иголок;
 д – плиты с прямоугольным вырезом

Рисунок 6.6 – Испытание пород на дноосное сжатие

Имеются и другие, достаточно интересные разработки, позволяющие определять предел прочности пород на одноосное сжатие:

1. Метод повышенной точности определения прочности на сжатие: требует испытания 6-8 цилиндрических образцов 1 плитами 2

с набором шариков 3 (предложен Карташовым Ю.М. во ВНИМИ, 1970), надежность 0.85–0.9, наборно–шариковые давяльные плиты 2 снижают требования к качеству поверхности торцов и позволяют значительно (в 2..3 раза) снизить контактные касательные напряжения на торцах образцов (рис. 6.6,а).

2. Метод (ГОСТ 211153.2-84) соосных пуансонов (рис. 6.6,б) разработан Карташовым Ю.М.⁵⁸ и Матвеевым Б.В.⁵⁹ во ВНИМИ (С.-Петербург, 1960) предназначен для массовых испытаний и предполагает изготовление 8–10 плоских дисков 1 путём разрезания породного зерна алмазными отрезными кругами, а затем сжатия по центру каждого полученного кругового диска между плоскими круглой формы торцами 3 соосных цилиндрических пуансонов 2 (рис. 6.6,б), их диаметр меньше диаметра зерна 1 в 3...5 раз. Определение прочности производят по таблицам, где учтено неоднородное напряженное состояние под пуансонами. Метод косвенный, т.к. под пуансонами, а тем более в образце, нет однородного сжимающего напряжения, надежность испытаний понижена и составляет всего 0,75-0,85.

3. Метод (рис. 6.6,в) определения прочности на одноосное сжатие с надежностью 0,8-0.9 путём радиального раздавливания 6-8 отколотых необработанных отрезков зерна 1 плитами 2 с цилиндрической выточкой 3. Метод разработан в ДонГТУ (Литвинский Г.Г., Курман С.А., г.Алчевск) в 1972 г. Поверхность цилиндрических выточек выполнена зубчатой (высота зубцов 2 мм) с целью устранения неточностей прилегания дисков к выточкам. Ширина испытываемого отрезка зерна должна быть в 1,5...2 раза меньше его диаметра, чтобы обеспечить рекомендуемую форму $h/d = 1,5...2$. При нагружении под зубчатой поверхностью образуется тонкий демпферный слой разрушенной породы, что заметно уменьшает влияние контактных напряжений и равномерно распределяет нагрузку. Метод косвенный, т.к. в образце не обеспечивается равномерное распределение сжимающих напряжений. Однако он обладает повышенной доступностью, поскольку существенно уменьшается трудоёмкость изготовления образцов. Особенно

стью метода является возможность построения полярной диаграммы прочности слоистой породы, для чего керн выбуривают под 45° к напластованию, а затем проводят испытания, поворачивая наколотые диски керна в пуансонах.

4. Метод высокой точности и доступности при определении прочности на одноосное сжатие. Разработан в ДонГТУ (Литвинский Г.Г., Курман С.А., г.Алчевск) в 1973 г.(рис. 6.6,г). Цилиндрический породный керн 1 раскалывают на диски, полученные диски с нешлифованными торцами 2 нагружают по торцевой поверхности пакетом игольчатых стержней 3, установленных в обойме 4 на вакуумную резину 5 через гибкую мембрану 6. В этом методе достигается высокая доступность испытаний, поскольку нет нужды в обработке торцов отрезка керна, полученных отколом. При разработке метода оказалось, что результаты испытаний совершенно не зависят от высоты образца и даже при $h/d < 0,2$ метод даёт те же результаты, что и при $h/d = 2$. Это доказывает, что в испытываемом образце игольчатым нагружением обеспечено практически однородное поле напряжений сжатия. Из обычного даже короткого породного керна длиной $2d$ можно изготовить не мене 6–8 образцов и произвести весь комплекс испытаний. Метод весьма доступный и точный с надёжностью 0.95–0.96.

5. Косвенный метод определения прочности на одноосное сжатие (рис. 6.6,д) разработан в ДонГТУ (Литвинский Г.Г., Курман С.А., г. Алчевск, 1975) также основан на подготовке породных дисков путём раскола породного керна на 4–6 дисков 1, которые устанавливают в плитах 2 с прямоугольным вырезом 3 вдоль образующей цилиндра. Разрушение образца происходит в сторону торцевых поверхностей диска путём возникновения на них характерных конических выколов. Надёжность метода 0,85-0,95, ему присущи высокая доступность и удобство испытаний.

Этим не исчерпывается всё многообразие методов испытания пород на сжатие, однако они уступают приведенным по своей точности и доступности.

Прочность породы на сжатие определяют по формуле:

$$\sigma_c = k_c \frac{F}{A}, \quad (6.1)$$

где F – разрушающее усилие, Н;

A – площадь образца, перпендикулярная движению нагружающих плит пресса, м²;

k_c – коэффициент, учитывающий условия и метод испытания, $k_c = 0,7 \dots 1,3$.

6.3 Определение прочности пород на одноосное растяжение

Испытания образцов пород путём прямого растяжения по методу испытаний стальных образцов затруднены или невозможны из-за концентрации напряжений и разрушения образца сколом под захватами разрывной машины, надёжность низкая из-за сложности устранения эксцентриситета приложения нагрузки. Поэтому получили распространение косвенные методы, основанные на принципе раскола образцов сосредоточенными нагрузками.

Интересна и поучительна история развития таких методов. Наибольшее распространение в мире получил так называемый Бразильский метод испытаний, который был предложен почти одновременно в 1953 г. Аказавы (Akazava) в Японии и Карнейро (Carneiro) и Барцеллос (Barcellos) в Бразилии. Эти исследователи, обладая хорошими знаниями математической теории упругости, использовали теоретические результаты так называемой задачи Герца (Hertz)⁶⁰, которую он решил в 1883 г., когда ему было всего 26 лет! Эта задача положила начало новому научному направлению – механике контактного взаимодействия твёрдых тел.

Постановка задачи проста – найти распределение напряжений в круглом диске диаметра d , сжатом встречно направленными сосредото-

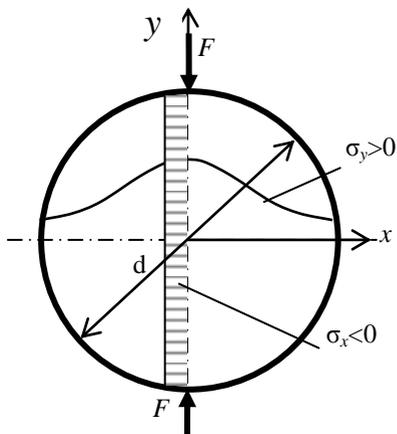


Рисунок 6.7. – Напряжения σ_x и σ_y в круглом диске, сжимаемом силами F

точечными силами F (рис. 6.7). Оказалось, что если внешние силы направлены по диаметру, то нормальные напряжения σ_x , перпендикулярные вертикальному диаметру постоянны и равны:

$$\sigma_x = -\frac{2F}{\pi d} \quad (6.2)$$

Следовательно, в круглом диске по его вертикальному диаметру действуют постоянные растягивающие напряжения $\sigma_x < 0$! Именно этот результат и натолкнул геомехаников создать метод определения прочности на растяжение путём раскалывания круглых породных дисков по диаметру – «бразильский» метод испытаний (рис. 6.8).

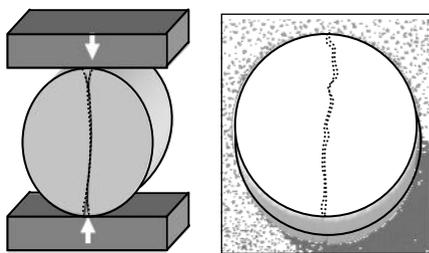


Рисунок 6.8 – Бразильский метод испытаний и вид породного зерна после раскола

Данный метод рекомендован в качестве стандартного (ГОСТ 21153.3-75). Испытанию подвергают образцы примерно одинакового диаметра и высоты $h=d=40\dots45$ мм, причём к точности обработки их торцов не предъявляют жёстких требований, что заметно повышает доступность метода. Предел прочности при растяжении рассчитывают по формуле:

Данный метод рекомендован в качестве стандартного (ГОСТ 21153.3-75). Испытанию подвергают образцы примерно одинакового диаметра и высоты $h=d=40\dots45$ мм, причём к точности обработки их торцов не предъявляют жёстких требований, что заметно повышает доступность метода. Предел прочности при растяжении рассчитывают по формуле:

$$\sigma_p = \frac{2 F}{\pi A} = \frac{2 F}{\pi h d}. \quad (6.3)$$

На использовании этого весьма плодотворного подхода основаны и другие методы испытаний на растяжение из которых можно выделить следующие:

1. Метод раскалывания 8–10 кернов 1 по образующей (бразильский метод) встречно направленными усилиями. (ГОСТ 21153.3-85). При этом вдоль плоскости раскола, согласно задаче Герца, возникают равномерно растягивающие напряжения (рис. 6.9,а). При испытаниях выбуренный колонковым (керновым) бурением керн подвергают диаметральному сжатию под закалёнными давящими плитами прессы вплоть до появления продольной по диаметру трещины отрыва. Из-за своей простоты и доступности метод не имеет себе равных, однако надёжность его сравнительно невысока 0,8...0,9.

2. Метод (по ГОСТ 21153.3-85) раскалывания сферическими инденторами 1 образцов 2 произвольной формы разработан во ВНИМИ, (Михеев Г.В., 1972). Метод предназначен для исследовательских и массовых испытаний горных пород в лабораторных и полевых условиях с целью определения предела прочности при одноосном растяжении в направлении, перпендикулярном нагрузке и проходящему через ось нагружения образца. Сущность метода (рис. 6.9,б) заключается в измерении разрушающей силы, приложенной к образцу через стальные встречнонаправленные сферические инденторы. Образцы неправильной формы готовят откалыванием, отпиливанием или подшлифовкой, используя любое подходящее оборудование. Метод высокой доступности и с невысокой точностью, надёжность 0,6...0,8.

3. Прецизионный метод испытаний пород на прямое растяжение разработан в ДонГУ (Литвинский Г.Г., Курман С.А.⁶¹, г. Алчевск, 1974). На концах породного керна 1 сделаны конические заплечики 2 из быстротвердеющей пластмассы (рис. 6.9,в), взаимодействующие через упругие кольца 3 с захватами 4, прикрепленными через шаровые

опоры 5 к захватам разрывной машины. Благодаря установленному резинового кольцу между захватами 4 и пластмассовыми заплечиками 2 и за счёт наличия шаровой опоры 5 достигается точное центрирование образца, исключение эксцентриситета. Надежность метода весьма высока (0,9...0,95) благодаря устранению концентрации напряжений. Следует отметить, что метод требует лабораторных условий для подготовки образца к испытаниям, поэтому рекомендован в качестве калибровочного для проверки других методов испытаний.

4. Метод раскалывания (рис. 6.9,г) плоских породных плит 1 длинными стальными клиньями 2, установленными на прессе (Койфман М.И.⁶², Чирков С.Е.⁶³, ИГД им. А.А. Скочинского), также основан на идее "бразильского" метода, поскольку использует феномен возникновения растягивающих напряжений при нагружении плит с параллельными шлифованными поверхностями встречно направленными клиньями. Достоинством метода является экономия породного материала. Его доступность ограничена из-за необходимости тщательной подготовки и обработки поверхностей плит алмазными кругами, результаты требуют учета масштабного эффекта, а надежность метода составляет 0,8-0,9.

5. Метод косвенного испытания пород на растяжение (рис. 6.9, д) разработан Литвинским Г.Г. и Курманом С.А. (г. Алчевск, 1975) также использует идею бразильского метода испытаний, однако в ином приборном исполнении – при поперечном раскалывании зерна 1 на 4-6 плоских дисков клиньями 2 с прямоугольным вырезом. Породные диски должны иметь толщину, примерно равную 0,5 диаметра зерна. Методу присущи простота выполнения, высокая доступность, малый расход кернового материала, возможность проведения массовых испытаний в полевых условиях на месте отбора проб с использованием портативных нагружающих приборов. Отметим, что данный метод может быть использован для определения полярной диаграммы прочности на растяжение слоистых пород, а также нахождения сцепления по плоскостям ослаблений и контактов.

Прочность породы на растяжение определяют по формуле

$$\sigma_p = k_p F / A, \quad (6.4)$$

где F – разрушающее усилие, Н;

A – площадь разрушения, м^2 ;

k_p – коэффициент, соответствующий методу испытания,

$k_p = 0,6 \dots 1,4$.

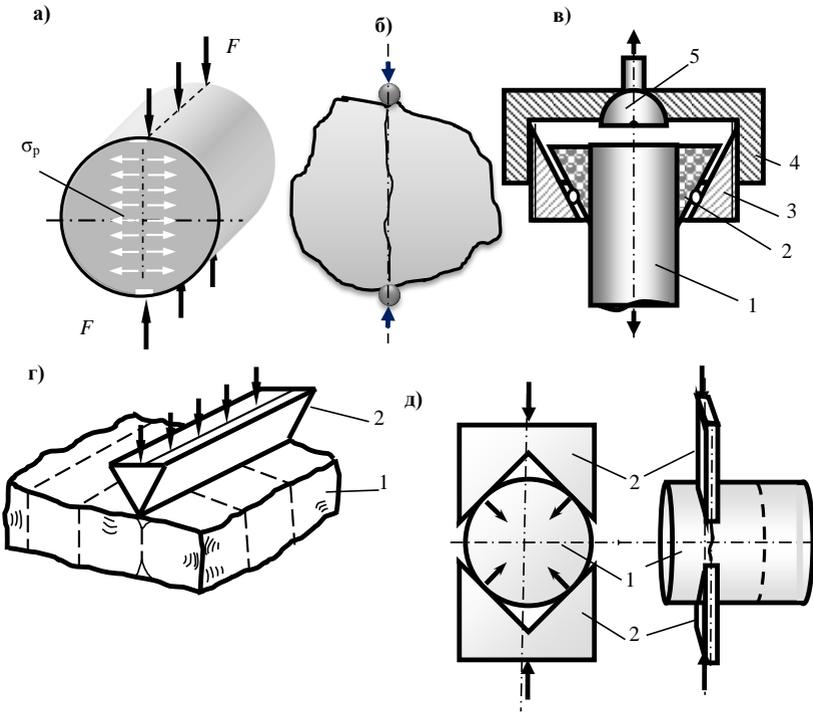


Рисунок 6.9 – Методы испытания пород на растяжение.

6.4 Методы комплексных испытаний прочности пород

В практике проведения испытаний часто приходится проводить испытания в условиях недостаточного объёма породного материала и дефицита времени. При этом необходимо определить на малом количестве образцов пределы прочности на растяжение и сжатие сразу.

Для этого можно использовать комбинацию методов, предложенную в институте ИГД им. А.А. Скочинского. На первом этапе, на камнерезном станке с помощью алмазных дисков изготавливают породную плиту со строго параллельными плоскостями. Затем определяют предел прочности породы на одноосное растяжение методом раскалывания клиньями (см. рис. 6.9,г) в продольном и поперечном направлении, причём расстояние между последовательными положениями клиньев принимают примерно равным толщине плиты. В результате получают набор квазикубических породных образцов правильной формы, пригодных без дополнительной подготовки для проведения испытаний на сжатие (рис. 6.10).



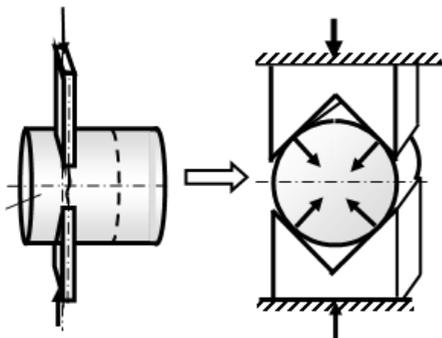
Рисунок 6.10 – Испытания на сжатие образца после раскола породной плиты

Метод предназначен для массовых испытаний горных пород с целью комплексного определения пределов прочности при одноосном растяжении и сжатии в заданном относительно строения (слоистости) породы направлении. Достоинство

метода – экономный расход породного материала и низкая трудоёмкость испытаний породы на сжатие, возможность проведения достаточно большого числа испытаний на сжатие и растяжение одной и той же пробы породы. К числу недостатков следует отнести сложность изготовления породной плиты с параллельными поверхностями, необхо-

димось громоздкого и дорогого камнерезного оборудования. Надёжность метода сравнительно невысока – 0,8..0,85.

Комплексный метод (рис. 6.9,д), разработанный в ДонГТУ (Литвинский Г.Г. и Курман С.А., г. Алчевск, 1975), также использует двустадийное проведение испытаний, когда после раскола проводят сжатие образовавшихся кусков керна. Он представляет собой комбинацию метода поперечного



раскалывания кернов плоскими инденторами с прямоугольными вырезами (рис. 6.11), а полученные после раскола исходного керна диски в количестве 6-8 шт. подвергают последующему испытанию на одноосное сжатие путем нагружения плитами с прямоугольным вырезом.

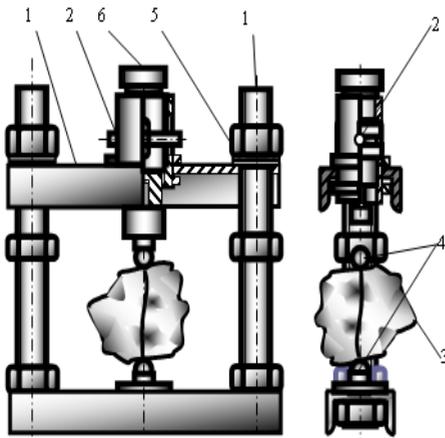
Рисунок 6.11 – Комплексный метод испытаний породного керна на поперечный раскол и сжатие плитами с прямоугольными вырезами

Этот комплексный метод позволяет практически исключить предвари-

тельную обработку испытываемых кернов и полученных расколом дисков, что делает его наиболее удобным и простым для массовых испытаний пород в полевых условиях непосредственно на месте отбора проб, т.е. получать оперативную информацию о прочностных свойствах пород. Если из массива керны выбуривать под разными углами к напластованию, нетрудно получить полярную диаграмму пределов прочности на сжатие и растяжение, что очень важно для суждения о паспорте устойчивости горной выработки в слоистом массиве.

Для получения оперативной информации о механических свойствах горных пород в ДонГТУ разработан портативный прибор для ударно-статических экспресс-испытаний горных пород (ПУСЭИП). Он

представляет собой прямоугольную раму 1 (рис. 6.12), в верхней части которой установлено силоизмерительное устройство 2, пригодное для измерения динамических



удар) и статических нагрузок до 50-70 кН на испытываемый образец 3 правильной или произвольной формы. Прибор снабжён инденторами 4 различной конструкции, которые крепятся на раме. Нагружающими гайками 5 можно создать статическую нагрузку до 5...7 тс, или ударом молотка по пяте 6 производят динамическое разрушение образца. Образец 3 устанавливают между двух инденторов 4, конструкция которых зави-

Рисунок 6.12 – Портативный прибор для ударно-статических экспресс-испытаний горных пород ПУСЭИП

сит от вида испытаний. Таким образом, можно реализовать любое из возможных типов испытаний породы (см. рис. 6.9,б,д и 6.11). Масса прибора не превышает 2 кг, он предельно прост по конструкции, обслуживается одним оператором.

Прибор является портативным, входит в состав переносной лаборатории и предназначен для использования проектными, производственными и изыскательскими организациями при определении механических свойств горных пород в лаборатории или непосредственно на месте отбора проб. На каждом горном предприятии необходимо иметь 2-3 прибора ПУСЭИП.

6.5 Методы определения паспорта прочности горных пород

Паспорт прочности горных пород даёт наиболее полную информацию о прочности породы при произвольном объёмном её нагружении. Он представляет собой предельную огибающую наибольших кругов напряжений на диаграмме О. Мора. Следовательно, для построения паспорта прочности следует произвести ряд последовательных испытаний образцов породы при различном объёмном напряжённом состоянии.

Обычно паспорт прочности получают с помощью особых устройств, – стабилометров, – для осуществления объёмного нагружения образцов. Разработаны различные конструкции стабилометров, которые работают примерно на одном и том же принципе. В герметической камере устанавливают образец и закачивают под давлением рабочую жидкость.

К числу недостатков известных стабилометров следует отнести необходимость в прессовом оборудовании для создания давления, ограниченный диапазон режимов нагружения, в частности, невозможность проводить испытания на растяжение, сложность автоматизации проведения испытаний по заданному алгоритму без участия оператора. Этим требованиям соответствует стабилометр SHL нового типа, разработанный в ДонГТУ (Г.Г. Литвинский, 2007). Он даёт возможность выполнять автоматические испытания в произвольных режимах нагружения на объёмное сжатие или растяжение образца, в том числе и жёсткое нагружение (заданная скорость деформации), включая испытания на ползучесть, релаксацию, определение запредельных параметров нагружения и т.д.

Стабилометр SHL (рис. 6.13) включает герметический корпус 1 и снабжен двухступенчатым поршнем, установленным в корпусе 1. Первая ступень 2 поршня размещена в цилиндре нагружения 3 и делит его на две камеры – активную 4 и пассивную 5, а торец второй ступени 6 поршня проходит в испытательную камеру 7 и взаимодействует с

установленным там образцом 8. На образце 8 укреплены датчики деформаций 9, провода 10 от которых подсоединены к компьютеру 11.

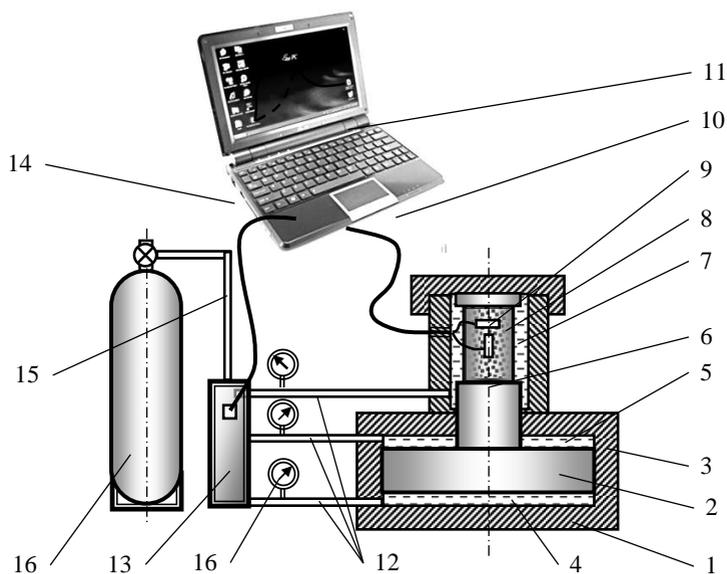


Рисунок 6.13 – Измерительный комплекс со стабилометром SHL жесткого нагружения для исследования механических свойств пород и каменных материалов

Камеры 4, 5 и 7 стабилометра подсоединена с помощью гидромагистралей 12 к блоку 13 для регулирования давления БРД (например, с помощью электромагнитных клапанов и дросселей). К нему через гидроаккумулятор (не показан) подведена магистраль 15 сжатого воздуха от баллона 16, играющего роль источника давления. От компьютера 11 идет кабель 14 для управления клапанами блока 13. На гидромагистральных 12 установлены манометры 16, также подсоединен-

ные к компьютеру 11.

Работает стабилометр SHL следующим образом.

Подготовленный к испытаниям образец 8 с укрепленными датчиками 9 устанавливают в испытательную камеру 7 стабилометра. Датчики 9 подсоединяют к разъему провода 10, соединенного с компьютером 11. В компьютере 11 устанавливают программу с заданным режимом нагружения образца. Затем включают режим испытаний, по которому давление сжатого воздуха из баллона 16 поступает через гидроаккумулятор в блок регулирования 13, клапана которого управляются программой компьютера 11.

Рабочая жидкость (например, масло) под соответствующим давлением и при регулируемом расходе по гидромагистралям 12 поступает в камеры 4, 5 и 6. Образец 8 начинает деформироваться, что отслеживают датчики 9, сигналы от которых поступают в компьютер 11. Управляющая программа компьютера постоянно сравнивает поступающие сигналы от датчиков с ранее заданными данными, соответствующие режиму испытаний. При их несовпадении появляется сигнал рассогласования, с помощью которого происходит управление клапанами блока регулирования так, чтобы минимизировать сигнал рассогласования. Все данные автоматически записывают в компьютер и отображают на его экране в реальном режиме времени.

Двухступенчатый поршень в стабилометре позволяет осуществлять жёсткий режим нагружения образца с постоянной заданной скоростью осевой $\partial \varepsilon_1 / \partial t$ или сдвиговой $\partial \gamma_{12} / \partial t$ деформации, т.е. изучать запредельное поведение горных пород. В образце, установленном в стабилометре, задают объёмное напряжённое состояние с соотношением между главными напряжениями $\sigma_1 \geq \sigma_2 = \sigma_3$, т.е. параметр Лоде равен $\lambda = 1$ (обобщённое сжатие) или при $\sigma_1 \leq \sigma_2 = \sigma_3$, когда параметр Лоде равен $\lambda = -1$ (обобщённое растяжение). Обобщённое растяжение осуществляют, задавая давление в камере 5 большим, чем в камере 7, при этом торцы образца 8 приклеены к нагружающим плитам. Для осуществления обычных одноосных испытаний на растяжение или

сжатие в испытательной камере 7 давление не создают, т.е. выполняют условие $\sigma_1 < \sigma_2 = \sigma_3 = 0$ (одноосное растяжение) или $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3 = 0$ (одноосное сжатие).

Благодаря своим конструктивным особенностям и наличию двухступенчатого поршня, стабилометр SHL позволяет осуществить различные режимы нагружения, в частности (рис. 6.14):

- нагружение *по схеме Кармана* (параметр Лоде равен $\lambda = 1$), для чего в испытательной камере образец подвергают исходному минимальному гидростатическому давлению $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_{\min}$, которое поддерживают постоянным, тогда как главное напряжение $\sigma_1 \rightarrow \uparrow$ постепенно повышают вплоть до разрушения образца;

- нагружение *по схеме Беккера*, когда параметр Лоде равен $\lambda = -1$, для этого в испытательной камере вокруг образца создают исходное максимальное гидростатическое давление $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_{\max}$,

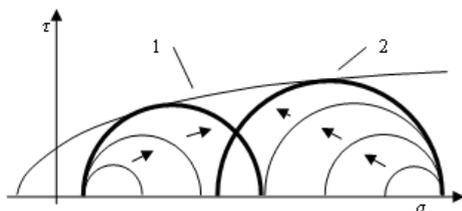


Рисунок 6.14 – Испытания пород в стабилометре по схеме Кармана (1) и Беккера (2)

которое поддерживают постоянным, после чего постепенно снижают оба минимальных напряжения $\sigma_2 = \sigma_3 \rightarrow \downarrow$ вплоть до разрушения образца, в простейшем случае это одноосное растяжение $\sigma_1 = \sigma_2 < \sigma_3 = 0$.

Благодаря конструкции стабилометра становится возможным осуществить любое по жесткости нагружение и разгрузку образца при их произвольных сочетаниях во времени и при произвольном объемном напряженном состоянии, задавая программу режима нагружения в компьютере в виде функций

$$\gamma_{13} = f(\sigma_1, \sigma_3); \frac{d\gamma}{dt} = f(t); \frac{d\tau_{13}}{dt} = f(t) \text{ и других,}$$

где γ_{13}, τ_{13} – касательные деформация и напряжение;

σ_1, σ_3 – нормальные напряжения в образце;

t – время.

Контроль степени нагружения образца производят по показателю нагружения H , равного производной интенсивности напряжений σ_i по интенсивности деформаций ε_i : $H = d\sigma_i / d\varepsilon_i$. При этом оказывается возможным получить на диаграммах «напряжение–деформация» ($\sigma - \varepsilon$) большинство характерных состояний материала в разных стадиях нагружения.

Жесткий режим нагружения (например, $\dot{\gamma} = const$) позволяет установить закономерности процессов разрушения материала в заданном состоянии деформирования, что играет важную роль при оценке работоспособности различных конструкций. Так, в задачах горной геомеханики (горное давление, устойчивость бортов карьеров, оползни и обвалы, деформирование фундаментов зданий и сооружений) предельные состояния массива пород и грунтов являются предвестниками аварий и катастроф.

Упрощенная компоновка всего комплекса измерений, основанных на предложенном стабилометре, позволяет проводить сложные и длительные испытания материалов в автоматическом режиме и с большой точностью. Благодаря использованию в качестве источника давления баллона со сжатым воздухом, испытательный комплекс, основанный на стабилометре, может быть установлен на лёгком автомобиле, он становится мобильным и доступным для использования даже полевыми лабораториями. При этом из-за малых удельных затрат сжатого воздуха одного стандартного баллона сжатого воздуха оказывается достаточным для производства сотен испытаний.

6.6 Исследование свойств пород методами зондирования

Для определения плотности, прочности, деформационных свойств и однородности грунтов и слабых горных пород при подземном строительстве выполняются инженерные изыскания с широким применением статического и динамического зондирования. Методы зондирования позволяют получать необходимые данные для проектирования и оценки условий строительства свайных фундаментов, шпунтовых ограждений и других видов строительных работ.

С помощью этих методов можно устанавливать изменчивость геологического разреза по глубине, выявлять глубину залегания и мощность слабых слоев и зон плотных, прочных и коренных пород, а также изменение степени уплотнения и упрочнения искусственно отсыпанных или намытых пород во времени.

Сущность методов зондирования состоит в задавливании или забивании в горные породы зонда с коническим наконечником. Их нельзя применять в скальных, полускальных и мёрзлых породах. Различие между статическим и динамическим зондированием состоит в том, что при статическом зондировании зонд постепенно задавливают в породы, а при динамическом - забивают. О плотности, прочности и других свойствах пород приближённо судят по величине сопротивления пород проникновению в них зонда. Предельная глубина зондирования не превышает 20 м. При сочетании методов зондирования с другими видами инженерных изысканий их точность и достоверность значительно повышаются.

Статическое и динамическое зондирование - это полевые экспресс – методы, которые регламентирует ГОСТ 20069-81 «Грунты. Метод полевого испытания статическим зондированием» и ГОСТ 19912-81 (1987) - «Грунты. Метод полевого испытания динамическим зондированием» и другими документами.

Для испытания грунтов статическим зондированием применяют установки, состоящие из следующих основных узлов:

- зонда (наконечника и штанги);
- устройства для вдавливания и извлечения зонда;
- опорно-анкерного устройства;
- измерительного устройства.

Международными конгрессами по механике грунтов и фундаментостроению (IV в 1957 г. в Лондоне и V в 1961 г. в Париже) было рекомендовано использовать для статического зондирования конус диаметром 36 мм, площадью 10 см² с углом при вершине 60° (рис. 6.15). Обычно зонд состоит из конуса 1, муфты трения 2 и штанги 3.

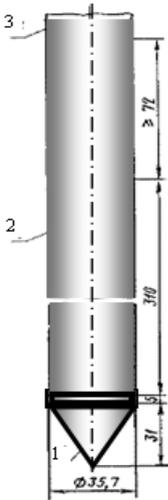


Рисунок 6.15 – Зонд

При статическом зондировании основными показателями свойств горных пород являются:

а) общее сопротивление зондированию $R_{общ}$, [Н] - это сопротивление, пород проникновению зонда, оно равно усилию, которое передается зонду гидравлическим домкратом или весом груза

б) сопротивление погружению конуса $R_{кон}$ [Н]; равно общему сопротивлению $R_{общ}$ без учёта сил трения $R_{тр}$ по поверхности погружаемого конуса $R_{кон} = R_{общ} - R_{тр}$

в) удельное сопротивление погружению конуса $R_{уд}$, [Па], равно отношению $R_{уд} = R_{кон} / A_3$, где A_3 – поперечная площадь зонда, м²;

Современные установки для статического зондирования позволяют производить измерение общего сопротивления зондированию по показаниям манометра, а сопротивления проникновению конуса - по показаниям динамометра и индикаторов часового типа.

Удельное сопротивление статическому зондированию конусом равно $R_{уд} = R_{кон} / F_k$, где F_k – площадь поперечного сечения конуса, см².

Показателем динамического зондирования принято называть число ударов молота, необходимое для погружения зонда на определенную глубину h (обычно $h = 10$ см). Отсюда показатель динамического зондирования равен: $N = n \cdot h / S$, где n – число ударов; S – глубина погружения зонда от принятого числа ударов молота.

При **динамическом зондировании** горных пород основными показателями являются:

- а) показатель динамического зондирования N ;
- б) глубина погружения зонда от определенного числа ударов стандартного молота S (это число ударов принято называть залогом);
- в) условное динамическое сопротивление горных пород R_d , Па.

При обработке результатов испытаний вводят соответствующие поправки на боковое трение пород и на увеличение веса зонда с глубиной.

Основным показателем свойств горных пород при динамическом зондировании считается условное динамическое сопротивление горных пород R_d , которое определяют по формуле: $R_d = k \Pi_o \Phi n / S$, где k , Π_o , Φ – коэффициенты для учета потерь энергии при ударе, влияния применяемого оборудования и трения штанг о горные породы, определяемые по специальным таблицам;

6.7 Геофизические исследования массивов³

Каротаж (французское carottage) – геофизические исследования горных пород в буровых скважинах электрическими, магнитными, радиоактивными, акустическими и другими методами. Каротаж исполь-

³ Используются материалы сайта <http://www.sgps.ru/>

зуют для изучения геологического разреза и выявления полезных ископаемых, а также для решения других задач: изучение литологическое строения массива, выявление трещиноватых, закарстованных участков, выявление обводненных и проницаемых пластов, определение их эффективной мощности, оценка емкостных и фильтрационных свойств водоносных пород и др.

Каротажные исследования проводят в скважинах глубиной до 1000 м и более. Чаще всего применяет следующие виды геофизических исследований:

- гамма-каротаж (ГК);
- электрокаротаж (КС, ПС);
- кавернометрия (КВ);
- расходометрия (РСХ);
- резистивиметрия (РМ);
- инклинометрия;
- видеокаротаж.

Гамма-каротаж – это аналог радиометрии, основан на изучении естественной радиоактивности горных пород вокруг скважины, пробуренной в исследуемый участок массива. С помощью скважинных радиометров разных марок, служащих датчиками. Скважинный радиометр может фиксировать гамма-излучение пород, расположенных в радиусе, не превышающем 0,5 м от оси скважины. Он преобразует гамма-излучение пород на данном участке скважины в пропорциональные электрические сигналы, которые передаются по кабелю на поверхность, где находится каротажная станция. Там сигналы автоматически записываются в виде непрерывной кривой. Интенсивность гамма-излучения измеряется в импульсах за минуту или в микрорентгенах в час (гаммах).

Путём построения диаграмм гамма-каротажа выявляют пласты с разной степенью радиоактивности. Максимумы появляются на участках с породами и рудами, содержащими радиоактивные элементы (уран, радий, торий и др.), а также на участках с гранитами и глинами;

минимумы радиоактивности присущи песчаным и карбонатным породам. Поэтому спектрометрию естественного гамма-излучения, т.е. определение энергии гамма-лучей, используют для выделения в разрезах скважин различных пород и руд.

Электрокаротаж служит для измерения с помощью пробуренных скважин постоянных естественных потенциалов, возникающих у пластов с естественной электрохимической активностью.

Естественные потенциалы (потенциалы собственной поляризации) возникают при окислительно-восстановительных, диффузионно-адсорбционных и фильтрационных процессах, протекающих в различных горных породах. Потенциалы измеряют в милливольтх свинцовыми приемными электродами установкой, состоящей из одного неподвижного приемного электрода N , заземленного вблизи устья скважины, и второго электрода M , перемещаемого по скважине. При наличии электрических помех, измерение ведется способом градиента потенциала, для чего оба приемных электрода M и N передвигаются по скважине, а расстояние между ними остается постоянным (1-2 м).

Построенные графики естественных потенциалов позволяют выявить аномалии (отклонения), приуроченные к пластам с разной электрохимической активностью. Чаще всего против глинистых пород наблюдаются положительные аномалии потенциала ПС, а около пористых проницаемых пластов – отрицательные. Интенсивными аномалиями положительного и отрицательного знака выделяются сульфидные залежи, пласты антрацита, графита. Слабыми аномалиями (единицы милливольт) отличаются массивные, плотные, плохо проницаемые песчаники, известняки, изверженные породы.

Электрокаротаж используют для расчленения геологических разрезов и корреляции по соседним скважинам отдельных пластов, выявления плохо проницаемых сланцев, глин и хорошо проницаемых песков, пористых известняков, выделения сульфидных, полиметаллических руд, угля, графита, оценки пористости и проницаемости пород.

Ещё один метод электрокаротажа - скважинные исследования

методом кажущихся сопротивлений – основан на распознавании пород, окружающих скважину, по их удельному электрическому сопротивлению (УЭС). Для этого с помощью электрических зондов создают направленные фокусированные электрические поля.

Простейшим зондом для измерения силы тока, проходящего в буровом растворе и окружающих скважину породах, служит одноэлектродный зонд (датчик, преобразующий параметры среды в пригодный для технического использования сигнал, обычно электрический). Такой каротаж называют *токовым каротажем*. Один электрод заземлен неподвижно, вблизи устья скважины, а второй – закреплен на кабеле, при его перемещении по скважине регистрируют изменения силы тока. Чаще всего используют трехэлектродные зонды, в которых три электрода располагаются в скважине, а четвертый электрод заземляется на поверхности, возле скважины.

При токовом каротаже сила тока, стекающего с помещенного в скважину питающего электрода, зависит от удельного сопротивления окружающих пород. Если питающий электрод расположен против хорошо проводящего пласта, то его сопротивление заземления уменьшается, а сила тока увеличивается. Вблизи высокоомных пород сила тока будет уменьшаться. На диаграммах хорошо выделяются лишь пласты с резко отличающимися от вмещающих пород свойствами, например, руды.

Метод кажущихся сопротивлений, один из основных методов скважинных геофизических исследований, применяется для геологической документации пород, пересекаемых скважиной, выделения пластов разного литологического состава, определения их глубины залегания и мощности, оценки пористости и коллекторских свойств пород, выявления полезных ископаемых, в том числе нефтегазоносных и водоносных пластов.

Кавернометрию применяют для измерения диаметров скважин прибором – каверномером с использованием оборудования каротажной станции. Каверномер (рис. 6.16) состоит из рычага 1; пружины 2;

толкателя 3, связанного с ползунком резистора 4. Прибор выполнен из металлической гильзы, вдоль ствола которой располагаются ромбовидные рычаги-шупы 1, при подъеме каверномера рычаги 1 под действием пружины 2 раскрываются и плотно прижимаются к стенкам скважины.

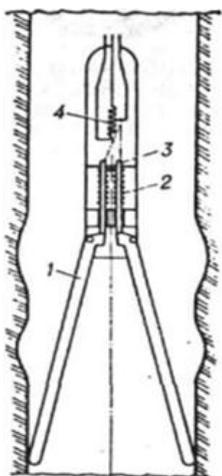


Рисунок 6.16 – Схема механического каверномера

При изменении угла раскрытия рычагов движется закрепленный на них толкатель 3, который связан с ползунковым реостатом 4. Это приводит к изменению сопротивления реостата и тока в электрической цепи, который подается на регистратор. Установив в процессе градуировки зависимость между током и радиусом раскрытия рычагов, легко перевести график его изменения в кривую изменения диаметра скважины (кавернограмму). Она служит для уточнения геологического разреза, изучения технического состояния скважин и интерпретации результатов скважинных исследований.

Кавернометр позволяет определять расхождения фактического и номинального диаметра скважины при проходке пластичных глинистых грунтов, рыхлых песков или сильнотрещиноватых пород. Он позволяет, кроме того, определять необходимый объем цемента для создания обсадной колонны, контролировать состояние ствола скважины, выбирать в скважине участки для установки дополнительных устройств.

Скважинная расходометрия – прямой метод исследования фильтрационных свойств окружающих скважину пород. В процессе бурения метод расходометрии позволяет установить интервалы и

удельную поглощающую способность пласта, что особенно важно при исследовании зон поглощения промывочной жидкости. Этот метод дает возможность выделить не только поглощающие воду пласты, но и участки, где происходит поступление пластовой воды в скважину.

Данные расходомерии с учётом диаметра скважины оформляют в виде графиков (диаграмм) интегральных и удельных дифференциальных поглощений или водопритоков. Большинство скважинных расходомеров удовлетворительно работают лишь в воде.

Резистивиметрия (от англ. resistivity сопротивление и греч. metreo измеряю) основана на определении сопротивления бурового раствора или воды в скважине резистивиметром, который представляет собой зонд малых размеров, помещенный в трубку из изолятора. При перемещении зонда по скважине внутри трубки свободно проходит жидкость, заполняющая скважину, а влияние окружающих пород исключается стенками трубки. Регистрация сопротивления проводится так же, как и в методе электрокаротажа. Коэффициент резистивиметра определяется путем его эталонировки в жидкости с известным сопротивлением.

Данные о сопротивлении бурового раствора или воды в скважине используют для обработки каротажных диаграмм, выявления мест подтока подземных вод разной минерализации и изучения скоростей фильтрации подземных вод.

Инклинометрия (от греч. inklino – расположение и metreo измеряю) служит для определения на любой глубине угла отклонения оси скважины от вертикали и азимута её искривления по отношению к устью с помощью инклинометра и оборудования каротажной станции. В необсаженных скважинах используют электрический инклинометр, в корпусе которого по отвесу располагается горизонтально свободно подвешенная рамка. На ней имеется буссоль для измерения азимута и указатель наклона. Стрелка буссоли и указатель наклона рамки скользят по реохордам азимутов и углов наклона, которые поочередно можно подключать к токовой линии инклинометра. Стрелка и указатель

передают напряжение с реохордов, пропорциональное азимуту или углу наклона.

В скважинах, обсаженных металлическими трубами, измерение азимута и угла проводят гироскопическими инклинометрами. Принцип работы этих приборов основан на свойстве гироскопа (устройства, маховик которого быстро вращается от специального электромотора) сохранять неизменной в пространстве ось вращения. В инклинометре два гироскопа: один для измерения азимутов, другой – для измерения углов наклона. С помощью особых электрических схем определяются углы, составленные инклинометром (направлением скважины) с осями вращения гироскопов.

Точность измерения углов инклинометром достигает 30', а азимутов – нескольких градусов. Если учесть, что глубокая скважина на разных глубинах может отклоняться от вертикали на сотни метров, а по азимуту превышать 360', то нетрудно понять практическое значение инклинометрии. Особенно необходима инклинометрия в скважинах наклонного бурения.

Видеокартаж – один из видов видеонаблюдений при геофизических исследованиях для решения задач контроля и диагностики технического состояния скважины, при проведении аварийных и других работ. Съемка осевой и радиальной камерами (рис. 6.17) позволяет выявить и детально рассмотреть трещины на стенках скважины, завалы и обрушения породы. По видеозаписи определяется глубина расположения, форма и размеры выделенного объекта.

Видеосъемка позволяет зафиксировать наличие и движение воды в скважине, определить направление и характер движения, наличие зон активного водопритока и поглощения.

Данные видеокартажа активно используются при принятии решения об устойчивости окружающих пород, необходимости ремонта выработок и др. С помощью видеокартажа оценивают трещиноватость массива, контролируют качество скрытых работ по взрыванию и тампонированию горных пород (взрывная разгрузка пород, тампонаж

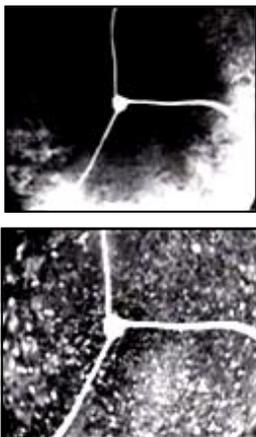


Рисунок 6.17 – Видеоконтроль стенок скважины

трещин и пустот и др.), контролируют результаты восстановительных мероприятий. Применяемые зонды позволяют проводить исследования в скважинах диаметром более 76 мм, глубиной до 300 м.

Испытания штампами проводятся для исследования деформационных свойств грунтов поэтапным нагружением жестких штампов, установленных в породах и измерением осадок штампа от каждой ступени нагрузки, а также изучением характера деформации во времени. Методика испытания пород штампами отличается

сложностью и трудоемкостью, что связано с монтажом тяжелого оборудования, специальной подготовкой грунтов к испытаниям; значительными затратами времени на изучение характера осадки.

Установка для испытаний грунтов штампом (рис. 6.18) состоит из нагружающего 1 и распорных 5 гидравлических домкратов, упорной траверсы 2, винтовых распор упорной траверсы 3 и горизонтальных распоров 6, вертикальных стоек 4 и штампа 6.

Процесс осадки, протекающий в грунте под жестким фундаментом, согласно Н.М. Герсеванову⁶⁴ (1930) происходит несколькими стадиями (рис. 6.18). Стадия уплотнения (участок 1) соответствует деформациям сжатия скелета грунта при уменьшении пористости. Эту стадию характеризует прямолинейная (либо близкая к ней) зависимость $S = f(P)$. Далее наступает стадия сдвигов (участок 2), когда грунт переходит в предельное равновесие в виде местных сдвигов по краям фундамента. Наконец наступает стадия разрушения (участок 3), когда под фундаментом в грунте образуются поверхности скольжения, происходит боковой выпор пород из-под фундамента, а под ним

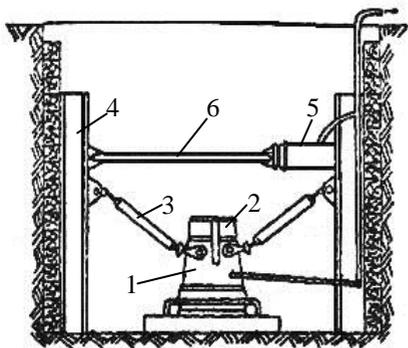


Рисунок 6.18 – Схема установки для испытаний грунтов штампом с упором в стенки шурфа

перемещается вниз конусообразный уплотненный объем грунта.

В соответствии с ГОСТ 12374-77, прямолинейный участок графика $S = f(P)$ используют для вычисления модуля деформации по формуле:

$$E = (1 - v^2)wd \frac{\Delta P}{\Delta S},$$

где v – коэффициент Пуассона, принимаемый равным

для скальных пород 0,15, для полускальных пород – 0,25, для крупнообломочных грунтов – 0,27, для песков и супесей – 0,30, для суглинков – 0,35, для глин – 0,42;

w – безразмерный коэффициент, зависящий от формы и жесткости штампа (для жесткого штампа круглой формы – $w = 0,79$);

d – диаметр штампа, м;

ΔP – приращение давления на штамп между предельным (P_n) и бытовым (P_6) давлением, Па;

ΔS – приращение осадки штампа, соответствующее ΔP , м.

Кроме определения модуля деформации по данным испытаний грунтов статическими нагрузками на штамп можно определить полную осадку грунта под нагрузкой и её упругую часть, скорость развития деформаций во времени, критическую (разрушающую) нагрузку, влияние влаги на дополнительную осадку (просадку) грунтов.

Умелое использование геофизических методов изучения показателей свойств горных пород и грунтов является гарантией безопасности и высокого качества ведения горных работ при строительстве и эксплуатации горных объектов самого разного назначения.

Вопросы для самоконтроля

1. Для чего служат лабораторные и натурные методы испытаний пород?
2. Что понимают под доступностью, достоверностью, представительностью и надёжностью методов испытаний?
3. Какие показатели прочностных свойств горных пород следует определять?
4. Какие показатели деформируемости горных пород следует определять?
5. Какие существуют методы испытания пород на одноосное сжатие?
6. Какие существуют методы испытания пород на одноосное растяжение?
7. В чём сущность задачи Герца и как её использовали для испытаний пород?
8. Для чего нужны и какие существуют методы комплексных испытаний горных пород на прочность?
9. Каков принцип работы стабилометра для объёмного нагружения образцов?
10. Как построить паспорт прочности породы с помощью стабилометра?
11. В чём сходство и различие схем нагружения Карма и Беккера?
12. Для чего производят статическое и динамическое зондирование грунтов?
13. Какие вам известны геофизические методы исследования свойств породных и грунтовых массивов?

КОНЦЕВЫЕ СНОСКИ

¹ **Давид Гильберт** (нем. David Hilbert; 1862–1943) – выдающийся немецкий математик-универсал, внёс значительный вклад в развитие многих математических разделов. В 1910–1920-е годы (после смерти Анри Пуанкаре) был признанным мировым лидером математиков. Наиболее известным вкладом Гильберта в физику является вывод уравнений Эйнштейна – основных уравнений общей теории относительности, проведённый им в ноябре 1915 года практически одновременно с Эйнштейном (вероятно, чуть раньше него).

² **Публий Вергилий Марон** (лат. Publius Vergilius Maro; 70 до н. э. – 19 год до н. э.) – один из наиболее значительных древнеримских поэтов. Создал новый тип эпической поэмы. Поклонение, которым имя Вергилия было окружено при жизни, продолжалось и после смерти поэта; уже начиная с Августовского века сочинения его изучались в школах, комментировались учёными и служили для предсказываний судьбы. Имя Вергилия окружалось таинственной легендой, превратившейся в Средние века в веру в него как в волшебника.

³ **Георгий Агрикола** (лат. Georgius Agricola, 1494–1555) – немецкий учёный, считающийся одним из отцов минералогии. С 1514 по 1518 г. учился филологии в Лейпцигском университете у профессора Петера Мозеллануса, гуманиста, последователя Эразма Роттердамского. Переселившись в 1531 г. в Хемниц, он полностью посвятил себя науке горного дела, получил от курфюрста Морица годовое содержание и готовую квартиру, а впоследствии занял в Хемнице место городского врача и был бургомистром. Главной его научной работой была книга «О горном деле и металлургии» в двенадцати книгах. (М.: Недра, 1986).

⁴ **Протодяконов Михаил Михайлович** (1874–1930) – профессор, один из первых в мировой горной науке разработал теорию давления горных пород, положившую начало исследованиям в этом направлении. Свою педагогическую и научную деятельность начал в Екатеринославском высшем горном училище в 1904 году. Его книги «Давление горных пород на рудничную крепь. Теория рудничного крепления», «Курс проветривания рудников» явились важным учебным пособием для подготовки горных инженеров.

⁵ **Цимбаревич Петр Михайлович** (1889–1953) – профессор, доктор технических наук. Окончил Петроградский горный институт (1916). В 1926 переходит на работу в Московскую горную академию и в 1930 становится заведующим кафедрой «Шахтного строительства». Он активно участвует в создании важнейших дисциплин специальности: "Механика горных пород" и "Рудничное крепление". По его инициативе при кафедре была создана лаборатория горных работ и крепёжных материалов, впоследствии превратившаяся в научное подразделение института. С 1947 по 1953 П.М. Цимбаревич руководил кафедрой Рудничного крепления.

⁶ **Авершин Степан Гаврилович** (1901–1972) – известный ученый в области сдвижения массива и земной поверхности при ведении горных работ, профессор, д-р технических наук, возглавлял Киргизскую академию наук.

⁷ **Руппенейт Константин Владимирович** – известный учёный в области механики горных пород, профессор, доктор технических наук, зав.отделом института оснований и подземных сооружений (НИИОСП) им. Н.М. Герсевича. Его труды широко способствовали применению аналитических методов в расчётах горного давления. Широкую популярность приобрела его книга «Введение в механику горных пород» /К.В. Руппенейт, Ю.М. Либерман.[Монография].

⁸ **Леопольд Мюллер** (нем. Leopold Müller 1908–1988) – один из пионеров создания механики горных пород, известен как один из главных авторов нового австрийского метода сооружения тоннелей.

⁹ **Дени Дидро́** (фр. *Denis Diderot*; 1713–1784) – французский писатель, философ-просветитель и драматург, основавший «Энциклопедию, или толковый словарь наук, искусств и ремёсел» (1751). Он обладал широким и всесторонним образованием, солидными знаниями в области философии и естествознания, социальных наук, литературы, живописи, театра и т. п. Его величайшим подвигом было создание «Энциклопедии»

¹⁰ **Севергин Василий Михайлович** (1765–1826) – русский минералог и химик. Окончил Петербургский университет, стажировался в Гёттингене. Академик (с 1793). В монографии “Первые основания минералогии, или Естественная история ископаемых тел” (1798) обобщил

знания по минералогии и представил сведения о минералах и полезных ископаемых России. Труд “Опыт минералогического землеописания Российского государства” (1809) явился подробным исследованием по генезису минералов. Первым из русских ученых выступил с пропагандой кислородной теории горения. Велики заслуги Севергина в разработке русской научной терминологии (“Подробный Словарь минералогический”, 1807, и т.п).

¹¹ **Ясинский Феликс Станиславович** (1856–1899) – механик и инженер, родился в Варшаве, профессор по кафедре строительной механики в Институте гражданских инженеров и Горном институте С.-Петербурга. Внес большой вклад в изучение статики сооружений и теории упругости, а также в расчеты плоских и пространственных стержневых систем. Первым в России ввёл курс упругости при подготовке инженеров.

¹² **Огюстен Луи Коши** (фр. Augustin Louis Cauchy, 1789–1857) – французский математик, член Парижской академии наук, разработал фундамент математического анализа и сам внёс огромный вклад в анализ, алгебру, математическую физику и многие другие области математики. Коши написал свыше 800 работ, полное собрание его сочинений содержит 27 томов. Его работы относятся к различным областям математики (преимущественно к математическому анализу) и математической физики. Коши заложил основы математической теории упругости. Он рассматривал тело как сплошную среду и вывел систему уравнений для напряжений и деформаций в каждой точке.

¹³ **Гук Роберт** (англ. Robert Hooke, 1635–1703) – английский естествоиспытатель, разносторонний ученый и экспериментатор, архитектор.

¹⁴ **Пуассон Симеон Дени** (фр. Siméon Denis Poisson, 1781–1840) – французский математик, механик и физик.

¹⁵ **Лехницкий Сергей Григорьевич** (1909–1981) – профессор, основоположник теории упругости анизотропного тела в СССР, Лауреат Государственной премии (1947).

¹⁶ **Паскаль Блэз** (Blaise Pascal, 1623–1662) – французский писатель, мыслитель и ученый.

¹⁷ **Мор Кристиан Отто** (нем. Christian Otto Mohr, 1835–1918) – немецкий учёный в области строительной механики и сопротивления материалов.

¹⁸ **Эйнштейн Альберт** (нем. Albert Einstein, 1879–1955) – физик, создатель теории относительности. Почётный доктор около 20 ведущих университетов мира, член многих Академий наук, в том числе иностранный почётный член АН СССР (1926).

¹⁹ **Уильям Томсон, лорд Кельвин** (англ. William Thomson, 1st Baron Kelvin, 1824–1907) – английский физик, один из основателей термодинамики и кинетической теории газов. В этом замечательном учёном соединяется редко проникновенный ум, бесстрашно берущийся за абстрактнейшие вопросы теории, с чисто практической сметкой, приводящей к решению запутаннейших вопросов практики. Томсону Англия обязана блестящим состоянием в высших школах её математической физики; влияние его на развитие этой науки легко проследить и в деятельности учёных других наций.

²⁰ **Сэр Чарльз Уитстон** (англ. Sir Charles Wheatstone, 1802–1875) – английский физик, автор многих изобретений. Предложил мостовой метод электрических измерений. Так называемый мост Витстона (Уитстона) служит основой современных гальванометров. Витстонов мостик балансирует измеряемые токи таким образом, что становится возможным измерение колебаний этих токов.

²¹ **Бингам Юджин Кук** (Eugene Cook Bingham, 1878–1945) – профессор и заведующий кафедрой химии в колледже Лафайета (США), сделал наряду с Маркусом Рейнером большой вклад в развитие реологии.

²² **Маркус Рейнер** (Markus Reiner, 1886–1976) – израильский учёный и основатель реологии, родился в Буковине (Австро-Венгрия), был профессором в Технионе (Technion – Израильский Институт Технологии) в Хайфе.

²³ **Сэр Исаак Ньютон** (англ. Sir Isaac Newton, 1642–1727) – английский физик, математик и астроном, один из создателей классической физики. Автор фундаментального труда «Математические начала натуральной философии», в котором он изложил закон всемирного тя-

готения и три закона механики, ставшие основой классической механики. Разработал дифференциальное и интегральное исчисление, теорию цвета и многие другие математические и физические теории.

²⁴ **Джеймс Клерк Максвелл** (англ. James Clerk Maxwell, 1831–1879) – британский физик и математик, член Лондонского королевского общества (1861). Заложил основы современной классической электродинамики (уравнения Максвелла), ввёл в физику понятия тока смещения и электромагнитного поля, сделал предсказание электромагнитных волн, электромагнитной природы света, давления света и др. Один из основателей кинетической теории газов.

²⁵ **Менделеев Дмитрий Иванович** (1834–1907) – русский химик, открывший периодический закон химических элементов.

²⁶ **Петров Николай Павлович** (1836–1920) – русский учёный и инженер.

²⁷ **Шведов Федор Никифорович** (1840–1905) – русский физико-химик.

²⁸ **Ребиндер Петр Александрович** (1898–1972) – советский физико-химик, академик АН СССР.

²⁹ **Воларович Михаил Павлович** (1900–1987) – советский геофизик, предложил применять пьезоэлектрический эффект при разведке ископаемых.

³⁰ **Адемар Жан-Клод Барре де Сен-Венан** (Adhémar Jean Claude Barré de Saint-Venant, 1797–1886) – французский ученый в области механики. Труды по теории упругости (т. н. принцип Сен-Венана), сопротивлению материалов и др. Заложил основы теории пластичности. Принцип Сен-Венана сформулирован им в 1855 году: уравновешенная система сил, приложенная к некоторой части твёрдого тела, вызывает в нём появление неравномерности распределения напряжений, которая быстро уменьшается и становится пренебрежимо малой по мере удаления от этой части.

³¹ **Баушингер Иоган** (нем. Bauschinger Johann, 1834–1893) – немецкий механик и инженер. **Эффект Баушингера** был им открыт в 1886 г. – феномен, при котором пластическая деформация в материале увеличивает предел его текучести в направлении приложения деформаций и уменьшает предел текучести в противоположном направлении. Эффект Баушингера приводит к появлению петель гистерезиса при разгрузке и повторной нагрузке материала.

³² **Перси Уильямс Бриджмен** (англ. Percy Williams Bridgman, 1882–1961) – американский физик, лауреат Нобелевской премии по физике в 1946 г. «за изобретение прибора, позволяющего создавать сверхвысокие давления, и за открытия, сделанные в связи с этим в физике высоких давлений». Он изобрёл новый блок, позволявший получать давления до 100 тысяч атмосфер (10 ГПа). Такие давления стали огромным достижением по сравнению с теми, которые достигались до того — 3000 атмосфер (0,3 ГПа). Открыл пинч-эффект разрушения цилиндрических образцов в стабилOMETре, когда при всестороннем сжатии образцов происходит разрыв образца по направлению минимального напряжения в результате возникновения поперечных трещин разрыва. Пинч-эффект характерен и для других физических процессов (плазма, жидкость, электрический ток и т.д.).

³³ **Йозеф Кайзер** (нем. Joseph Kaiser) – немецкий ученый, впервые описал в докторской диссертации (1950 г.) **эффект Кайзера** – акусто-эмиссионный (АЭ) эффект памяти в породах, который заключается в отсутствии регистрации акустической эмиссии на фиксированном уровне чувствительности до тех пор, пока не превышен уровень нагрузки, которая была ранее приложена к образцу. По эффекту Кайзера существует теоретическая возможность определить ранее действовавшую на материал нагрузку («память» материала).

³⁴ **Леона́рдо ди сер Пьéро да Винчи** (итал. Leonardo di ser Piero da Vinci, 1452–1519) – великий итальянский художник (живописец, скульптор, архитектор) и учёный (анатом, математик, физик, естествоиспытатель), яркий представитель типа «универсального человека» (лат. homo universale) – идеала итальянского Ренессанса.

³⁵ **Галиле́о Галиле́й** (итал. Galileo Galilei, 1564–1642) – итальянский философ, физик и астроном, оказавший значительное влияние на

науку своего времени. Галилей в основном известен своими наблюдениями планет и звёзд, активной поддержкой гелиоцентрической системы мира и экспериментами по механике.

³⁶ **Габриель Ламе** (фр. Gabriel Lamé, 1795–1870) – французский математик, физик и инженер, чл.-корр. Петербургской АН (1829); чл. Парижской АН (1843), проф. Политехнической школы (1832–1863) и Парижского ун-та (1848–1863). В 1820–1832 работал в России (в Институте корпуса инженеров путей сообщения в Петербурге). Основные труды по математической физике и теории упругости.

³⁷ **Ранкин Уильям Джон Макуорн** (англ. William John Macquorn Rankine, 1820–1872) – шотландский инженер и физик. Окончив Эдинбургский университет, работал по сооружению портов и железных дорог. С 1855 профессор университета Глазго. Один из создателей технической термодинамики. С Э. Клаузиусом разработал теоретический цикл парового двигателя. Ряд работ Ранкина посвящен теории упругости и колебаний.

³⁸ **Мариотт Эдме** (фр. Edme Mariotte, 1620–1684) – французский физик, физиолог и священник, известный тем, что он независимо переоткрыл закон Бойля. Мариотт также сделал выводы о том, что растения синтезируют материалы путем химических процессов, и эта теория была доказана после его смерти. Он был основателем Академии наук в Париже.

³⁹ **Грасгоф Франц** (нем. Grashof Franz, 1826–1884) – немецкий инженер, с 1863 г. профессор прикладной математики и машиностроительного искусства в Карлсруэ, особенно известен своими работами по теории машиностроения.

⁴⁰ **Жан-Виктор Понселе** (фр. Jean-Victor Poncelet, 1788–1867) – математик и инженер, создатель проективной геометрии, один из основоположников изучения свойства усталости материалов в разделе физики материаловедения.

⁴¹ **Шарль Огюстен де Кулон** (фр. Charles-Augustin de Coulomb, 1736–1806) – французский военный инженер и учёный-физик, исследователь электромагнитных и механических явлений; член Парижской Академии наук. Его именем названы единица электрического заряда и закон

взаимодействия электрических зарядов. Исследовал деформацию кручения нитей, установил её законы. Изобрёл (1784) крутильные весы и открыл (1785) закон, название его именем. Установил законы сухого трения.

⁴² **Анри Эдуард Треска́** (фр. Henri Édouard Tresca, 1814–1885) – французский инженер-механик, профессор Национальной консерватории искусств и ремёсел в Париже. Он является отцом теории пластичности, или необратимой деформации, которые он изучил в обширной серии блестящих экспериментов, начатых в 1864 году. Открыл критерий пластичности материала Треска (или максимального сдвига).

⁴³ **Кристиан Отто Мор** (нем. Christian Otto Mohr, 1835–1918) – один из наиболее знаменитых в 19 столетии инженеров и ученых в области инженерной механики и прочности, профессор механики в политехнике Штутгарта и Дрездена. Разработал знаменитую диаграмму для анализа напряжений, известную как круги Мора и предложил теорию прочности, основанную на сдвигающих напряжениях.

⁴⁴ **Масимильтян Губер** (польск. Maximilien Huber) – польский ученый, профессор Львовского политехнического университета, автор энергетической теории прочности

⁴⁵ **Эудженио Бельтрами** (итал. Eugenio Beltrami, 1835–1900) – итальянский математик, известный своими работами по дифференциальной геометрии и математической физике. Сыграл значительную роль в признании неевклидовой геометрии.

⁴⁶ **Рихард Эдлер фон Мизес** (нем. Richard Edler von Mises, 1883–1953) – математик и механик австрийского происхождения; работы посвящены аэродинамике, прикладной механике, механике жидкостей, аэронавтике, статистике и теории вероятностей.

⁴⁷ **Эгон Орован** (венг. Orován Egon, англ. Egon Orowan, 1902–1989) – венгерский, британский, американский физик и металлург.

⁴⁸ **Поляный Михаэл** (Polanyi Michael, 1891–1976) – венгерский и английский учёный в области полиматематики, чьи труды продвинули физическую химию, экономику и философию.

⁴⁹ **Сэр Джеффри Инграм Тейлор** (Sir Geoffrey Ingram Taylor, 1886–1975) – всемирно знаменитый английский физик, математик и учёный в области гидродинамики и волновой теории. Он был признан одним из величайших физиков 20 столетия.

⁵⁰ **Алан Арнолд Гриффит** (Alan Arnold Griffith, 1893–1963) – английский ученый, наиболее известный своими исследованиями роста трещин в металлах, заложивший основы механики разрушения.

⁵¹ **Черепанов Геннадий Петрович** (1938 г.р.) – основоположник современной механики разрушения, основанной на инвариантном интеграле, носящем его имя. Он известен также своими работами в области прикладной математики, механики и физики твёрдого тела, химической технологии и других областях.

⁵² **Амонтон Гильом** (fr. Guillaume Amontons, 1663–1705) – французский механик и физик, член Парижской АН, физик и изобретатель научных приборов, один из пионеров трибологии – науки о трении.

⁵³ **Журков Серафим Николаевич** (1905–1990) – академик, основатель и заведующий лабораторией физики прочности Физико-технического института им. А. Ф. Иоффе АН СССР, обосновал термофлуктуационную природу механического разрушения твердых тел, заложил основы кинетической теории прочности.

⁵⁴ **Черняк Илья Лазаревич** (1926 г.р.) – проф. Московского горного института, д-р техн. наук, известный ученый в области изучения проявлений горного давления, основоположник научной школы применения вероятностных методов при описании пучения пород почвы.

⁵⁵ **Литвинский Гарри Григорьевич** (1939 г.р.) – горный инженер, педагог и ученый в области горной геомеханики, горного давления, доктор технических наук, профессор, зав. кафедрой Строительных геотехнологий ДонГТУ, Заслуженный деятель науки и техники Украины. Разработал реономную микромеханику деформирования и разрушения материалов, аналитическую теорию прочности, теорию геомеханики взрыва, фундаментальные закономерности горного давления, создатель научной концепции новой горной технологии и техники «Шахта XXI века».

⁵⁶ **Жорж-Луи Леклерк, граф де Бюффон** (фр. Georges-Louis Leclerc, Comte de Buffon, 1707–1788) – французский натуралист, биолог, математик, естествоиспытатель и писатель XVIII века. Высказал идею о единстве растительного и животного мира.

⁵⁷ **Шашенко Александр Николаевич** (1949 г.р.) – известный ученый и педагог Украины, д-р технических наук, профессор, заведующий кафедрой строительных геотехнологий и конструкций Национального горного университета (Украина), заслуженный деятель науки и техники Украины. Автор ряда учебников и книг по механике горных пород, основатель научной школы статистической геомеханики.

⁵⁸ **Карташов Юрий Михайлович** (1936 г.р.) – горный инженер, доктор технических наук (1984), профессор (1988), известен своими исследованиями механических свойств горных пород в институте ВНИМИ (г. С.-Петербург), созданием новых приборов и устройств по испытаниям горных пород, разработкой стандартов по испытаниям пород и изучением запредельного поведения пород на жёстких прессах

⁵⁹ **Матвеев Борис Викторович** (1928 г.р.) – горный инженер, кандидат технических наук (1958), заведовал отделом испытаний механических свойств пород во ВНИМИ (г. С.-Петербург), автор многих стандартов по испытаниям пород, известен исследованиями горного давления и автор одной из первых механических схем взаимовлияния крепи и массива горных пород.

⁶⁰ **Герц Гёнрих Рудольф** (нем. Heinrich Rudolf Hertz, 1857–1894) – немецкий физик. Окончил университет в Берлине, где его учителями были Герман фон Гельмгольц и Густав Кирхгоф. С 1885 по 1889 был профессором физики технического университета в Карлсруэ. С 1889 – профессор физики университета в Бонне. Основное достижение – экспериментальное подтверждение электромагнитной теории света Джеймса Максвелла. Кроме того, получил ряд блестящих результатов в области теории упругости, контактного взаимодействия и др. Он умер от заражения крови в возрасте 36 лет в Бонне. Похоронен в Гамбурге на еврейском кладбище.

⁶¹ **Курман Сергей Александрович** (1936 г.р.) – инженер-строитель, канд. техн. наук, известный специалист в области испытаний механи-

ческих свойств горных пород. Возглавлял кафедру теоретической механики Донбасского технического университета (1984–1990 г.г.), автор многочисленных изобретений в области лабораторных испытаний пород.

⁶² **Койфман Михаил Ильич** (1899–1981) – горный инженер, доктор технических наук (1941), профессор (1945), разработал технологию производства искусственных дефибрерных камней (абразивных инструментов, используемых в горной, буровой, целлюлозно-бумажной, металлопрокатной и других отраслях промышленности) и организовал их промышленный выпуск, классифицировал типы твёрдосплавных буровых коронок.

⁶³ **Чирков Сергей Евгеньевич** (1914 г.р.) – горный инженер, доктор технических наук (1966), профессор (1968), возглавлял отдел в исследовательском институте ИГД им. А.А. Скочинского (г. Люберцы, Московской обл.), известен своими работами в области создания приборов и аппаратуры по испытаниям физико-механических свойств горных пород и исследованиями масштабного эффекта.

⁶⁴ **Герсеванов Николай Михайлович** (1879–1950) – учёный в области механики грунтов, чл.-корр. АН СССР (1939). Окончил Петерб. ин-т инженеров путей сообщения (1901); с 1923 проф. этого ин-та. Сделал большой научный вклад в развитие механики грунтов. Предложил способ расчёта конструкций на сваях с большой свободной длиной, дал формулу для определения сопротивления свай по их отказу. Его имя присвоено в 1973 г. НИИ оснований и подземных сооружений (г. Москва).

ИМЕННОЙ УКАЗАТЕЛЬ

<p>А</p> <p>Авершин С.Г. 16, 268</p> <p>Агрикола, Георгий 15, 267</p> <p>Аказава 243</p> <p>Амонтон, Гильом 136, 275</p> <p>Ардашев К.А. 226</p> <p>Б</p> <p>Барцеллос 243</p> <p>Баушингер, Иоган 109, 190, 272</p> <p>Бейли 182</p> <p>Беккер Р. 254, 266</p> <p>Бельтрами, Эудженио 120, 274</p> <p>Бенявский З.Т. 122, 222</p> <p>Бингам, Юджин 81, 93, 100, 270</p> <p>Бирбаумер 16</p> <p>Больцман, Людвиг 173, 189</p> <p>Браун Е.Т. 91, 122</p> <p>Бриджмен, Перси 109, 222, 272</p> <p>Булычев Н. С. 223</p> <p>Бюффон, Ж.-Л. 207, 208, 276</p> <p>В</p> <p>Волярович М.П. 81, 271</p> <p>Воробьев А.А. 146</p> <p>Г</p> <p>Галилей, Галилео 113, 117, 118, 272</p> <p>Генки 120</p> <p>Герсеванов Н.М. 265, 277</p> <p>Герц, Генрих 243, 245, 276</p> <p>Гильберт, Давид 6, 13, 267</p> <p>Грасгоф, Франц 118, 273</p> <p>Грегер 16</p> <p>Гриффитс, Алан 9, 129, 130, 132, 133, 146, 171</p> <p>Губер, Масимильян 120, 274</p>	<p>Гук, Роберт 52-57, 83, 86, 91-93, 125, 127, 269</p> <p>Д</p> <p>Давиденков Н.Н. 146</p> <p>Дидро, Дени 21</p> <p>Дир Д. 220, 222</p> <p>Е</p> <p>Ерофеев В.Е. 226</p> <p>Ж</p> <p>Журков С.Н. 171-173, 275</p> <p>З</p> <p>Заславский Ю.З. 226, 227</p> <p>И</p> <p>Иоффе А.Ф. 146</p> <p>К</p> <p>Кайзер, Йозеф 109, 190, 272</p> <p>Карман 254</p> <p>Карнейро 243</p> <p>Карташов Ю.М. 241, 276</p> <p>Качанов Л.М. 104, 153</p> <p>Кельвин, Уильям 73, 92, 95-97</p> <p>Кетгер 16</p> <p>Койфман М.И. 246, 277</p> <p>Коммерелль 16</p> <p>Коши, Огюстен 50, 269</p> <p>Кулон, Шарль 114, 118-122, 136, 137, 140-143, 147, 273</p> <p>Курман С.А. 241, 242, 245, 246, 249, 276</p> <p>Л</p> <p>Лабас А. 16</p>
---	--

Ламэ, Габриель 118, 273
Леонардо да Винчи 113, 272
Литвинский Г.Г. 119, 184, 226,
241, 242, 245, 246, 249, 251, 275
Лоде 253, 254

М

Максвелл, Джеймс 81, 92-98,
100, 120, 271
Мариотт, Эдме 118, 273
Матвеев Б.В. 241, 276
Менделеев Д.И. 81, 271
Мизес, Рихард 120, 274
Михеев Г.В. 245
Мор, Отто 9, 60, 63-68,
114-116, 119-122, 136-143,
147-149, 159, 166, 167,
235, 236, 251, 270
Мюллер, Леопольд 16, 268

Н

Ньютон, Исаак 77, 78, 81,
83-87, 92, 93, 270

О

Орован, Ёгон 123, 128, 274

П

Паскаль, Блэз 61, 67, 269
Петров Н.П. 81, 271
Пойтинг, Джон 93, 99, 103
Поляный, Михаэл 128, 274
Понселе, Жан-Виктор 118, 273
Прандтль, Людвиг 90
Протодьяконов М.М. (старший)
16, 223, 224, 236, 267
Протодьяконов М.М. (младший)
122
Протосеня А.Г. 226
Пуассон, Симеон 55, 76, 78, 79,

236, 266, 269

Публий, Вергилий 13, 267

Р

Ранкин, Уильям 118, 273
Ребиндер П.А. 81, 271
Рейнер, Маркус 81, 270
Ритгер 16
Робинсон 182
Руппнейт К. В. 16, 268

С

Севергин В. М. 32, 268
Сен-Венан, Адемар 22, 83,
89-93, 100, 102, 118, 271
Слесарев В. Д. 16
Степанов В.А. 146

Т

Томсон, Уильям 81, 93, 99,
103, 270
Треска, Анри 118, 143, 274
Тэйлор, Джеффри 128, 275

У

Уитстон, Чарльз 73, 270

Ф

Феннер Р. 16
Фойгт, Вольдемар 92, 98

Х

Хокк, Эверт 16, 91, 122

Ц

Цимбаревич П. М. 16, 268

Ч

Черепанов Г.П. 134, 275
Черняк И.Л. 178, 275

Чирков С.Е. 246, 277

Ш

Шашенко А.Н. 122, 212, 276

Шведов Ф.Н. 81, 271

Шпакелер Г. 16

Шульц 15

Э

Эйнштейн, Альберт 68, 270

Энгессер 16

Ю

Юнг, Томас 52, 53, 58,
125, 130

Я

Янсен 16

Ясинский Ф.С. 36, 269

ПРЕДМЕТНЫЙ УКАЗАТЕЛЬ

<p>А</p> <p>акустическая эмиссия 133</p> <p>аморфность 35, 115</p> <p>аналого-цифровой преобразователь (АЦП) 74</p> <p>анизотропия 35-37, 41, 58</p> <p style="padding-left: 20px;">- <i>главные направления</i> 37</p> <p style="padding-left: 20px;">- <i>прочности</i> 163, 170</p> <p>В</p> <p>видеокаротаж 259, 264, 265</p> <p>водородная связь 144-146</p> <p>время релаксации 94, 95, 98</p> <p>время ретардации 96, 97</p> <p>вязкая жидкость 84, 95, 96</p> <p>вязкий элемент 95, 96</p> <p>вязкое течение 85, 94, 100</p> <p>вязко-упругая жидкость 86</p> <p>Г</p> <p>гамма-излучение 259, 260</p> <p>гамма-каротаж 259</p> <p>геомеханика 17, 18, 23, 24, 37, 41, 42, 169</p> <p style="padding-left: 20px;">- <i>горная</i> 16-18, 21-24, 26, 37-39, 44, 70, 82, 121, 122, 158, 161, 183, 219, 220, 255</p> <p style="padding-left: 20px;">- <i>структурная</i> 209-211, 218</p> <p>геофизический метод 43, 231, 266</p> <p>гидростатическое поле напряжений 61</p> <p>главные площадки 56, 61, 62, 65, 107, 108, 170, 188</p> <p>гомогенность 35</p> <p>горная наука 23, 24, 28</p> <p>горная порода 31, 32, 58, 96, 126, 152</p>	<p>горный компас 41-43</p> <p>Д</p> <p>деформация 49-53</p> <p style="padding-left: 20px;">- <i>абсолютная</i> 49-51</p> <p style="padding-left: 20px;">- <i>вязкая</i> 100, 104</p> <p style="padding-left: 20px;">- <i>линейная</i> 51</p> <p style="padding-left: 20px;">- <i>неупругая</i> 76, 83</p> <p style="padding-left: 20px;">- <i>объёмная</i> 51, 56, 57</p> <p style="padding-left: 20px;">- <i>остаточная</i> 76, 81, 83, 89, 90, 236</p> <p style="padding-left: 20px;">- <i>относительная</i> 50, 51, 53, 87, 125</p> <p style="padding-left: 20px;">- <i>пластическая</i> 52, 87, 90-92, 127, 128, 133, 146, 236</p> <p style="padding-left: 20px;">- <i>поперечная</i> 49, 50, 51, 54, 55, 75, 76, 78, 236</p> <p style="padding-left: 20px;">- <i>продольная</i> 49-51, 54-56, 73, 75, 76, 91, 236</p> <p style="padding-left: 20px;">- <i>сдвиговая</i> 53, 253</p> <p style="padding-left: 20px;">- <i>угловая</i> 51</p> <p style="padding-left: 20px;">- <i>упругая</i> 52, 90, 95, 96, 100, 104</p> <p>деформационная теория 117, 127</p> <p>диаграмма Мора 60, 63-68, 114-116, 137-140, 148, 149, 159, 166, 167, 235, 236, 251</p> <p>диаграмма прочности 164-168, 242, 246, 249</p> <p>диаграмма трещиноватости 41, 42</p> <p>дискретность 17, 24, 38, 74</p> <p>дифференциальное уравнение 68, 82, 93, 94, 97-99, 128, 214</p> <p style="padding-left: 20px;">- <i>в декартовой системе координат</i> 70</p> <p style="padding-left: 20px;">- <i>кинетические</i> 109, 136, 184, 189, 190</p> <p style="padding-left: 20px;">- <i>линейное</i> 98, 102</p>
---	---

- прочности 148, 153-155,
157, 177, 178
- равновесия 71
диэлектрическая проницаемость 43

З

задача:
- аналитической теории прочности 158, 159
- Бюффона 207, 208
- Герца 243, 245
- горной геомеханики 17, 24, 255
- Гриффитса 130
- линеаризации паспорта прочности 161
- масштабного фактора 201, 213
- механики подземных сооружений 25, 26
- определения структуры среды 196
- прогнозирования горного давления 161
- реологии 82
закон 21-23, 185
- Гука 52-56, 86, 91, 93, 125, 127
- идеальной пластичности 117
- изменения долговечности 181
- Ньютона 86
- парности касательных напряжений 70
- Паскаля 61, 67
- Сен-Венана 91
- трения Кулона 121, 136
закономерность 17, 21-25, 27-30, 39, 41, 103, 129, 184, 195-197, 202, 204, 217, 218, 255
зондирование 256

- динамическое 256, 258
- статическое 256-258

И

изотропия 29, 35, 36, 58, 83, 117
инклинометрия 259, 263, 264
интроскопия 43, 44
испытания пород 34, 35
- в стабилometре 254
- лабораторные 234, 235
- на одноосное сжатие 237-240
- на одноосное растяжение 243-247
- натурные 232
- слоистых пород 163
- породного керна 249
- прочности пород 115, 116, 233
- штампом 266
инфракрасная спектроскопия 172

К

кавернометр 259, 261, 262
каротаж 258-260
категория устойчивости пород 224, 225, 227
классификация 36, 220, 224, 228, 234
- RMR 222, 223
- породных массивов 219-223
- трещин 38, 42
когезия 116, 125, 137
- отрыва 137, 147, 148, 150, 151, 154, 155, 214
- сдвига 138, 149, 151, 159, 214
коэффициент
- бокового давления (распора) 236

- *вариации* 36, 237
- *внутреннего трения* 147, 160-162
- *вязкости* 86, 87, 93
- *диффузии* 37
- *длительной прочности* 226
- *заполнения трещин* 223
- *концентрации напряжений* 226
- *крепости* 223, 224, 236, 237
- *Пуассона* 55, 76-79, 236, 266
- *сплошности массива* 198
- *степени трещиноватости* 223
- *структурного ослабления массива* 198-202, 205, 215, 226
- *сухого трения* 136
- *сцепления* 119, 223
- *трения* 143, 146-148, 155
- *угла внутреннего трения* 119
- *увлажнения пород* 223
- *фильтрации* 37
- *формы* 239
- *хрупкости* 148, 154, 156, 158, 159, 215, 236
- *числа систем трещин* 223
- *шероховатости стенок трещин* 223
- критерий**
- *RMR* 222, 223
- *RQD* 220-223
- *Ардашева* 226
- *деформирования* 105
- *Заславского* 226
- *Кулона* 119, 122
- *Кулона–Мора* 142
- *напряженности* 227
- *прочности, Мора* 105, 112, 114, 117, 121, 122, 135, 143, 149, 158, 185, 214
- *структурной нарушенности массива* 45

- М**
- масс-спектрометрия** 172
- масштабный**
- *уровень* 37, 38
- *фактор* 45, 195, 197, 199-203, 207, 208, 212-218
- *эффект (МЭ)* 46, 194-197, 202, 204, 205, 209-213, 218, 231, 246
- массив**
- *горных пород* 17-21, 23-25, 27, 31, 34, 37-41, 63, 81, 112, 115, 152, 183, 194-196, 207, 209, 211, 214-220, 231
- *демонстрационная модель* 203
- *литологическое строение* 259
- *механические свойства* 42
- *нарушенность* 196, 198, 199, 203, 208, 210, 213, 218
- *пористость* 197
- *слоистый* 170, 203, 208, 215, 224, 249
- *структурный* 43, 46, 196-198, 202-204, 206, 210
- *трещиноватый* 36, 40, 154, 214-216, 264
- материал**
- *анизотропный* 35, 36, 58
- *бездефектный* 104, 107, 188
- *безраспорный* 55
- *вязкий* 81, 104
- *вязко-пластичный* 127
- *гиперупругий* 53
- *идеально пластичный* 117, 138, 141
- *идеально связный* 138, 149
- *идеально сыпучий* 137-139
- *изотропный* 83
- *квазихрупкий* 110
- *квазиоднородный* 153

- микродефектный 105, 108, 153, 155, 184, 185, 188, 214
- несжимаемый 55, 57
- пластичный 81, 117, 119, 121, 127, 141, 217
- трещиноватый 157
- упругий 55
- упруго-вязко-пластический 100
- хрупкий 118, 119, 149, 187
- метод
 - аналитический 17, 18, 220
 - измерения упругих свойств пород 72
 - кажущихся сопротивлений 261
 - лабораторный 18, 19, 34, 231, 232
 - натурный 18, 19, 34, 231, 232
 - полевой 34, 231, 232
 - определения прочности на одноосное сжатие высокой точности и доступности 242
 - определения прочности на одноосное сжатие косвенный 242
 - определения прочности на одноосное сжатие с надежностью 0.8–0.9 241
 - определения прочности повышенной точности 240
 - соосных пуансонов (ГОСТ 211153.2–84) 241
 - экспериментальный 18, 19
- механика 23, 49, 54, 81, 185, 206
 - горных пород 16, 17, 20, 24, 25, 41, 52, 157, 190
 - грунтов 24, 257
 - деформируемой среды 17, 24
 - деформируемого твёрдого тела (МДТТ) 17, 19, 112, 113, 126, 129, 134, 157, 184
 - контактного взаимодействия твёрдых тел 243
 - подземных сооружений (МПС) 17, 18, 24, 25, 27, 28
 - разрушения 113, 129, 133, 134, 146, 171, 184, 190
 - сплошной среды 19, 71, 82
 - трещин 129, 171
 - хрупкого разрушения 129, 134
- механические
 - воздействия 34
 - колебания 76
 - модели 82, 92, 143
 - напряжения 183
 - процессы в горном массиве 17, 20, 21, 24, 25, 76, 104, 190
 - свойства горных пород 15, 17, 24, 31–39, 41, 42, 45, 46, 81, 82, 112, 115, 197, 202, 218, 231–234, 249, 250, 252
- микротрещины 38, 85, 103, 104, 105, 130, 133, 141, 144, 153, 185, 186
- минерал 31, 32, 34, 36, 37, 104, 126, 194, 233
- модель 20, 22, 39
 - Бингама 100
 - Гука 54, 58, 83
 - идеализированная 38
 - идеальной пластичности 89, 90
 - идеальное тело 83
 - Кельвина (Фойгта) 95–97
 - Максвелла 93, 95, 96, 98
 - математическая 117, 153
 - механическая 82, 92, 142, 144, 157
 - Ньютона 83, 86, 87, 93
 - Пойтинга-Томсона 98, 99
 - реальной породы 90

- реологические 82, 83, 85, 92, 101-103
 - Сен-Венана 83, 89, 90, 93
 - термомеханическая 183
 - упруго-пластическая 90
- модуль
- деформации 236, 237, 266
 - объёмного сжатия 57, 58
 - продольной упругости 53, 54, 76-78, 125
 - сдвига 53, 58
 - упругости (Юнга) 37, 52-54, 58, 79, 93, 125, 126, 130, 231, 236
- Н**
- нагружение
- «жёсткое» 128, 251, 252, 254, 255
 - игольчатое 242
 - «мягкое» 128
 - механическое 54, 90, 103, 105, 109, 190
 - многоосное 55, 56, 109
 - объёмное 55, 169, 251
 - одноосное 49, 169, 238, 249
 - по схеме Беккера 254
 - по схеме Кармана 254
- напряжения 50
- главные 61, 63-66, 89, 108, 115, 118-120, 138, 142, 158, 159, 161, 162, 168, 187, 254
 - касательное 50, 51, 53, 56, 57, 59, 61, 63, 64, 67, 70, 89, 118, 119, 121, 148, 154, 155, 159, 161, 241, 255
 - на диаграмме Мора 63, 64, 115, 116, 139, 142, 148, 149, 167, 246
 - на произвольной площадке 58, 59, 68
 - растягивающее 52, 67, 119, 130, 132, 173, 187, 239, 245, 246
 - сдвигающее 66, 188, 214
 - сжимающее 52, 63, 121, 161, 241
- неоднородность 35-39, 42-44, 46, 104, 113, 152, 169, 190, 195, 196, 198, 203, 206, 209-214, 218, 231, 234, 235
- П**
- паспорт прочности 114-116, 122, 137-142, 148-152, 154-157, 159-163, 166-169, 171, 216, 235, 236, 249, 251
- петля гистерезиса 91
- пинч-эффект 109, 190, 222
- пластичность 17, 34, 71, 83, 89-93, 100, 102, 113, 117, 119, 126, 127, 146, 147, 190
- поврежденность 104, 106, 141, 153, 154, 186, 197, 203, 206, 207, 209-214
- ползучесть 29, 83, 84, 86-89, 93, 95, 96, 99, 100, 109, 190, 251
- породы
- магматические 32-34
 - метаморфические 32-34
 - осадочные 32, 34, 46, 103, 151, 163, 211, 225
 - связные 32
 - скальные 32, 256
 - рыхлые 24, 32, 262
- поры 33, 85
- прибор
- гироскопический инклинометр 264
 - каверномер 261, 262
 - УКБ-1 76, 77
 - ударно-статических экс-

пресс-испытаний горных пород (ПУСЭИП) 249, 250
 - *тензодатчик* 73
 принцип суперпозиции 22,
 55, 206, 209-211, 218
 прочность 112
 - *длительная* 176-178
 - *идеальная* 125
 - *массива* 152, 153, 158,
 205, 217, 226
 - *мгновенная* 176
 - *на сжатие* 37, 125, 141,
 170, 215, 222, 237, 239, 243
 - *на растяжение* 126, 141,
 151, 169, 246
 - *реальная* 125, 126, 129, 165
 - *теоретическая* 125, 126, 133

Р

растяжение 37, 51, 54, 72,
 117, 125, 137, 141, 169, 170,
 201, 235, 244-248, 249, 251
 - *всестороннее* 116, 148, 235
 - *двухосное* 66
 - *обобщённое* 253
 - *объёмное* 251
 - *одноосное* 66, 139, 149-151,
 158, 159, 164, 165, 195,
 243, 248, 254
 резистивиметрия 259, 263
 релаксация 88, 93-95, 97,
 98-101
 реология 81-83
 - *модели* 83, 85, 89, 92,
 93, 99, 101-103
 - *тело* 86, 100
 - *уравнение* 82, 83
 реономная микромеханика 109,
 135, 183-185, 188, 190
 реономные

- *критерии* 105, 185
 - *постоянные материалы* 109
 - *системы* 185

С

сжатие 37, 51, 54, 72, 117, 125,
 141, 151, 201, 215, 222, 226,
 243, 248, 253
 - *двухосное* 66
 - *обобщённое* 253
 - *объёмное* 251
 - *одноосное* 66, 139, 140,
 149, 158-161, 164, 165, 170,
 195, 199, 200, 202, 215, 217,
 222, 237-242, 249, 254
 - *предел прочности* 141, 159,
 235
 скважинная расходометрия
 262
 сплошность массива 199, 206,
 208, 212, 216
 стабилметр 251-255
 степень нарушенности 152
 структура горной породы
 33
 структурная геомеханика массива
 209-211, 218
 структурная нарушенность 210,
 213, 218, 231
 структурная неоднородность
 массива 211, 212, 218, 231
 структурное строение массива
 196-199, 204, 209
 структурное ослабление массива
 199-202
 структурные модели породы 92,
 93, 99
 структурные реологические мо-
 дели 92, 103
 структурный блок 43, 45,

207-213, 218, 231
 суперпозиция 55, 206,
 209-211, 213, 218
 схема
 - Беккера 254
 - измерения скорости упругих
 волн 77
 - Кармана 254
 - механики сплошной среды 82
 - механического каверномера
 262
 - мостовая 75
 - установка для испытаний
 грунтов штапом с упором
 в стенки шурфа 266

Т

текстура 33
 текучесть 87
 тело
 - Гука 54, 83
 - Ньютона 83, 86
 - Сен-Венана 83, 89
 - «стандартное линейное» 99
 - упруго-пластическое 90
 тензодатчики 73-75
 тензометрия 73
 тензор
 - девиатор 68
 - шаровый 57, 67, 68
 теория 22
 - Галилея 117, 118
 - Гриффитса 129, 133, 134
 - деформационная 127
 - дислокаций 85, 128
 - идеально пластичных мате-
 риалов 117
 - кинетическая, разрушения
 171
 - прочности Мариотта 118

- прочности Кулона 118, 140
 - прочности Кулона-Мора 114,
 121, 136
 - прочности, аналитическая
 157, 184, 185
 - разрушения 117
 - термофлуктуационная 184
 - течения 117
 - прочности энергетическая
 120
 термофлуктуация 123, 173
 трещина 33, 38, 39, 129
 - система 39-42
 - пространственная сеть 39
 - типы сетей 40

У

удароопасность массива 222
 упругие постоянные 52
 упругость 49
 уравнение
 - аналитической теории проч-
 ности 149
 - длительной прочности 177
 - теоретической прочности 125
 - сплошности массива задан-
 ной системой трещинова-
 тости 206
 - паспорта прочности идеаль-
 но сыпучего материала 137
 - равновесия в декартовой си-
 стеме координат 70
 - равновесия в полярной си-
 стеме координат 71
 - Журкова С.Н. 173
 устойчивость массива 226

Ф

флуктуация 123
 формула

- <i>Бейли–Робинсона</i>	182
- <i>Гриффитса</i>	132
- <i>Ньютона</i>	77
фундаментальная система кинетических уравнений	189

Х

хрупкость	89
-----------	----

Ц

цифро-аналоговый преобразователь (ЦАП)	74, 75
--	--------

Э

электрокаротаж	259, 260
электронный парамагнитный резонанс	172
элементарный объём	50
эмпирический закон	22
энергия активации	132, 173

Я

ядерный магнитный резонанс	172
----------------------------	-----

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Lajtai E.Z.. Shear strength of weakness planes in rock. – Int. J.Rock Mech.Min. Sci.Vol.6, pp.499–515. Pergamon Press. 1969.

2. Litvinsky G. Nowa koncepcja i fundamentalni prawidlowosci przejawow cisnienia gorotworu w wyrobiskach podziemnych. – Proceeding: International Mining Forum. – Krakow: Polska Akademia nauk; Akademia Gorniczo-Gutnicza, 2000. – P.43-47.

3. Litvinsky G. Rock strength – new concept and problem solution. – Geotechnika i budownictwo specjalne 2004 / XXVII Zimowa Szkola Mechaniki Gorotworu, Zacopane, 14 –19 marca 2004. – AGH, Krakow, 2004. – P.143-150.

4. Litvinsky G. The principles of Rheonomic Micromechanics and New Theory Strength Of Rocks And Rocks Massifs. – Proceeding: Mechanization and Automation in Mining and Energetic. – VI Intern. Symp., Beograd, 2002. – P. 23-29.

5. Parks D.M. Mechanics and Mechanisms of creep deformation and damage // Nuclear Engin. and Design. – 1987. – 105. – P.11–18.

6. Shah S.P., Winter G. Inelastic behavior and fracture of concrete. In: Causes, Mechanism and Control of Cracking in Concrete. – ACI Publication SP–20. – Detroit, 1968.

7. Владимиров В.И. Дисклинации в кристаллах / В.И. Владимиров, А.Е. Романов – Л.: Наука, 1986. – 224 с.

8. Воробьев А.А. Теоретические вопросы физики горных пород / А.А. Воробьев, М.П. Тонконогов, Ю.А. Векслер – М.: Недра, 1977. – 150 с.

9. Гольденблат И.И. Критерии прочности и пластичности конструкционных материалов / И.И. Гольденблат, В.А.Копнов М.: Машиностроение, 1968. – 192 с.

10. Екобори Т. Научные основы прочности и разрушения материалов. Киев: Наукова Думка, 1978. – 352 с.

11. Екобори Т. Физика и механика разрушения прочности твердых тел. – М.: Metallurgia, 1971. – 264 с.

12. Зайцев Ю.В. Моделирование деформаций и прочности бетона методами механики разрушения. – М.: Стройиздат, 1982. – 195 с.

13. Качанов Л.М. Основы механики разрушения. М.: Наука, 1974. – 312 с.

14. Литвинский Г. Г. Аналитическая теория прочности горных пород и массивов. Монография / ДонГТУ – Донецк: Норд-Пресс, 2008. – 207 с.

15. Литвинский Г.Г. К разработке основ геомеханики подземного взрыва. – Вісті гірничого Донецького інституту № 2, 2007. – Донецьк: ДНТУ, 2007. – с. 69-76.

16. Литвинский Г.Г. К теории масштабного эффекта. – Межд. конф. «Форум гірників -2006» - Дн-ск: НГУ, 2006. . – С. 54-65.

17. Литвинский Г.Г. К теории описания структуры микродефектной породы. – Матеріали міжн. конф. «Форум гірників-2008». – Дн-ськ: НГУ, 2008. – С. 112-119.

18. Литвинский Г.Г. Кинетика реономного деформирования и разрушения горных пород./ В сб. Проблемы гидрогеомеханики в горном деле. – Киев, УДЭНТЗ. – 1996. – С.57–58.

19. Литвинский Г.Г. Кинетические уравнения реономной микромеханики деформирования и разрушения материалов. – В сб. науч. трудов: Деформирование и разрушение материалов с дефектами и динамич. явления в горных породах. – Симферополь: Таврический нац. Ун-тет им. Акад. В.И. Вернадского, 1999. – С.51–52

20. Литвинский Г.Г. Масштабный эффект структурно-неоднородных массивов. – В сб. науч. тр. Перспективы развития Восточного Донбасса. Ч.1 / Шахтинский институт ЮРГТИ (НПИ). – Новочеркасск: УПЦ Набла ЮРГТУ, 2008. – С. 330-348.

21. Литвинский Г.Г. Обобщенный паспорт прочности горных пород. – Днепропетровск: Науковий Вісник національної гірничої академії України. – 1999. –№4. – С.85–89.

22. Литвинский Г.Г. Основы геомеханики структурно-неоднородных массивов. – В сб. науч. тр. Перспективы развития Вос-

точного Донбасса. Ч.1 / Шахтинский институт ЮРГТИ (НПИ). – Новочеркасск: УПЦ Набл ЮРГТУ, 2008. – С. 323-330.

23. Литвинский Г.Г. Основы геофизического мониторинга горного массива измерением диэлектрической проницаемости пород / Литвинский Г.Г., Касьянов В.А., Буй Чи Шоат. – Днепропетровск: Сб. науч. трудов НГА Украины. – Днепропетровск: РИК НГАУ, 1998, с.197-202.

24. Литвинский Г.Г. Понятие поврежденности в микромеханике разрушения пород. – В сб. науч. Трудов ДГМИ: Перспективы развития горных технологий в начале третьего тысячелетия. – Алчевск: ДГМИ, 1999. –с.43-48.

25. Литвинский Г.Г. Проблемные вопросы прочности горных пород. – Современные проблемы шахтного и подземного строительства. Вып.5, Материалы межд. научн.-практич. симпозиума. – Донецк: Норд-Пресс.- 2005, с.139-164.

26. Литвинский Г.Г. Прочность – критика, теория и новая концепция. – В сб. материал укр.-польского форума горняков «Гірничодобувна промисловість України і Польщі». – Днепропетровск, НГУ, 2004.- с.572-590.

27. Литвинский Г.Г. Реономная микромеханика и дифференциальные уравнения прочности. – Вестник НТУ «КПИ», вып.40. – К.: НТУУ «КПИ», 2001. – С 30-37.

28. Литвинский Г.Г. Скважинная интроскопия горных массивов – теория и модели / Литвинский Г.Г., Касьянов В.А. – Сб. науч. тр. ДонГТУ, вып. № 33. – Алчевск: ДонГТУ, 2011. - С.12-21.

29. Литвинский Г.Г. Структура и напряженное состояние микронеоднородного материала. – В сб. науч. Тр.: Проблеми гірського тиску (Ground Control in Mining). – Донецк: ДонДТУ, 2000. – С.28-49.

30. Литвинский Г.Г. Теория напряжённого состояния микродефектного тела. – Матеріали міжн. конф. «Форум гірників-2008». – Днськ: НГУ, 2008. – С. 103-112

31. Литвинский Г.Г. Теория структурного строения трещинова-

той породы. - Матер.межд. конф. «Форум горняков- 2011». – Дн-ск: НГУ, 2011. – С. 7-15.

32. Литвинский Г.Г. Хрупкость, когезия и прочность горных пород. – Proceedings: Modern Geomechanical Methods in the Mining Industry and the Underground Civil Engineering Tunnel Construction. / June, 9 – 13 2003, Nessebar, Bulgaria. – Intern. Confer., - Bulgarian National Committee for Geomechanic. – 2003, Nessebar. p.p.5-12.

33. Литвинский Г.Г. Экспресс-испытания горных пород на статический и ударный раскол / Литвинский Г.Г., Буй Чи Шоат. – Алчевск: ДГМИ, 1999. – 143 с.

34. Писаренко Г.С. Деформирование и прочность материалов при сложном напряженном состоянии / Г.С. Писаренко, А.А. Лебедев Киев: Наукова думка, 1976. – 415 с.

35. Поль Б. Макроскопические критерии пластического течения и хрупкого разрушения // Разрушение, том 2 / ред. Г.Либовиц. М.: Мир, 1975. – С.337–520.

36. Пул Ч. Справочное руководство по физике: фундаментальные концепции, основные уравнения и формулы. – М.: Мир, 2001. – 461 с.

37. Работнов Ю.Н. Механика деформируемого твердого тела. – М.: Наука, 1979. – 744 с.

38. Регель В.Р. Кинетическая природа прочности твердых тел / В.Р. Регель, А.И. Слуцкер, Э.Е. Томашевский – М.: Наука, 1974.– 560 с.

39. Слепян Л.И. Механика трещин. – Л.: Судостроение, 1990. – 296 с.

40. СНиП II–94–80. Подземные горные выработки/ Госстрой СССР. – М.: Стройиздат, 1982. – 31 с.

41. Черепанов Г.П. Механика хрупкого разрушения. – М.: Наука, 1974. – 640 с.

42. Черных К.Ф. Нелинейная сингулярная упругость. Часть II. СПб., – 1999. – 196 с.

43. Чижик А.А. Разрушение вследствие ползучести и механиз-

мы микроразрушения / А.А. Чижик, Ю.К. Петреня // Докл. АН СССР.
– 1987. – 297, № 6. – С. 1313–1333.

44. Ямщиков В.С. Методы и средства исследования и контроля
горных пород и массивов. – М.: Недра, 1982. – 386 с.

Изобретения проф. Г.Г. Литвинского в области изучения механических свойств горных пород и массивов

1. А.с. 467185 СССР, М.Кл. Е 21 С 39/00. Устройство для закрепления образцов горных пород при испытаниях их на растяжение / Г.Г. Литвинский, А.С. Курман; заявитель Коммунарский горно-металлургический институт. - №1923885/22-3; заявл. 29.05.73; опубл. 15.04.75, Бюл. №14.

2. А.с.554409 МКИ Е 21 С 39/00.Устройство для испытания горных пород на сжатие / Г.Г. Литвинский, А.С. Курман; заявитель Коммунарский горно-металлургический институт. – Опубл. 22.04.77. бюл. N 14.

3. А.с. 599190 СССР М. Кл.2 G 01 N 3/08. Устройство для испытания образцов горных пород на сжатие / Г.Г. Литвинский, С.А. Курман, В.В. Малеванный; заявитель Коммунарский горно-металлургический институт. - № 1902804/22-03; заявл. 02.04.73; опубл. 28.11.78, Бюл. № 11.

4. А.с. 641098 СССР М. Кл.2 Е 21 С 39/00. Прибор для механических испытаний горных пород / Г.Г. Литвинский, С.А. Курман; заявитель Коммунарский горно-металлургический институт. - № 204497 8/22-03; заявл. 10.07.74; опубл. 05.01.79, Бюл. № 1.

5. А.с. 665240 СССР М. Кл.2 G 01N 3/10. Пресс для испытания материалов / Г.Г. Литвинский, И.А. Маркевич, С.А. Курман; заявитель Коммунарский горно-металлургический институт. - № 2389584/25-28; заявл. 21.07.76; опубл. 30.05.79, Бюл. № 20.

6. А.с. 973839 СССР М.Кл.3 Е 21 С 39/00. Устройство для испытания горных пород на сжатие / Г.Г. Литвинский, С.А. Курман; заявитель Коммунарский горно-металлургический институт. – № 3294120; заявл. 12.05.81; опубл. 15.11.82., Бюл. № 42.

7. А.с. 987100 СССР М. Кл.3 G 01 N 3/08. Устройство для испытания образцов горных пород на сжатие / Г.Г. Литвинский, С.А. Курман, В.В. Малеванный; заявитель Коммунарский горно-металлургический институт. – № 3294127/22-03; заявл. 12.05.81;

опубл. 07.01.83, Бюл. № 1.

8. А.с. 1046510 СССР А Е 21 С 39/00. Устройство для испытания пород на растяжение / Г.Г. Литвинский; заявитель Коммунарский горно-металлургический институт. – № 3453063/22-03; заявл. 08.06.82; опубл. 07.10.83, Бюл. № 37.

9. А.с. 1054724 СССР А G 01 N 3/10. Прибор для испытания образцов на прочность при трехосном сжатии / Г.Г.Литвинский; заявитель Коммунарский горно-металлургический институт. – № 3475195/25-28; заявл. 27.07.82; опубл. 15.11.83, Бюл. № 42.

10. А.с. 1102945 СССР А Е 21 С 39/00. Устройство для определения прочности хрупких материалов на растяжение / Г.Г. Литвинский, С. А. Курман; заявитель Коммунарский горно-металлургический институт. – № 3444691/22-03; заявл. 25.05.82; опубл. 15.07.84, Бюл. № 26.

11. А.с.1164588 СССР МКИ 01 19/04. Способ определения адгезии породы с твердеющей смесью и устройство для его осуществления / Г.Г. Литвинский; заявитель Коммунарский горно-металлургический институт. - Опубл. 30.06.85 бюл. N 24.

12. А.с. 1269002 СССР А1 G 01 N 3/10 // Е 21 С 39/00. Стабилометр / Г.Г. Литвинский, С.А. Курман, В.В. Присташ; заявитель Коммунарский горно-металлургический институт. – № 3909789/22-03; заявл. 11.06.85; опубл. 07.11.86, Бюл. № 41.

13. А.с. 1293337 СССР А1 Е 21 С 39/00. Индентор / Г.Г. Литвинский; заявитель Коммунарский горно-металлургический институт. – № 3971731/22-03; заявл. 28.10.85; опубл. 28.02.87, Бюл. № 8.

14. А.с. 1298586 СССР А1 G 01 N 3/08 // Е 21 С 39/00. Способ испытания материалов / Г.Г. Литвинский, С.А. Курман, В.В. Присташ; заявитель Коммунарский горно-металлургический институт. – № 3910848/22-03; заявл. 11.06.85; опубл. 23.03.87, Бюл. № 11.

15. А.с. 1446303 СССР А1 Е 21 С 39/00. Прибор для испытания горных пород расколом / Г.Г.Литвинский (SU), Буй Чи Шоат (VN); заявитель Коммунарский горно-металлургический институт. – № 4197703/22-03; заявл. 20.02.87; опубл. 23.12.88, Бюл. № 47.

16. А.с. 1610010 СССР А1 Е21 С 39/00. Устройство для поперечного раскола породных кернов / Г.Г.Литвинский; заявитель Коммунарский горно-металлургический институт. - № 4647417/22-03; заявл. 14.12.88; опубл. 30.11.90. Бюл. № 44.

17. А.с. 1634790 СССР Е 21 D 11/00. Прибор-пробник для набрызгбетона / Г.Г.Литвинский; заявитель Коммунарский горно-металлургический институт. - № 4663564/03; заявл. 20.03.89; опубл. 15.03.91. Бюл. № 10.

18. А.с. 1640582 СССР А1 G 01 N 3/08. Способ испытания кернов на раскол / Г.Г.Литвинский; заявитель Коммунарский горно-металлургический институт. - № 4648549/28; заявл. 22.12.88; опубл. 07.04.91. Бюл. № 13.

19. А.с. 1652549 СССР А1 Е 21 С 39/00. Устройство для испытания горных пород на сжатие / Г.Г.Литвинский, С.А.Курман; заявитель Коммунарский горно-металлургический институт. - № 4623741/03; заявл. 22.12.88; опубл. 30.05.91. Бюл. № 20.

20. Патент 1782283 СССР Е 21 С 39/00. Прибор для испытаний механических свойств горных пород / Г.Г.Литвинский, С.А.Курман; заявитель Коммунарский горно-металлургический институт. - № 4838687/03; заявл. 12.06.90; опубл. 15.12.92, Бюл. № 46.

21. Патент 946 Украина МПК (2006) Е 21 С 39/00. Пристрій для випробування гірничої породи розколом / Г.Г.Литвинский, Буй Чи Шоат; заявитель Коммунарский горно-металлургический институт. - опубл. 15.12.1993.бюл. N 2.

22. Патент № 13715 Украина, МПК (2006) G01N 3/00, G01N 3/08. Пристрій для випробування сипучого матеріалу на одновісне розтягання "іпор" / Г.Г.Литвинский, В.А. Касьянов, П.Н. Шульгин; заявитель Коммунарский горно-металлургический институт. - u200509682 заявл. 14.10.2005 опубл. 17.04.2006 бюл. N 4.

23. Патент № 14583 Украина, МПК G01P 3/64 (2006.01). Датчик для виміру швидкості деформації середовища SMSR-1 / Г.Г.Литвинский, В.А. Касьянов, П.Н. Шульгин; заявитель Коммунар-

ский горно-металлургический институт. – u200511596; заявл. 06.12.2005; опубл. 15.05.2006, бюл. № 5.

24. Патент № 31998 Украина, МПК G01V 3/02 (2006.01). Електроємнісний інтроскоп для масиву гірських порід EI-3 / Г.Г.Литвинский, В.А. Касьянов; заявитель Коммунарский горно-металлургический институт. – заявл. 03.01.2008; опубл. 25.04.2008, бюл. № 8.

25. Патент № 35378 Украина, МПК (2006)E21C 39/00. Спосіб визначення параметрів паспорта міцності гірських порід MDSD-1 / Г.Г.Литвинский, В.А.Касьянов; заявитель Коммунарский горно-металлургический институт. – u200805643; заявл. 30.04.2008; опубл. 10.09.2008, бюл. № 17.

26. Патент № 36548 Украина, МПК (2006)G01V 3/00. Свердловинний інтроскоп / Г.Г.Литвинский, В.А. Касьянов; заявитель Коммунарский горно-металлургический институт. – u200808136; заявл. 17.06.2008; опубл. 27.10.2008, бюл. № 20.

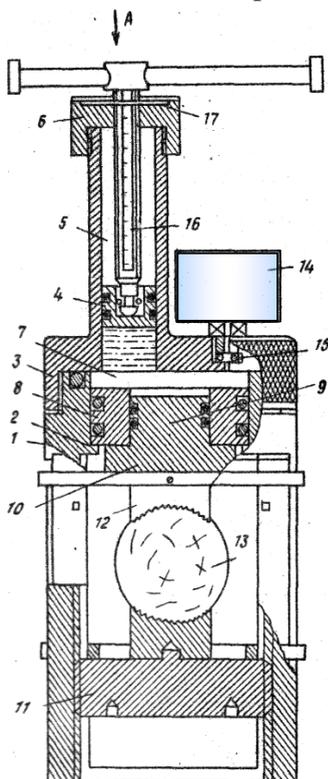
27. Патент № 36557 Украина, МПК (2006)G01V 3/00. Діагностичний інтроскоп ДІ-2 / Г.Г.Литвинский, В.А. Касьянов; заявитель Коммунарский горно-металлургический институт. – u200808178; заявл. 17.06.2008; опубл. 27.10.2008, бюл. № 20.

28. Патент № 39480 Украина, МПК (2009) G01N 3/10 (2006.01)(2009) G01N 3/10 (2006.01) Стабілометр для механічних випробувань матеріалів SHL / Г.Г.Литвинский; заявитель Коммунарский горно-металлургический институт. – u200812292; заявл. 20.10.2008; опубл. 25.02.2009, бюл. № 4.

НАУЧНЫЕ РАЗРАБОТКИ
кафедры "Строительные геотехнологии"
ДонГТУ

Портативный прибор ППЭИ

для экспресс-испытаний горных пород



- 1 – корпус; 2 – кольцевой упор;
- 3 – крышка корпуса;
- 4, 5 – поршень и винт привода;
- 6 – гайка, 7 – силовой цилиндр;
- 8, 9 – поршни;
- 10, 11 – верхняя и нижняя плиты,
- 12 – сменные инденторы,
- 13 – образец,
- 14 – манометр с гидроканалом 15;
- 16, 17 – отсчетная шкала с нониусом

Предназначен для экспресс-определения прочностных и деформационных характеристик горных пород в лабораторных и полевых условиях

Область применения: испытания образцов горных пород правильной и неправильной формы. Позволяет определять прочность на одноосное сжатие и растяжение.

Устройство: включает корпус, гидросистему с коаксиальными телескопическими поршнями, винтовой привод, манометр, набор различных инденторов.

Показатели:

Усилие нагружения – 100 кН;

Усилие на рукоятке – 100 Н;

Масса в сборе – 3,8 кг;

Габариты:

высота – 180 мм

диаметр – 100 мм;

Точность показаний

нагрузки – 1 кН;

деформации – 0,1 мм

Достоинства

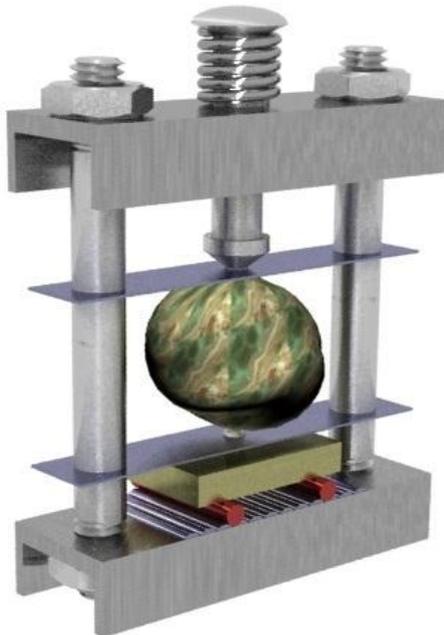
– экспресс-испытания образцов пород различной формы;

– является частью портативной экспресс-лаборатории;

(А.С. СССР № 641098)

Прибор ПУСЭИП

для ударно-статических экспресс-испытаний горных пород



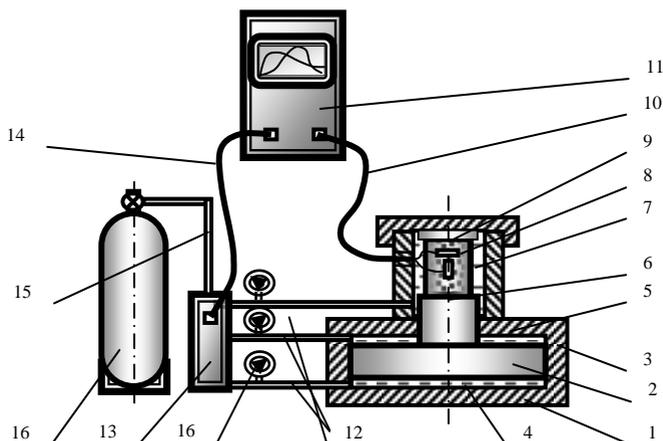
Предназначен для опробывания пород на ударный раскол в полевых (в подземных) и лабораторных условиях экспресс-методом.

Устройство и новизна: содержит силовую раму из двух стоек и плит, образец помещают между двумя пуансонами и подвергают удару с помощью бойка. Усилие раскалывания определяют по отпечатку на мерной проволоке.

Показатели: усилие удара – 40...90 кН; масса в сборе – 2,4 кг; габариты: высота – 240 мм, ширина – 50 мм, точность показаний 10-15%.

Достоинства: простота изготовления, низкая стоимость, удобство обслуживания, высокая производительность, произвольная форма образцов, доступность и массовость испытаний. (А.С. СССР № 1446303)

Стабилометр жесткого нагружения



Предназначен для испытаний строительных материалов и горных пород в условиях многоосного нагружения при произвольных законах изменения нагрузки и деформации, особенно для изучения закономерностей деформирования и разрушения материалов, в том числе и на участке запредельных деформаций.

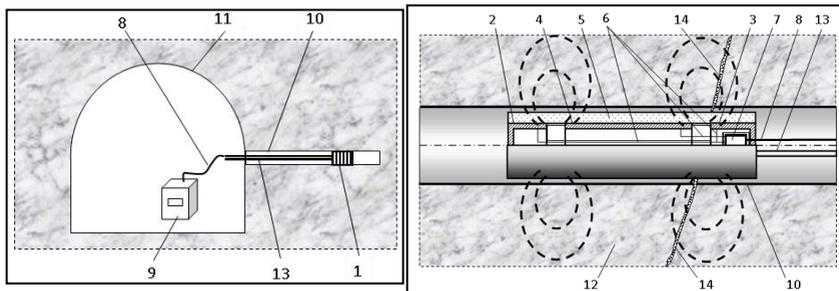
Устройство и новизна: компактный пресс-стабилометр из трех взаимодействующих обособленных гидрокамер, в которых давлением управляют микро ЭВМ. Способен создать сверхжесткую систему нагружения (произвольного закона деформирования или его скорости).

Показатели и достоинства: давление в камерах до 20-30 МПа, усилие при одноосном нагружении образца до 1 МН (100 тс), источник давления – баллон со сжатым газом 20-30 МПа, внутренний диаметр нагружающего поршня – 300 мм, высота пресса – 300 мм, способен производить автоматическую запись всех показателей испытаний в реальном режиме времени

Является представителем поколения прессов нового технического уровня, особенно пригоден для научных исследований

(А.С. СССР № 1298586)

Электроёмкостный интроскоп ЕІ-3



Предназначен для определения с помощью скважин структурных неоднородностей в массиве горных пород (трещин, слоевых контактов и др.).

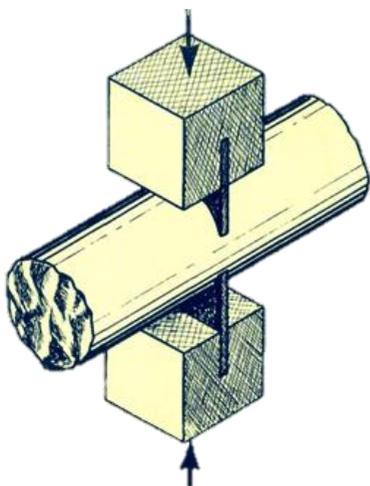
Включает зонд 1, который является конденсатором и состоит из передней заглушки 2, задней заглушки 3 и активного электрода 4, изготовленных из электропроводящего материала, расположенных в диэлектрическом корпусе 5 и присоединённых проводами 6 к генератору 7, выход которого соединён кабелем 8 с устройством для измерения 9. Генератор 7 расположен внутри задней заглушки 3 и по кабелю 8, проходящему по шпуну 10, подключён к устройству для измерения 9, расположенному в горной выработке 11.

Сущность работы: Ёмкость зонда зависит от диэлектрической проницаемости окружающего массива, при появлении вокруг зонда неоднородности, - например трещины 14, - частота автогенератора меняется, что фиксирует устройство для измерения 9. Показатели изменяются по-разному в воде или воздухе поэтому можно определить не только ширину раскрытия трещины, но её заполнение - воздухом или водой (раствором).

Достоинства: позволяет измерять диэлектрическую проницаемость горного массива при перемещении зонда с помощью штанг вдоль шпура, повышает информативность, достоверность и упрощает определение структурных параметров массива горных пород, а именно – раскрытие трещин, вариации зон трещиноватости, материал их заполнения, - воздух, вода, природные или искусственные растворы.

(Патент України № 36548)

Способ определения прочности горных пород



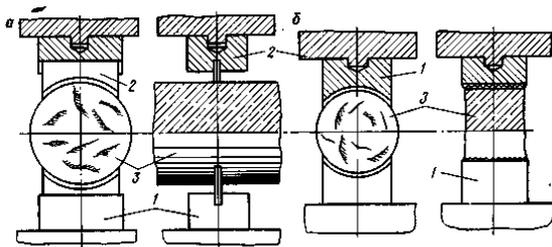
Метод и устройства предназначены для определения пределов прочности горных пород на растяжение и сжатие на цилиндрических образцах полуправильной формы в лабораторных и полевых условиях.

Сущность метода:

—с помощью пластинчатых инденторов с полукруглой выточкой посредством многократного *раскалывания* кернов диаметром 16, 20, 30 или 40 мм определяют предел прочности на растяжение;

—полученные раскалыванием цилиндрические образцы породы полуправильной формы в виде отрезков кернов используют для определения прочности на одноосное

сжатие с помощью пуансонов, торцы которых имеют цилиндрическую выточку соответствующего радиуса кривизны.

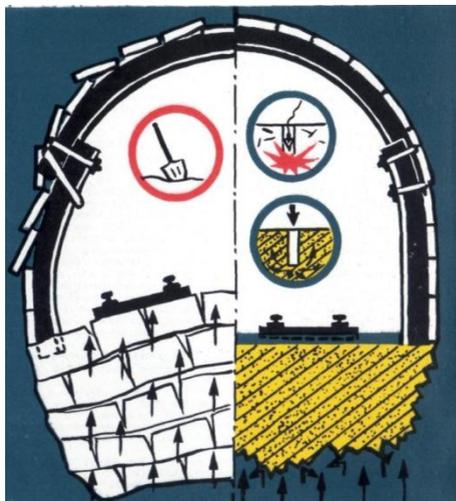


На рисунке показаны инденторы для поперечного раскалывания и сжатия необработанных породных кернов.

Достоинства: На одних и тех же образцах определяют предел прочности на растяжение и сжатие. Получаемая экономия материала проб породы и устранение трудоёмких операций по изготовлению образцов позволяет значительно упростить технологию испытаний и уменьшить затраты на их проведение получить информацию о паспорте прочности горной породы. (А.С. СССР № 973839)

Способ борьбы с пучением почвы АРПУ

Способ борьбы с пучением почвы **активной разгрузкой и последующим упрочнением пород АРПУ** состоит в активном вмешательстве



в процессы разрушения и смещения горных пород вокруг выработки в отличие от традиционного ожидания неуправляемых проявлений горного давления и пассивного противодействия.

Сущность способа состоит в разгрузке пород почвы от напряжений взрыванием камуфлетных зарядов ВВ, создании разрыхлённой взрывом зоны пород и последующем упрочнении этой зоны скрепляющим раствором с целью создания в почве выработки мощного поро-

добетонного обратного свода высокой несущей способности.

Технология способа АРПУ предназначена для применения в капитальных выработках, пройденных по пучащим породам почвы.. Это активный метод управления напряжённым состоянием и прочностью горных пород.

Способ АРПУ позволяет:

— повысить устойчивость выработки в целом, получить мощную породобетонную конструкцию с грузонесущей способностью до 3...5 МПа (300...500 тс/м²) и предотвратить пучение почвы;

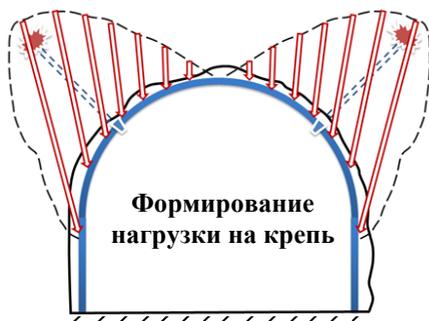
— снизить трудоёмкость, повысить механизацию и производительность работ по сравнению с традиционными обратными сводами более чем в 2—3 раза;

— исключить расход дефицитных материалов (металл, бетон) и за счёт этого уменьшить материалоёмкость конструкции в 2...4 раза;

— увеличить скорость сооружения выработок в условиях пучащих пород в 1,5—2 раза и сократить тем самым сроки сооружения новых горизонтов и шахт. (А.С. СССР № 1305365)

Способ взрывной разгрузки пород кровли ВРПК

Способ предназначен для повышения устойчивости горизонтальных и наклонных горных выработок, особенно в условиях интенсивного проявления горного давления.



Геомеханическая сущность способа состоит в управлении устойчивостью выработки за счёт изменения напряженного состояния и прочности пород вмещающего массива, создания зоны разгрузки в кровле выработки, обеспечения плотного контакта крепи с массивом через созданный слой взрывной забутовки закрепного пространства и наиболее благоприятного распределения нагрузок на рамную крепь через разгруженную взрывом породную зону.

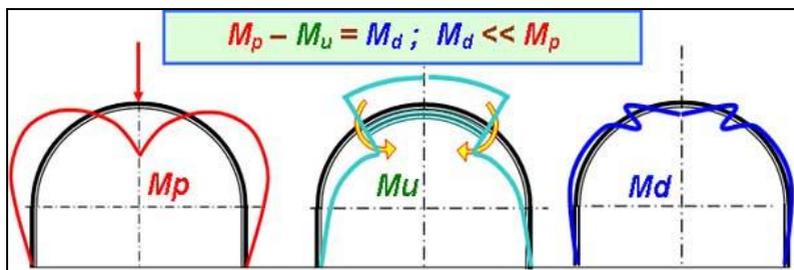
Управление устойчивостью горной выработки производят путем взрывания в кровле выработки над рамной крепью комплекта 2-3 зарядов рыхления, чем обеспечивают разгрузку пород от напряжений, плотное заполнение за-

крепного пространства взорванной породой.

Достоинства: исключение неравномерных нагрузок на рамную крепь, повышение её несущей способности в 3-4 раза, что позволяет увеличить межрамное расстояние в 2-3 раза, тем самым снизить расход металла и трудоёмкость работ по креплению, повысить устойчивость выработки в сложных горно-геологических условиях в 2-3 раза. **Технико-экономическая эффективность** применения составляет 20-35% от общей стоимости выработки, а при исключении ремонтов выработки экономический эффект доходит до 50-70% начальной её стоимости. (Патент Украины № 29057; № 48196)

Крепь рамная арочная усиленная КАУ

Крепь КАУ выполнена на основе существующих конструкций рамной крепи. Реализовано управление усилиями в крепи в соответствии с условиями ее нагружения путем установки усиливающего элемента под верхняк и его предварительного напряжения



1 – рамная крепь; Q_p – типовая нагрузка на крепь; Q_T – нагрузка на крепь при способе ВРПК; $M_{p,max}$ – максимальный изгибающий момент при обычной нагрузке на крепь; $M_{T,max}$ – то же при способе ВРПК

Схема формирования нагрузки и изменение изгибающего момента стальной рамной крепи

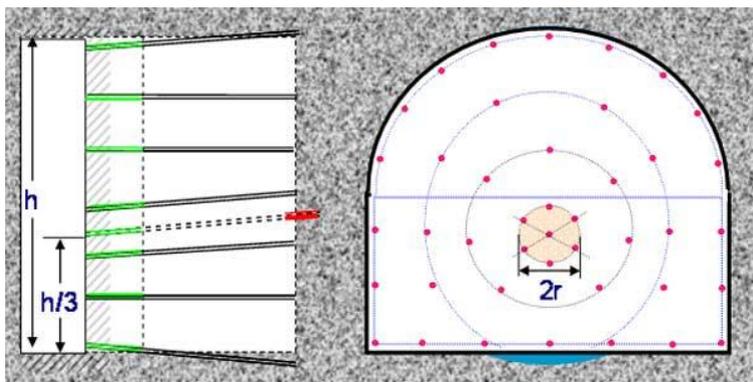
Назначение: основные и подготовительные горные выработки, закрепленные стальной арочной крепью из спецпрофиля при проведении и при восстановлении.

Новизна: управление напряженным состоянием наиболее нагруженного моментами участка арочной крепи (верхняк) за счет элемента усиления из спецпрофиля и его предварительного напряжения разгружающими моментами.

Технология: при установке крепи монтируют усиливающий элемент из отрезка спецпрофиля на верхняке и создают предварительное его напряжение монтажными моментами.

Показатели и достоинства: повышение несущей способности крепи в 1,5-1,8 раза, снижение расхода дефицитного стального проката в 1,5-1,7 раза, повышение устойчивости выработки в 1,5-1,7 раза, способ пригоден и для наклонного падения пластов, когда элемент усиления смещают в сторону падения. (А.С. СССР № 1714150)

Прямой цилиндрический вруб ПЦВ



Сущность: За счет оптимального размещения и наклона врубовых шпуров в забое проводимой выработки достигается максимальная концентрация энергии взрыва и высокая эффективность работы вруба.

Область применения: для буровзрывного проведения горных выработок различного назначения сечением от 6 до 22 м², особенно по крепким породам (универсальность).

Новизна: обеспечение максимальной концентрации энергии при взрыве за счет предельного сближения зарядов вруба, полная очистка врубовой полости центральным подчищающим шпуром.

Показатели и достоинства.

Полное разрушение породы в центре вруба, высокий К.И.Ш. = 0,9-0,95.

Малое число ступеней замедления электродетонаторов.

Простота схемы и удобство разметки и бурения шпуров, доступность контроля.

Отсутствие ограничений на выбор способов и средств бурения шпуров.

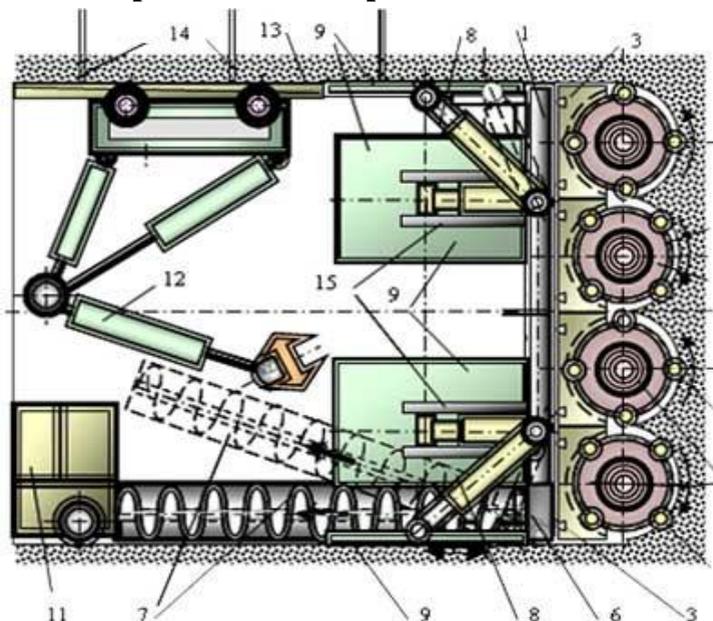
Устранение повреждения крепи взрывом; незначительный отброс породы от забоя.

Адаптивность, высокая безопасность работ (исключение зажима шпуров, выброса зарядов и др.).

Снижение стоимости БВР на 30-40%.

(Патент України № 6624)

Комбайн Проходческий Фронтальный КПФ "MIR"



Назначение: скоростное проведение горизонтальных и наклонных горных выработок прямоугольного сечения.

Новизна: шнековый рабочий орган, новый распорно-шагающий движитель, режущий инструмент – шарошка, новая компоновка конструкции

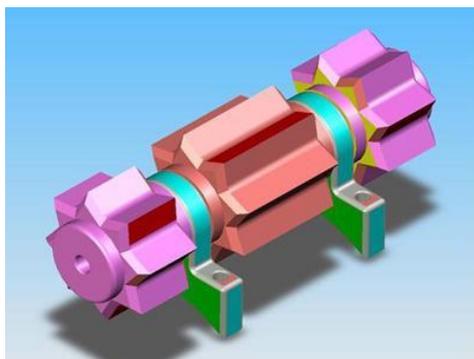
Показатели и достоинства:

- универсальность по крепости пород ($f < 20$) и наклону выработок ($\pm 45^\circ$);
- исключение дорогих и громоздких редукторов, валов, резов, гусениц;
- поточная безлюдная технология автоматизация, механотроника, безопасность и комфортность труда;
- скорость проходки 2-3 м/час (50-100 м/сут), рост производительности труда в 7-12 раз;
- снижение стоимости проходки в 3-5 раз.

(Литвинский Г.Г. Комбайн КПФ MIR. Уголь Украины, 2005, №7, с.22-24)

(Патент України № 25600)

Цилиндрическая шарошка



Конструктивные элементы: режущая кромка – прерывная зубчато-штыревая, высокоизносоустойчивые вал и опоры, режим автосмазки, простота установки и замены

Назначение: универсальный режущий инструмент для рабочих органов горных машин – выемочных агрегатов и проходческих комбайнов

Новизна: шарошка выполнена двухопорной с валом постоянной смазки и разгружающими консолями, продольное расположение режущих кромок допускает не только пассивное вращение шарошки при ее перекатывании по породному (угольному) забою, но и продольное осевое перемещение

Показатели:

Удельная нагрузка на 1 см лезвия от 10 до 30 кН.

Общее напорное усилие до 500 кН.

Удельные энергозатраты $P_y = (0...1) * f$, кВт/м³.

Материал режущих кромок – алмазосплавная композиция.

Износостойкость не менее 15 м³/см.

Угол атаки лезвий от 65 до 90°.

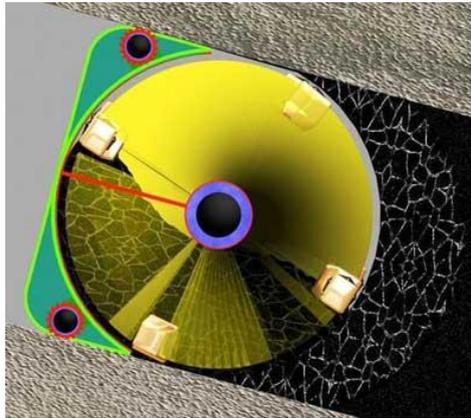
Диаметр шарошки 50...200 мм.

Угловая скорость вращения $\omega = 30...90$ с⁻¹.

Достоинства: шарошка обеспечивает высокоскоростное разрушение материалов (угля и породы) любой крепости при минимальной энергоёмкости (в 1,5-2 раза меньше, чем при разрушении резцами). Повышает производительность горных машин в 2-3 раза, позволяет перейти на непрерывную их работу, исключает необходимость частой смены режущего инструмента.

(Патент України № 61528)

Агрегат фронтальной шнековой выемки АФШВ



Назначение: безлюдная высокопроизводительная выемка тонких угольных пластов.

Новизна: шнек, вооруженный шарошками фронтально разрушает пласт, адаптируясь к его гипсометрии, новая компоновка конструкции.

Показатели и достоинства:

Область применения – тонкие (0,4-1,2 м) пласты угля (универсальность)

Безлюдная выемка.

Организация работ – поточная.

Скорость выемки – 50-100 м/сут.

Добыча 1000 т/см.

Время отработки столба 1,5–2 мес.

Стоимость агрегата– 300-500 т.грн.

Срок окупаемости– 1-2 мес.

Литвинский Г.Г. Агрегат для безлюдной выемки тонких пластов угля -

Уголь Украины, 2006, №3, с.16-19

(Патент України № 9983)

ЛИТВИНСКИЙ ГАРРИ ГРИГОРЬЕВИЧ

– горный инженер, педагог, известный учёный в области горной геомеханики, физики горных процессов, создания новой горной техники и технологии



Доктор технических наук (1988), профессор (1989), Заслуженный деятель науки и техники Украины (1991), действительный член академии строительства Украины и Академии Горных наук, эксперт комиссии по горным наукам и методической комиссии Министерства Образования и Науки Украины, председатель Сената ДонГТУ.

Создал научные основы геомеханики подземного взрыва и реономной микромеханики деформации и разрушения материалов, аналитическую теорию прочности, структурную геомеханику неоднородных горных массивов, теорию масштабного эф-

фекта, кинетическую теорию горного давления в горных выработках, оригинальную научную доктрину «Шахта XXI века».

Родился в г. Воронеже в семье военнослужащего 08.01.1939 г. Окончил с отличием: горный техникум (г. Ростов-на-Дону, 1957), Донецкий политехнический институт (г. Донецк, 1962), затем аспирантуру (Донуги, 1967) и докторантуру (КГМИ, 1977). По окончании института работал строительным мастером, горным мастером по вентиляции, сменным инженером по проходке горизонтальных и вертикальных выработок в тресте «Донецкшахтопроходка» (1962-1963). По переводу перешёл в ДонУГИ, где работал старшим научным сотрудником и затем заместителем руководителя лаборатории «Крепление глубоких шахт» под руководством д.т.н., проф. Ю.З. Заславского (1963-1969).

В 1969 г. перевёлся на работу в Коммунарский горно-металлургический институт (ныне Донбасский государственный технический университет) (г. Алчевск) доцентом на кафедре «Теоретическая механика». С 1971 г. начал работать доцентом на кафедре «Строительство шахт и подземных сооружений», а с 1979 г. является заведующим выпускной кафедрой «Строительные геотехнологии», подготовил свыше 2000 горных инженеров-строителей, 14 кандидатов и 2 докторов технических наук. По совместительству директор Алчевского филиала Института Физики Горных Процессов национальной Академии Наук Украины (АФ ИФГП НАНУ).

Под его научным руководством выполнено ряд важных научно-практических разработок, которые дали на предприятиях министерства угольной промышленности б. СССР свыше 20 млн. руб. экономического эффекта. Имеет свыше 370 печатных работ (160 без соавторов), 5 монографий, около 200 изобретений и патентов (80 без соавторов). Поддерживает научные связи с учёными-горняками из России, Болгарии, Вьетнама, Канады, Польши, Сербии и др. Неоднократно выступал с докладами на международных конференциях в Украине, России и зарубежных странах,

Читает лекции для студентов, магистров и слушателей системы переподготовки кадров следующие учебные дисциплины: «Механика горных пород», «Механика подземных сооружений», «Крепление горных выработок», «Основы геомеханики», «Тенденции развития горной техники и технологии», «Профессиональные функции и задачи специалиста и магистра», «Сооружение вертикальных горных выработок», «Основы математического моделирования горных процессов» и др.

Полный кавалер знака «Шахтёрская Слава», «Шахтёрская Доблесть» III ст., Заслуженный изобретатель СССР, неоднократно награждён золотыми и серебряными медалями выставок ВДНХ б. СССР и УССР и т.д. Победитель Всеукраинских конкурсов лучших изобретений (2006) и в абсолютной номинации «Лучшее изобретение Украины» (2008).