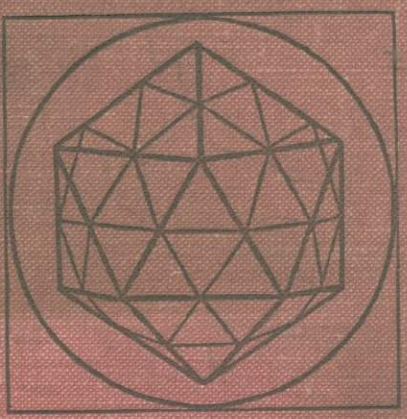
# МЕХАНИКА ГОРНЫХ ПОРОД И ИНЖЕНЕРНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

Ч. Джегер



НАУКИ О ЗЕМЛЕ

Фундаментальные труды зарубежных ученых по геологии, геофизике и геохимии

ИЗДАТЕЛЬСТВО «МИР» МОСКВА

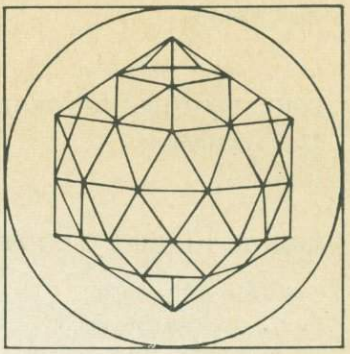
# ROCK MECHANICS AND ENGINEERING

Charles Jaeger

CAMBRIDGE AT THE UNIVERSITY PRESS
1972

# МЕХАНИКА ГОРНЫХ ПОРОД И ИНЖЕНЕРНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

Ч. Джегер



НАУКИ О ЗЕМЛЕ

1935

Фундаментальные труды зарубежных ученых по геологии, геофизике и геохимии

Институт геологии рудных месторождений, петрографии, минералогии и геохимии АН СССР Библиотека

ИЗДАТЕЛЬСТВО «МИР»
МОСКВА 1975

УДК 624.131.1

СОКРАЩЕННЫЙ ПЕРЕВОД С АНГЛИЙСКОГО
***Р. Р. Тизделя***

ПОД РЕДАКЦИЕЙ И С ПРЕДИСЛОВИЕМ

*д-ра геол.-мин. наук*
***Г. С. Золотарева***

Механика горных пород позволяет количественно оценить надежность ответственных инженерных сооружений на основе результатов инженерно-геологических изысканий. В книге известного специалиста в этой области содержатся требования, предъявляемые к полевым и лабораторным исследованиям, изложен круг вопросов, относящихся к поведению и оценке надежности подземных сооружений, возводимых на скальных основаниях, и подземных сооружений в толще скального массива. Наряду с изложением теоретических основ расчета описано большое количество реальных объектов, дан анализ наиболее поучительных аварий. Весьма важны разделы о напряжениях и деформациях в массивах пород, их показателях и методах определения.

Книга явится ценным пособием в практической деятельности специалистов в области инженерной геологии, в области проектирования гидротехнических сооружений на скальном основании. Она может служить и учебным пособием для преподавателей и студентов соответствующей специальности.

*Редакция литературы по вопросам геологических наук*

Д $\frac{20806-402}{041(01)-75}$ подписное

© Перевод на русский язык, «Мир», 1975

# ПРЕДИСЛОВИЕ

Большой интерес, проявляемый геологами, геомеханиками, гидротехниками, горняками, туннелестроителями и специалистами в других отраслях знаний к проблеме изучения массивов скальных пород и возведению на них или внутри них различных сооружений,— явление закономерное. Сейчас при заложении глубоких карьеров и шахт, при сооружении высоких плотин, туннелей и важных подземных коммуникаций, располагающихся на глубине нескольких сотен метров, предъявляются принципиально новые требования к инженерно-геологическому обоснованию проектов и их осуществлению, к использованию современных методов геомеханических расчетов и проведению экспериментов, в которых при оценке роли подземных, особенно напорных вод должны учитываться механические свойства и естественные напряжения в массивах пород.

По механике скальных пород, методам определения их свойств и прогнозам взаимодействия с возводимыми на них сооружениями опубликовано сравнительно мало работ, если учесть значение этих пород в современном строительстве. Многие аспекты изучения скальных пород и строительства на них сооружений рассмотрены в Трудах Международного конгресса 1966 и 1970 гг. и Конференции по проблемам горной геомеханики (Апатиты, 1970 г.), в сборниках, выпускаемых институтами Гидропроект, ВНИИГа, ВНИМИ и др., в монографии Л. Мюллера «Инженерная геология» («Мир», М., 1971) и в ряде периодических изданий.

Недавно созданное Международное общество по механике скальных пород за короткое время превратилось в крупную организацию, два конгресса которой прошли с большим успехом.

Предлагаемая вниманию советского читателя в русском переводе монография Ч. Джегера (1972) выгодно отличается от других работ более всесторонним рассмотрением проблемы и практической направленностью.

В кратком предисловии невозможно рассмотреть все достоинства и дискуссионные положения книги Ч. Джегера, но на некоторые из них полезно обратить внимание советских специалистов.

Ч. Джегер вслед за Хэмролом для характеристики выветрелости пород рекомендует использовать показатель пустотности $i$ (раздел 2.1.1), который широко применяется зарубежными авторами. Следует отметить неуниверсальность этого показателя: он не позволяет сравнивать степень выветрелости разных пород; кроме того, надо учитывать, что даже у пород одной группы, например изверженных, при несколько разном минеральном составе в процессе выветривания будет образовываться неодинаковое количество глинистого вещества. Следовательно, они будут обладать и разным водопоглощением; степень их выветрелости и характер изменения механических свойств также будут различными. Условны и едва ли найдут применение классификации трещин (тектонических и других) и пород по их сохранности, приводимые Ч. Джерегом (разделы 3.1 и 2.1.2). Эти вопросы разработаны советскими учеными значительно глубже.

Классификация пород по качеству (нарушенности), в которой показатель *RQD* выражен в процентах, подкупает своей простотой. Однако необходимо иметь в виду, что длина кусков керна существенно зависит от технологии бурения и от текстурных особенностей пород; это ограничивает

применение данной классификации и возможность сопоставления по показателю *RQD* «качества» разных пород.

Важная проблема геомеханики и инженерной геологии — естественные напряжения в массивах пород — рассматривается Ч. Джегером в нескольких разделах. Автор приводит три гипотезы возникновения таких напряжений, сам отдавая предпочтение гравитационным силам, обусловленным весом вышележащих пород. Исследования Хаста и других ученых за рубежом, многочисленные работы советских специалистов, опубликованные за последние годы в трудах совещаний и в сборниках ряда институтов (Горно-металлургического Кольского филиала АН, Горного дела СО АН СССР, ВНИМИ, геологического факультета МГУ, МОИП и др.), показали, что нельзя принимать «геостатический» характер распределения напряжений, игнорируя тектонические, гидродинамические и другие силы, в совокупности создающие сложное поле естественных напряжений. Многочисленными натурными измерениями в разных странах доказано, что горизонтальные напряжения могут превышать в несколько раз и даже в 15—18 раз величину веса вышележащих пород. Геомеханические расчеты состояния склонов, прогнозы оползней, сдвижения пород над отработанным пространством, горного давления, данные по устойчивости бетонных плотин, подземных сооружений и т. д. не могут считаться обоснованными, если не учтены реальные естественные напряжения в массивах пород. О необходимости изучения напряженного состояния массива, в том числе для решения вопросов дренажа и цементации основания плотин в зонах растяжения и сжатия, автор говорит в гл. 11.

Движение подземных скальных пород — весьма сложная проблема, и к ее рассмотрению Ч. Джегер обращается как в методических разделах (4.9; 8), так и при анализе устойчивости склонов (9.3), оснований плотин (11.3; 13.3) и в расчетах крепления туннелей, а также при описании причин катастрофы с плотиной Мальпассе и другими (гл. 13). Ч. Джегер обращает внимание на фильтрационную анизотропность массивов пород, обусловленную трещиноватостью, выветрелостью, влиянием зон концентраций и разгрузки напряжений; на справедливость представлений о «первичной» и «вторичной» водопроницаемости пород, связанной с порами и различными трещинами; на значение эффективности напряжений в обводненных трещиноватых породах и на некоторые другие вопросы, затрагивающие одновременно механику скальных массивов и фильтрацию в них воды, подчеркивая недостаточную разработанность этой проблемы. Следует отметить оригинальные эксперименты по изучению радиальной фильтрации (раздел 4.9).

Едва ли можно согласиться с представлениями Ч. Джегера о задачах, обязанностях и разграничении сфер деятельности геомехаников и инженеров-геологов (гл. 2). В Советском Союзе круг задач и проблем, входящих в компетенцию инженеров-геологов, значительно шире, чем это отмечает Ч. Джегер, и это правильно, так как изучаются геологическая среда, подземные воды и геологические процессы, весьма многофакторные и динамичные по своей сущности, при оценке которых должна учитываться история их развития.

Большой интерес и ценность представляют те разделы книги, в которых автор делает попытку количественно выразить результаты и зависимости в виде соответствующих уравнений и графиков.

Несомненно, советские специалисты при обосновании проектирования и строительства различных сооружений смогут успешно использовать рациональные методы, предложенные Ч. Джегером.

*Г. Золотарев*

## Введение

Исследования физических и механических свойств горных пород начались во второй половине прошлого века, но механика скальных пород развилась в самостоятельную науку только недавно. Большим достижением было выявление огромного значения трещиноватости и пустотности в формировании таких свойств скальных пород и скальных массивов, как прочность, упругость, пластичность, водопроницаемость, скорость распространения упругих волн. Теории, рассматривающие скальный массив как однородную среду, можно применять лишь в самом первом приближении.

Одна из главных задач автора — сосредоточить внимание читателей на взаимосвязи между геомеханикой и инженерной практикой. Горный инженер или инженер-строитель не могут вести подземные работы или возводить сооружения, не имея представления о механике скальных пород. Ни один международный симпозиум или конгресс по проблемам, связанным с инженерной деятельностью, не обходятся без включения в повестку дня вопросов механики скальных пород. В то же время прогрессу этой науки немало способствуют достижения в области строительной индустрии.

Проблемы, связанные с подземными работами, оказали большое влияние на развитие инженерной геологии, а несколько позже на возникновение геомеханики — науки, отличной и от геологии, и от петрографии. Инженеры, проектирующие плотины, одними из первых приобщились к геомеханике, признав, что скальное основание служит неотъемлемой частью возводимого на нем сооружения.

Инженеры разработали свою технологию исследования прочности и упругости скальных массивов in situ на дневной поверхности, в прорезях и штольнях; установили важность изучения трещиноватости скального основания при определении его прочности и назначении способов укрепления, необходимость трехмерного изображения пространственного положения систем трещин. Позднее инженеры-гидротехники направили свои усилия на более подробное изучение характера разрывных нарушений и их изменения с глубиной, на оценку гидростатического и гидродинамического эффекта в трещинах. Инженеры, занятые созданием крупных водохранилищ, утвердили совершенно новый подход к оценке кинематики и динамики развития скальных оползней. Совместные усилия инженеров-проектировщиков и геомехаников открыли новую главу в механике скальных пород. Недавно инженеры занялись изучением процессов вибрации в породах и землетрясений.

В течение многих лет при проектировании туннелей руководствовались эмпирическими правилами. В начале XX в. начали обращать внимание на прочностные, упругие и пластические свойства скальных пород, а позднее — на напряженное состояние и деформации массива вокруг подземных выемок, в том числе вокруг напорных и безнапорных туннелей. Развертывание строительства крупных подземных сооружений различного назначения дало толчок дальнейшему развитию аналитических способов расчета напряженно-деформированного состояния трещиноватых скальных массивов, в том числе методом конечных элементов. Затем возникла проблема релаксации напряжений и связанного с ней уменьшения модулей деформации

породы. Эти концепции определили новое направление в развитии механики скальных пород. Прогресс в инженерном деле тесно связан с успехами этой науки.

В первой части книги (гл. 1, 2) подчеркивается важность геологических исследований, без которых геомеханика не может развиваться. Во второй части (гл. 3—8) подытоживаются данные о физических и механических свойствах скальных пород, приведенные в материалах первого и второго конгрессов и шестого симпозиума по механике скальных пород. В гл. 3 и 4 рассматриваются характеристики пород по результатам лабораторных испытаний образцов, не имеющих существенных нарушений сплошности, а гл. 5—8 касаются свойств трещиноватых скальных массивов in situ и анализа их напряженно-деформированного состояния.

Абстрактное знание свойств скальных пород мало что дает инженеру. Необходимо всемерно сокращать разрыв между наукой и потребностями проектирования и строительства; исходя из этих соображений, вторую половину книги автор посвятил практическим вопросам. В третьей части рассматриваются различные аспекты устойчивости скальных откосов (гл. 9), деформации подземных выработок и современные способы ведения подземных работ (гл. 10). В гл. 11 сосредоточены вопросы скальных оснований плотин.

В четвертой части приводятся типичные примеры из практики в подтверждение положений, изложенных во второй и третьей частях книги.

# Часть 1

# ВВЕДЕНИЕ В МЕХАНИКУ СКАЛЬНЫХ ПОРОД

## 1. История развития механики скальных пород

**1.1. Первые шаги в области механики скальных пород.** Наблюдая разрывы и деформации пород в подземных выработках, инженеры еще в прошлом веке пришли к выводу о существовании на больших глубинах некоторых «естественных напряжений». Немецкий специалист по туннелестроению Ржиха [402] одним из первых обратил внимание на горизонтальную составляющую сил, действующих на стенки подземных выработок. Несколько позднее проф. Гейм (Цюрих) высказал соображение, что горизонтальные напряжения в массивах горных пород должны иметь тот же порядок величины, что и вертикальные. Свои мысли по этому поводу он изложил в ряде печатных работ, опубликованных в течение 1878—1912 гг. [166—168]. Но потребовалось несколько десятилетий, чтобы идеи Гейма и Ржихи нашли признание в широких кругах геологов и инженеров.

В двадцатых годах нынешнего столетия Швейцарское федеральное управление железных дорог построило в северных Альпах Амстегский туннель, в котором, очевидно, впервые проводились опытные работы методом напорной камеры для определения деформационных свойств скального массива. Глухой забой штольни, пройденной из туннеля, был отделен бетонной перемычкой с металлической облицовкой и герметическим ходовым люком. Образованная таким способом камера заполнялась водой, давление которой ступенчато повышалось до заданной величины. Одновременно измерялись деформации стенок камеры в шести радиальных направлениях с помощью установленной в ней аппаратуры с самозаписывающим устройством. По результатам наблюдений строился график зависимости деформаций от напряжений и вычислялся модуль упругости породы.

Несколько лет спустя, в 1926 г., Шмидт [405] опубликовал работу, в которой он связал теорию Гейма о начальных напряжениях с новыми представлениями об упругих свойствах скальных пород, положив тем самым начало механике скальных пород.

Примерно в это же время начали применять металлическую облицовку туннелей и шахт, и в печати разных стран [185] появились работы, в которых напряжение в облицовке рассматривалось как функция отношения модуля упругости металла к модулю упругости породы. Немного позже был опубликован доклад чилийского геолога Феннера [111], в котором были приведены соображения, во многом сходные с идеями Шмидта.

В пятидесятых годах некоторые из этих концепций были развиты Терцаги и Рихартом [459].

**1.2. Достижения американских и европейских специалистов.** В 1957 г. вышла в свет книга Талобра «Механика скальных пород». В течение предшествовавших десяти лет существенных достижений в области геомеханики не отмечалось, и появление этой книги было очень своевременным.

Обстоятельные исследования, связанные с развитием горной промышленности, велись по обе стороны Атлантики. Начиная с 1916 г. появились многочисленные труды Янга и Стока по проблемам подземных разработок, в том числе по вопросам проседания территории разрабатываемых угольных месторождений. Активное участие в решении теоретических задач о напря-

женном состоянии туннелей прямоугольного очертания и ряда вопросов практического характера приняли специалисты Горного института и Горного управления США и их европейские коллеги. Развивалась техника измерений напряжений — деформаций скальных пород, исследования их упругих свойств, наблюдений за смещениями стенок подземных выработок. Обер и Дюваль [348] составили подробный библиографический справочник ранних работ американских и европейских горных инженеров.

Многие американские специалисты считают 1950 г. годом начала систематических исследований по механике скальных пород в США. В эту работу включился ряд университетов и горных вузов; исследования свойств скальных пород и скальных массивов возглавило Бюро исследований в Денвере. Было создано Американское общество инженеров-геологов, в программу которого, так же как и в программы Американского геофизического общества и Американского общества испытаний и стройматериалов, входили проблемы механики скальных пород. В нескольких американских университетах преподавание методики инженерно-геологических изысканий было реорганизовано в связи с требованиями нефтедобывающей и горной промышленности.

В Европе в период 1950—1960 гг. наиболее активным центром исследований, кроме горных школ, был Венский университет, где Стини создал Австрийское общество геофизиков и инженеров-геологов. Австрийская школа вскоре приобрела широкую известность своей методикой изучения разрывных нарушений и трещиноватости скальных пород, более полной и всесторонней, чем обычно применявшаяся в инженерной геологии. Ежегодные собрания этого общества в Зальцбурге стали привлекать к себе внимание все большего и большего количества специалистов из разных стран Европы. Позднее на базе этого общества было создано Международное общество по механике скальных пород, первый конгресс которого состоялся в Лиссабоне в 1966 г.

В 1951 г. по инициативе автора при Международной комиссии по высоким плотинам был организован подкомитет по механике скальных пород.

До недавнего времени геологи были очень осторожны в выборе мест расположения плотин. Последние строились сравнительно невысокими, и особых проблем с устойчивостью их оснований и примыканий не возникало. Отдельные случаи с авариями плотин объясняли высоким противодавлением в подошве плотин или недостаточной прочностью на сдвиг скальных пород.

В связи с растущей потребностью в электроэнергии начали строить высокие плотины, в том числе тонкие арочные. Вопросы прочности оснований стали более трудными. В аналитических расчетах арочных плотин надо было учитывать упругие и пластические свойства пород оснований, обращая большое внимание на деформацию и распределение напряжений в скальных массивах. Значительно усовершенствовались методика и точность полевых испытаний скальных массивов в штольнях, а также обработка результатов. Было сформулировано положение, согласно которому инженеры, проектирующие и строящие гидротехнические сооружения, несут ответственность за надежность этих сооружений и должны непосредственно участвовать в совершенствовании методов испытаний и проектирования скальных оснований плотин и туннелей.

В 1957 г. небольшая группа экспертов во главе с Вестербергом (Стокгольм) составила доклад с рекомендациями организовать в рамках Международной комиссии по высоким плотинам комитет по подземным работам, в обязанности которого входило бы решение неотложных вопросов, связанных с основаниями высоких плотин. Первое официальное заседание нового комитета состоялось на VI Международном конгрессе по высоким плотинам в Нью-Йорке в 1958 г.

3 декабря 1959 г. произошла катастрофа на плотине Мальпассе, где погибло 450 человек, а в ночь на 9 октября 1963 г. еще бóльшая катастрофа произошла на плотине Вайонт. Члены Конгресса по высоким плотинам в Риме в 1961 г. и в Эдинбурге в 1964 г. были глубоко потрясены этими событиями, и ни у кого не осталось больше сомнений в необходимости всячески способствовать развитию механики скальных пород и рассматривать это как первоочередную задачу специалистов, проектирующих плотины.

**1.3. Современные тенденции.** На Лиссабонском конгрессе (1966 г.) были продемонстрированы определенные успехи в изучении физических и механических свойств скальных пород. Ближайшие задачи в этой области сводились к следующему:

1. Исследование структуры и микроструктуры скальных пород; изучение причин их ослабления и разрушения (это задачи преимущественно университетских организаций).
2. Лабораторные испытания скальных пород; методы испытаний и стандартизация их; классификация скальных пород в инженерных целях.
3. Исследования in situ скальных массивов. Физическая и механическая характеристики скальных массивов.
4. Развитие новых методов измерений напряжений и деформаций; математические теории напряженно-деформированного состояния однородного и неоднородного пространства или полупространства и трещиноватого пространства; внедрение новых методов с использованием ЭВМ.
5. Скальные откосы, устойчивость и безопасность сооружений в скале; проектирование туннелей и подземных сооружений, проектирование скальных примыканий плотин, консолидация скальных массивов.

## 2. Инженерная геология и механика скальных пород

**2.1. Вопросы геологии и механика скальных пород.** На ежегодном конгрессе Австрийского общества по механике скальных пород в Зальцбурге (1962 г.) интересный доклад сделал американский геолог проф. Кирш [238] о направлениях инженерной геологии США и о современных методах подготовки нового поколения инженеров-геологов в ряде университетов страны. На этом же собрании проф. Бьерум из Норвегии, представляющий Международное общество по механике грунтов, доложил о причинах, позволяющих выделить механику скальных пород и механику грунтов в отдельную область обширной и передовой технической науки. Конгресс вынес решение о необходимости развивать усилия по созданию Международного общества по механике скальных пород.

В механике скальных пород используют много положений механики грунтов, основанных на законе Кулона, связывающем прочность на скалывание (срез) упругого материала с трением и нормальным напряжением. Но поведение скальных пород значительно сложнее, чем деформация мягких грунтов; во многих случаях в механике скальных пород используются иные приемы. Обе эти дисциплины представляют собой параллельные, но в то же время различные разделы науки о дискретных средах, противоположные классической теории прочности сплошных сред. Связи между механикой скальных пород, инженерной геологией и классической геологией более тесные и сложные, и нельзя заниматься механикой скальных пород, не рассматривая и не оценивая эти связи. Горные породы обладают физическими, химическими и механическими характеристиками, зависящими от условий их образования и последующих геологических процессов. В одной из своих лекций, прочитанных в университете Суонси, Дир [81], цитируя Миллера [310], особо обратил внимание на то, что сумма упомянутых явлений в геологической истории того или иного района приводит к формированию литологических структурных особенностей и напряженного состояния породы in

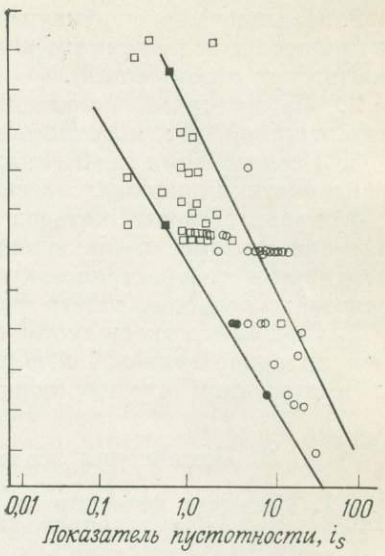
situ. Все эти геологические данные имеют большое значение для механики скальных пород.

Геологическая классификация скальных пород основана на их минеральном составе, химических свойствах, кристаллическом строении и структуре. В механике скальных пород применяется свое деление, основанное на таких характеристиках, как прочность, деформируемость, трещиноватость; тем не менее геологическая классификация сохраняет свое ведущее значение.

Есть много общего в методах, применяемых геологами и геомеханиками. В обстоятельной работе Дункана, Данна и Петти [96] детально рассматривается пустотность (пористость) горных пород в связи с их возрастом.

Фиг. 2.1. Классификация песчаников.

Темные треугольники — отвердевшие; темные кружки — сцементированные; светлые кружки — слабо сцементированные или уплотненные [96].




Фиг. 2.2. Классификация сланцев, мергелей, аргиллитов и других пород.

Светлые квадраты — отвердевшие; светлые кружки — уплотненные [96].

*2.1.1. Показатель пустотности i.* Показатель $i$ характеризует не только пустотность, но и степень выветрелости. Он зависит от типа породы (песчаник, сланец, аргиллит и т. д.) и от ее возраста. Так, например, нормально сцементированные разности песчаников и сланцев имеют более низкий показатель $i$, чем слабо сцементированные и менее плотные.

Классификация песчаников по возрасту и по показателю пустотности для отвердевших, сцементированных и слабо сцементированных разностей приведена на фиг. 2.1, а для глинистых сланцев, сланцев, мергелей и аргиллитов — на фиг. 2.2. Заметна хорошая корреляция между возрастом породы и показателем $i$.

Геологи и геомеханики [421] применяют одни и те же методы определения показателя $i$. Порода высушивается при температуре 105 °С в течение 12 или 24 ч, затем образец погружают в воду на 12 или 24 ч, после чего определяют вес абсорбированной им воды:

$$i = \frac{\text{вес абсорбированной воды}}{\text{вес высушенной породы}}.$$

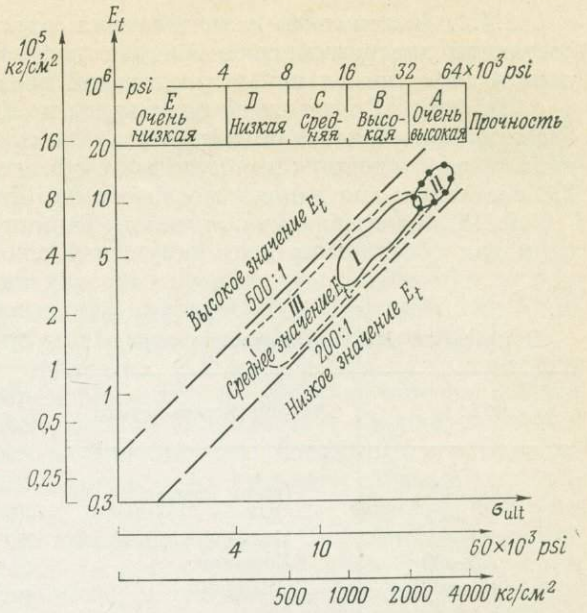
Твердые песчаники часто имеют возраст от 300 до 600 млн. лет (считая от начала кембрия — конца каменноугольного периода). Слабо сцементированные породы обычно моложе юры (около 200 млн. лет); возраст твердых тонкозернистых пород более 200 млн. лет.

Испытания на образцах пород показали, что деформации и напряжения разуплотнения могут быть увязаны с показателем $i$. От фактора $i$ зависят прочность на сжатие, скорость сейсмических волн и модуль упругости породы. Имеется прямая связь между классификацией горных пород, разработанной геологами, и показателем пустотности, а также другими характеристиками, имеющими важное значение в механике скальных пород.

Большая часть магматических пород имеет плотное массивное строение со слабо выраженной дирекционной анизотропией. Некоторые осадочные породы слоисты и отличаются значительной анизотропией механических свойств. Для метаморфических пород характерно разнообразие свойств, что следует учитывать в строительном проектировании.

Некоторые породы устойчивы, другие легко поддаются выветриванию. Массивные эффузивные породы могут быть плотными и прочными, но в то же время легко выветриваются на глубину нескольких метров. Кварцево-слюдяные гнейсы бывают ослабленными с поверхности или равномерно рассечены мелкими трещинами. Амфиболиты слабо выветриваются. Влажный песок в качестве заполнителя трещин в кварцитах может создать весьма разнообразные условия в тунелях.

Геолог должен уметь оценивать устойчивость скальных массивов, предвидеть возможные подвижки по трещинам или поверхностям скольжения, информировать инженера о напряженно-деформированном состоянии массивов.




Фиг. 2.3. Инженерная классификация прочных пород.

*I* — гранит; *II* — диабаз; *III* — базальт [83].

Таблица 2.1

**Инженерная классификация сохранных пород по прочности**

| Класс | Описание | Предельная прочность на сжатие, кг/см$^2$ |
|---|---|---|
| *A* | Очень прочные | >2240 |
| *B* | Прочные | 1120-2240 |
| *C* | Средней прочности | 560-1120 |
| *D* | Слабые | 280-560 |
| *E* | Очень слабые | <280 |

Таблица 2.2

**Инженерная классификация сохранных пород по соотношению $E_t/\sigma_{ult}$**

| Класс | Описание | Показатель соотношения |
|---|---|---|
| *H* | Высокий | 500 |
| *M* | Средний | 200-500 |
| *L* | Низкий | 200 |

Таблица 2.3

**Инженерная классификация сохранных пород по трещиноватости (по расстоянию между трещинами)**

| Класс | Расстояние между трещинами, см |
|---|---|
| Очень частое | <5 |
| Частое | От 5 до 30 |
| Среднее | От 30 до 90 |
| Редкое | От 100 до 300 |
| Очень редкое | >300 |

*2.1.2. Инженерная классификация сохранных пород.* Дир и Миллер [83] составили диаграммы связи модуля упругости породы $E_t$ (при прочности, равной 50% предельной) с предельной прочностью $\sigma_{ult}$.

На фиг. 2.3 приведены результаты по 80 образцам гранитов, 26 — диабазов и 70 — базальтов, которые кучно ложатся на диаграмму, тогда как данные по осадочным породам дают обычно большой разброс. Табл. 2.1—2.3 составлены по данным исследований Дира и Миллера [83].

*2.1.3. Классификация трещин.* Термин «трещина» применяется геологами для обозначения всех нарушений сплошности, за исключением крупных разломов; во многих случаях необходима дифференциация трещин по типам [97, 98].

Таблица 2.4

**Показатели *RQD* и качество породы**

| *RQD*, % | Характеристика породы |
|---|---|
| 0—25 | Очень слабая |
| 25—50 | Слабая |
| 50—75 | Удовлетворительная |
| 75—90 | Хорошая |
| 90—100 | Отличная |

В скальных массивах осадочных пород трещины напластования обычно отличаются значительной протяженностью и выдержанностью. Трещины первичной отдельности, несмотря на свою беспорядочность и прерывистость, могут захватывать большие объемы породы. Тектонические трещины, вызванные региональными напряжениями в земной коре, встречаются как на поверхности, так и на глубине (туннель Монблан). В магматических породах трещины остывания концентрируются преимущественно по краям, а не в средней части интрузии; с глубиной количество их уменьшается. Трещины растяжения и тектонического происхождения относятся главным образом к категории глубинных.

В метаморфических породах открытые трещины кливажа и сланцеватости могут иметь большое протяжение в пределах одной толщи, но меньшее, чем трещины напластования в толще осадочных пород. Трещины разгрузки расположены параллельно склонам и, возможно, дну долины, но с глубиной количество их быстро уменьшается до полного исчезновения.

Такая классификация, составленная геологами, сильно отличается от классификации, принятой в механике скальных пород, о чем будет сказано ниже.

*2.1.4. Определение нарушенности пород RQD* [1]. Классификация пород по их нарушенности (*RQD*) учитывает технологию отбора керна при бурении скважин, количество трещин, а также степень ослабления и выветривания скальных пород. Вместо подсчета трещин применяется косвенная оценка путем определения общей длины вынутого керна и длины крепких и ненарушенных кусков его высотой 10 см и более. Например, если с рейса длиной 152,4 см извлечен керн общей длиной 127,0 см (83%) и из них на сохранные и длинные куски приходится только 86,4 см, то *RQD* будет равен 57%.

В табл. 2.4 приведена (по Диру [81]) классификация породы по качеству с использованием *RQD*.

Влияние нарушений сплошности (дисконтиниум) в массиве скальных пород можно оценить путем сравнения скоростей распространения продольных упругих волн в массиве in situ и ультразвука в образце (керне), извлеченном из этого массива. Разница в этих скоростях пропорциональна нарушениям сплошности массива. Онодера [354] как показатель качества породы (массива) предложил использовать отношение скоростей $v/v_L$, где $v$ и $v_L$ — скорости сейсмических волн в массиве и ультразвуковых в образце соответственно. Звуковая скорость в образце определяется в лабораторных условиях

[1] Автор применяет термин «качество породы». — *Прим. ред.*

под осевым давлением, равным давлению в массиве, обусловленному весом вышележащих пород на глубине взятия образца. Существует корреляционная зависимость между отношением скоростей упругих волн и показателем *RQD*. Например, по данным различных источников для разных типов породы $(v/v_L)^2 = 0{,}8$ соответствует *RQD* от 0,70 до 0,90 и $(v/v_L)^2 = 0{,}6$ отвечает *RQD* от 0,50 до 0,80. Имеется также корреляционная зависимость между *RQD* и интенсивностью трещиноватости (количество трещин на 0,3 м). Например, $RQD = 0{,}75$ соответствует от 1 до 3 трещин на 0,3 м, а $RQD = 0{,}50$ — от 2 до 4 трещин на 0,3 м.

Геомеханики стремятся детализировать информацию, получаемую от геологов, дать ответы на вопросы, выдвигаемые проектировщиками, несущими ответственность за надежность туннелей, выемок и оснований плотин.

**2.2. Типичные случаи из практики.** *2.2.1. Прогноз температуры в глубоких туннелях.* Британские, американские и канадские инженеры были пионерами в индустрии туннелестроения (туннель под Темзой в 1825—1828 гг.). Мон-Сенисский туннель во Франции был последним, где бурение производилось вручную (1870 г.). Первый опыт проходки подземных выработок в условиях высокого горного давления инженеры приобрели в Сен-Готардском туннеле (1882 г.), а позднее в первом Симплонском туннеле (1906 г.). В течение многих лет геологи прилагали максимум усилий, чтобы помочь инженерам в проектировании первого трансальпийского железнодорожного туннеля. Их предсказания о геологических и гидрогеологических условиях трассы туннеля часто не соответствовали действительности. Точный геологический профиль был составлен после окончания строительства.

На больших глубинах температура в горных породах повышается. В условиях влажного воздуха и температуры более 25 °С производительность труда падает, а при 35 °С работать становится почти невозможно. В Сен-Готардском туннеле была очень высокой смертность среди рабочих. Таким образом, прогноз температурных условий является важной частью предварительных изысканий при проектировании туннелей, глубина заложения которых достигает 1500 м и более.

Согласно Андреа [9], нормальный геотермический градиент в равнинных областях равен 0,031—0,033 °С/м, что соответствует градиенту 32—33 м на 1 °С. В горных районах геотермический градиент увеличивается под долинами и уменьшается под хребтами; на больших глубинах геоизотермы становятся параллельными.

Условия равновесия теплового потока в вертикальном разрезе с учетом положения туннеля в горном массиве описываются следующим уравнением:

$$\frac{\partial^2\theta}{\partial x^2}+\frac{\partial^2\theta}{\partial y^2}=0, \tag{1}$$

где $\theta$ — температура, $y$ и $x$ — прямоугольные координаты (фиг. 2.4). Решение этого уравнения для равномерно волнистой поверхности следующее:

$$\theta = C_1 \ln\{A+\sqrt{(A^2-1)}\}+C_2, \tag{2}$$

где

$$A = e^{2x/b}+\sqrt{\{1-(2\cos 2y/b - e^{2x/b})\,e^{2x/b}\}}, \tag{3}$$

а $C_1$ и $C_2$ — постоянные. Период этой симметричной функции равен $b\pi$; линии $\theta$, или изотермы, волнистые (фиг. 2.4). $2C_1/b$ равно нормальному градиенту $(\mathrm{d}\theta : \mathrm{d}x)_{x=\infty}$, определяющему значение постоянной $C_1$. Для любого значения $\theta$ и $D$ (фиг. 2.4) $C_2$ определяется выражением

$$C_2 = \theta - C_1 \ln\left(\frac{e^{D/b}+1}{e^{D/b}-1}\right).$$

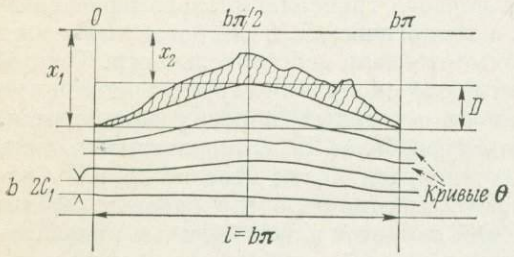
Таблица 2.5

**Значения $2C_1 : b$ в °С/м**

| Падение слоев | Субвертикальное | Около 45° | Субгоризонтальное |
|---|---|---|---|
| Гнейсы | 0,027—0,028 | 0,033 | 0,034—0,036 |
| Граниты | 0,027—0,028 | 0,033 | 0,034—0,036 |
| Слюдяные сланцы | 0,027—0,028 | 0,034—0,036 | 0,037—0,041 |
| Филлиты | 0,027—0,028 | 0,031 | 0,032—0,033 |
| (Во влажном состоянии меньше 5,8%) | | | |

Здесь $D$ — высота изотермы. Зная температуру на поверхности земли, можно построить кривую $\theta = \theta(x, y)$, после чего последовательно вычислить изотермы внутри скального массива, используя $d\theta : dx$ для $y = 0$ и $y = (b\pi:2)$, где $b\pi$ — период функции.

Практически строение горного хребта не бывает симметричным и значение $\frac{2C_1}{b}$ может варьировать в зависимости от состава пород и их залегания.




Фиг. 2.4. Геотермический градиент [9].

Уравнение (1) в общем случае решается ступенчато, с помощью современных аналитических методов.

Тома и Андреа [см. 9] составили таблицу значений $\frac{2C_1}{b}$ (табл. 2.5).

Температурный градиент, определенный для одного туннеля, нельзя распространить на другой без дополнительных исследований. На основании градиента, измеренного в Сен-Готардском туннеле (1882 г.), было предположено, что в первом Симплонском туннеле (1906 г.) температура должна быть равна примерно 42 °С. В действительности же она была равна 55 °С.

Детальные исследования для определения температурных условий были проведены при проектировании туннеля Изер-Арк (1952 г.), пересекавшего высокий горный хребет. Максимальная глубина заложения его была около 2000 м, а сечение 43 м². Расстояние между противоположными забоями составило 11 700 м без промежуточных подходов. Продолжительность строительства гидроузла определялась темпами проходки деривационного туннеля, которые зависели от температуры и режима вентиляции в подземной выработке. Температура в туннеле при производстве работ поддерживалась на уровне 34 °С, т. е. несколько ниже нормы 37 °С, установленной экспертами. Для вентиляции использовались два трубопровода диаметром 1 м и длиной 5—6 км. Суточное продвижение туннеля составляло 8—12 м.

*2.2.2. Туннели, штольни, выемки.* Предсказать геологическое строение и гидрогеологические условия по трассе туннеля — главная задача геолога.

1. Лёчбергский туннель, Швейцария. Железнодорожный туннель длиной 14,6 км (1913) по проекту должен был пройти под рекой Кандер на значительной глубине ниже нормального уровня воды. Подземная выработка наткнулась на аллювий, заполнявший глубокую древнюю долину реки. В результате погибло несколько рабочих. Выработку пришлось бросить и в обход ее пройти туннель длиной около 1500 м. Причина аварии — отсутствие систематических геологических изысканий до начала строительных работ.

2. Мовуазен, Швейцария. Участок расположения плотины Мовуазен высотой 237 м, самой высокой арочной плотины того времени, тщательно изучался с геологической точки зрения. Глубина залегания подошвы аллювиальных отложений в узкой долине реки определялась методами сейсморазведки. С целью более полного изучения коренных пород предприняли проходку подрусловой штольни с продолжением ее в оба берега. Позже эта штольня была использована для устройства глубокой цементационной завесы под плотиной. Когда штольня, начатая проходкой с левого берега, подошла к русловой части долины, она неожиданно вскрыла аллювий на глубине значительно большей, чем это предполагалось. В штольню хлынула под напором вода; выработка оказалась затопленной, что повлекло за собой гибель четырех человек. Очевидно, были допущены ошибки в интерпретации результатов наблюдений за отражением сейсмических волн в узком треугольной формы участке реки.

3. Мальговер, Франция [367]. В связи с острым дефицитом электроэнергии в послевоенной Франции «Электрисите де Франс» рассмотрела возможные схемы развития энергетики страны. Программу, разработанную для верхнего участка реки Изер, признали недостаточной. Была составлена новая схема, включающая 180-метровую арочную плотину Тинь с напором 168,6 м и первую ГЭС Бревьер.

Туннель Мальговер длиной 15 289 м пройден из двух порталов и из 12 подходных штреков. Сечение туннеля в свету 14,86 м² и рассчитано на пропуск от 47,5 до 50 м³/с воды; сечение выломки при этом было 20—27 м². Перепад уровней от водохранилища ГЭС Бревьер до ГЭС Мальговер составил 750 м.

1335

Проходка туннеля между водозабором и подходным штреком № 12 осуществлялась тремя способами: а) передовой выработкой сечением 6,03 м² в нижнем уступе туннеля; б) передовой выработкой такого же сечения в подсводной части туннеля; в) полным сечением (на некоторых участках). Породы не вызывали каких-либо затруднений при проходке, за исключением последних 304 м, где потребовалось тяжелое металлическое крепление. Низовой участок (начатый в январе 1948 г.) между подходными штреками № 13 и 16 по совету геологов проходили полным сечением. По мере продвижения выработки (1949 г.) вскрывались менее прочные породы. Потребовалась установка полигональной стальной крепи с шагом 1,22 м. На участке между подходными штреками № 13 и 14 пришлось вернуться к так называемому бельгийскому способу проходки с верхним забоем и постепенным поэтапным расширением сечения туннеля по мере его продвижения. На участке между штреками № 14 и 16 проходка велась с передовой выработкой сечением 9,29 м³ в нижнем уступе туннеля с применением колонковых перфораторов. Расширение передовой выработки производилось в один или в несколько этапов в зависимости от типа породы. Под полигональную крепь, поддерживающую свод туннеля, клались тяжелые продольные железобетонные балки. Таким способом за девять месяцев прошли 1399,5 м.

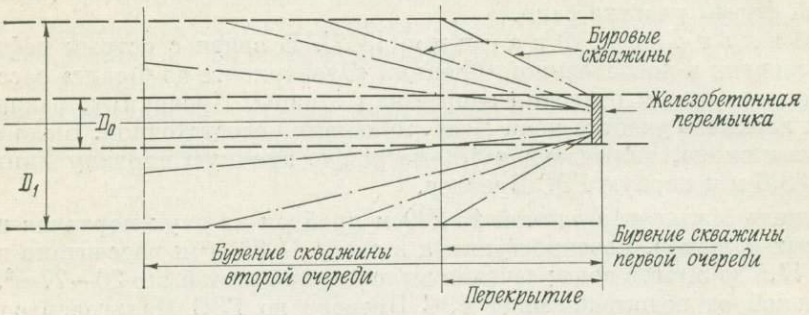
Трудности встречались на всем протяжении, начиная от подходного штрека № 13 (пермокарбоновые и карбоновые формации). В туннеле происходили прорывы воды и песка и обрушения кровли. Горное давление настолько увеличилось, что приходилось постоянно уменьшать расстояние между стальными рамами крепления, доводя его до 0,3 м и меньше. Значительные деформации происходили в одном из штреков, где в течение нескольких часов одна из боковых стенок с бетонной облицовкой сместилась внутрь выработки на 1,5 м, а рельсовый путь был приподнят на 1,2 м.

На одном из участков туннель вошел в сильно трещиноватые глинистые сланцы зоны оперения разлома. Породы были безводными и проходка их не встретила затруднений. Однако через несколько дней в них появилась вода, породы вспучились, в них развилось такое давление, что почти сплош-

Институт геологических наук

ное металлическое крепление стало прогибаться. Пришлось прекратить продвижение забоя и начать проходку обходного участка туннеля. При приближении последнего к разлому в туннель хлынула вода с дебитом 18 180 л/мин. Работу вновь приостановили до установки в выработке нескольких мощных насосов. Задержка в горнопроходческих работах свелась к нескольким месяцам.

На склоне горы, через которую прокладывали туннель, имелись медленно движущиеся оползни скальных пород. Инженеры, проводившие до начала второй мировой войны геологические изыскания, утверждали, что породы неустойчивы только с поверхности и с глубиной улучшаются. Как показал опыт, эти утверждения оказались более чем оптимистичными. Природа оползней в скальных породах в то время была мало изучена, а методика




Фиг. 2.5. Туннель Мальговер.

Способ опережающей цементации при проходке кварцитов. $D_0$ — диаметр туннеля, равный 5,8 м; $D_1$ — консолидированная порода, 24,7 м [367].

исследования динамики и глубины распространения этих явлений не разработана. В конечном счете на участках развития сильного горного давления, в пределах которых на протяжении нескольких километров наблюдалось опускание кровли выработки до 0,3 ÷ 0,6 м и соответствующее уменьшение ее поперечного сечения, обделка туннеля была задержана до стабилизации деформаций.

Деформируемость пород на некоторых пикетах туннеля Мальговер не была связана с ползучестью и могла бы быть установлена более детальными геологическими исследованиями. Так, например, в 1946 г. при проходке штрека № 13 в 129,8 м от входного портала был встречен обводненный раздробленный кварцит, обнаруженный также вблизи другого портала. В обоих случаях забой выработки оказался в аварийном положении и последняя заполнялась водоносной песчаной массой под давлением до 8 кг/см$^2$.

Была произведена укрепительная цементация неустойчивой породы. Консолидации подвергся массив цилиндрического очертания диаметром 24,7 м, соосный с туннелем диаметром в свету 5,8 м. Инъекция велась под защитой железобетонной перемычки. По окончании этих работ забой выработки был продвинут вперед, но на некотором расстоянии от конца зацементированного участка вновь остановлен для производства дальнейшей инъекции с соответствующей перестановкой перемычки (фиг. 2.5).

Укрепление породы производилось каждый раз в четыре этапа [367] со следующими растворами:

а) силиката натрия в качестве подготовительного мероприятия;

б) цемента с нагнетанием под давлением 100 кг/см$^2$;

в) силиката натрия с фосфорной кислотой для заполнения гелем пустот, оставшихся в объеме около 30% после цементации. В связи с малой вязкостью раствора нагнетание его производилось под давлением 10 кг/см$^2$. Образование геля происходило через 15 мин после закачки раствора в породу;

г) цемента для окончательной консолидации массива под давлением.

Проходка закрепленной породы велась перфораторами со взрывными работами, заходками по 35 м, без каких-либо осложнений. Всего на 4,89 км основного и 5,63 км обходного туннелей было израсходовано 3800 т цемента и 4006 м³ геля.

4. Изер-Арк (Франция) [353]. Непосредственно ниже каскада Тинь — Мальговер расположен гидроузел Изер-Арк, при постройке которого использовали опыт строительства туннеля Мальговер.

Река Изер соединена с долиной Арк туннелем, рассчитанным на пропуск 100 м³/с, т. е. в два раза больший, чем в Мальговере. Детальные геологические изыскания показали, что по трассе туннеля залегают наклонные слои ослабленных сланцеватых пород, и перед проектировщиками возник вопрос, каким способом лучше пройти их. Около 60 м туннеля были разработаны полным сечением с креплением тяжелыми стальными арками и обделкой следом за забоем с тем, чтобы не дать возможности породе выдавливаться внутрь выработки. Скорость проходки, в обычных условиях равная 8 ÷ 12 м в день, снизилась до 1 м.

С увеличением трудностей дальнейшая проходка туннеля велась передовой выработкой в нижнем уступе сечением 14 м². Выбор именно нижнего уступа, а не более удобного верхнего диктовался расположением рельсового пути и всего проходческого оборудования на уровне обратного свода туннеля. Верхний уступ разрабатывался по мере продвижения нижнего. Потребовалось около восьми месяцев, чтобы преодолеть 260 м толщи пород.

В то время когда сооружались эти туннели, анкерное крепление еще мало применялось в подземных работах.

Сравнивая, как шли строительные работы на обоих сооружениях, руководимых одной и той же группой инженеров, можно заключить, насколько детальные геологические изыскания на гидроузле Изер-Арк обеспечили своевременную смену способов проходки туннеля с минимальной для этого потерей времени.

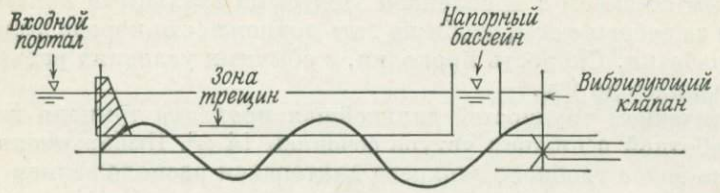
5. Кемано, Канада [269]. Геологическими исследованиями было установлено, что трасса туннеля Кемано пересекает почти перпендикулярно разлом в крепких среднезернистых кварцевых диоритах. Крутопадающий, под углом 80°, разлом имеет заполнитель в виде милонита с твердыми обломками размером от 1,27 до 5,08 см и глинкой трения. На 1—1,5 м по обе стороны от нарушения породы хлоритизированы и ослаблены. Две системы часто расположенных трещин, связанных, очевидно, с этим разломом, распространены по ту и другую стороны от него. Несколько отдельных трещин, расположенных на расстоянии от 1,2 до 2,1 м друг от друга, прослежены на 9 м от разлома. Известно, что по разрывным нарушениям с такого рода заполнителем выветривание распространяется на бóльшую глубину, чем при наличии только милонита или глинки трения.

Инженеры, строившие туннель протяжением 16,7 км, отказались из экономических соображений от обделки туннеля, стоимость которой была определена в 12 млн. долл. Спустя два года по окончании строительных работ было отмечено снижение давления вдоль туннеля, что позволило сделать вывод о вероятности вывалов породы. По данным пьезометрических наблюдений в скважинах, пройденных с поверхности земли, удалось определить, что обвал произошел вблизи разлома. Точное местоположение обвала было установлено по времени отражения волн гидравлического удара, вызванного внезапным выключением турбин.

Возникла срочная необходимость в ликвидации аварии. Вывал образовал в туннеле запруду, и подпруженную воду пришлось откачивать насосом производительностью 300 л/мин по трубам диаметром 30,5 см длиной 152 м. С верховой стороны полости, образовавшейся в кровле выработки в результате вывала, поставили перемычку. Пространство между нею и обвалившейся

породой засыпали рваным камнем на высоту немного выше нормального уровня кровли туннеля. Поверхность насыпи была, насколько возможно, выравнена, а стенки полости промыты водой, после чего на верх насыпи насосом подали около 764 м³ пластичной бетонной смеси для образования защитного свода толщиной от 1,8 до 3,6 м, шириной 10,6 м и длиной 19,8 м. По верху свода уложили слой толщиной 0,9 м из щебенки размером от 3,7 до 7,5 мм для защиты бетона от падающих сверху камней. Затем насыпь и вывалившуюся породу убрали, а свод подкрепили стальными ребрами. После всего этого аварийный участок туннеля облицевали бетоном.

Вся операция была трудной и опасной, так как во время откачки воды происходили постоянные мелкие вывалы породы, для предотвращения которых отдельные участки туннеля пришлось покрыть набрызг-бетоном слоем




Фиг. 2.6. Туннель Кандергрунд.
Влияние резонанса нечетной гармоники (продольных волн) на разрушение в туннеле [200].

35,6 см. Стоимость ремонтных работ оказалась равной 2,1 млн. долл., т. е. меньше стоимости сплошной обделки туннеля, но значительно больше затрат на мероприятия по локальному закреплению сильно трещиноватых участков, если бы таковые были своевременно проведены.

6. Кандергрунд, Швейцария [200]. Для суждения о причинах деформаций в туннеле не всегда достаточно квалифицированного заключения геолога. Так было с туннелем Кандергрунд. Сооружение длиной 4 км было спроектировано и построено как безнапорное, с большим подземным резервуаром. Спустя некоторое время туннель стали использовать как напорный, превратив резервуар в уравнительный бассейн. В процессе эксплуатации сооружения бетонная обделка его в нескольких сотнях метров от входного отверстия дважды нарушалась. Геологи указывали, что на этом участке породы сильно ослабленные. Обделка восстанавливалась, и слабые породы надежно перекрывались. Через некоторое время обделка оказалась нарушенной в третий раз. Через широкие трещины в бетоне вода фильтровала из туннеля и обводняла склон, сложенный слабо проницаемыми породами. Начались оползни. Лес, росший на склоне, был повален, стоявший здесь дом разрушен и два человека погибли. По рекомендации геологов слабые породы на аварийном участке зацементировали и обделку отремонтировали. В результате осмотра обделки до производства этих работ в ней в сводовой части были обнаружены три продольные трещины длиной по 30 м, шириной 5 ÷ 7 см, образовавшиеся вследствие очень высокого гидравлического напора. Геологические условия здесь не имели значения.

Повышение давления в туннеле вызывали резонансные волны, возникавшие вследствие гидравлических ударов. Подобные явления наблюдались и на других гидроузлах; причиной их была неисправная работа воздушных клапанов на напорных водоводах (фиг. 2.6). С этими волнами было связано появление других мелких трещин в бетоне, размер которых на участках очень слабых пород быстро увеличивался. Геологи правильно выделяли в стенках туннеля участки слабых пород, но не могли, разумеется, предвидеть причины аварий, связанных с гидравлическим режимом.

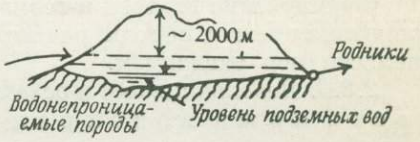
7. Мантаро, Перу. В перуанских Андах на высоте 2400 м над уровнем моря река Мантаро описывает большую петлю с перепадом уровней в 1000 м, который решено было использовать для сооружения ГЭС в створе I — I (фиг. 2.7). Согласно имевшимся топографическим картам, река ниже излучины углублялась в перуанские джунгли в направлении *а* (фиг. 2.7). Однако данные аэрофотосъемки показали, что река ниже первой петли описывает вторую петлю с разницей в уровнях около 1000 м, которую также можно было использовать в энергетических целях. Было решено разработать новый проект с расположением сооружений в створах II — II или III — III.

Фиг. 2.7. Излучины реки Мантаро (схема) с вариантами трассы Трансандского гидротехнического туннеля и направлением возможного гидроэнергетического использования второй петли реки.

Группа геологов под руководством проф. Фальконэ из Лозанны в продолжение нескольких месяцев вела здесь исследования, в результате которых составила описание чрезвычайно сложного геологического строения высоких Анд, образованных гранитным массивом, перекрытым древней складчатой формацией трещиноватых метаморфических пород. Родники вдоль гранитного массива указывали на высокое положение подземных вод с уклоном с юга на север. Согласно геологическому профилю по линии III — III (фиг. 2.8), граниты в краевых частях массива плотные, а в центральной части сильно трещиноватые, с уровнем воды на 400 м выше оси проектируемого туннеля. В створе II — II туннель проходил большей частью в перемятых трещиноватых породах, но выше уровня воды (фиг. 2.9).

Перуанские инженеры незадолго перед этим закончили проходку туннеля меньших размеров для отвода воды из водосборного бассейна верхней

Фиг. 2.8. Гидроузел Мантаро.
Вариант III—III с расположением туннеля на 400 м ниже уровня подземных вод.




Фиг. 2.9. Гидроузел Мантаро.
Вариант II—II с расположением туннеля в напряженных трещиноватых породах на глубине 2000 м, но выше уровня подземных вод.

Мантаро через Кордильеры к западному побережью Тихого океана. Инженеры знали, каких трудностей можно ожидать при пересечении туннелем водоносных горизонтов, питающих родники. Чтобы справиться с водоотливом около 2 м³/с, им пришлось вдвое увеличить сечение туннеля.

Вся схема использования реки Мантаро была пересмотрена. Вариант по линии I — I был отвергнут, так как строительные работы по этой трассе во второй излучине реки были трудно осуществимы или, во всяком случае, стоили бы слишком дорого. Кроме того, туннель восточным концом вошел бы в гипсы, в которых было бы трудно надежно закрепить напорный водовод. От варианта III — III отказались из-за сложности проходки туннеля в трещиноватых породах на 400 м ниже уровня подземных вод. Геологи отдали предпочтение трассе II — II, несмотря на залегание здесь напряженных трещиноватых пород.

Это пример решающего влияния геологических условий на выбор схемы энергетического использования реки.

8. Санта-Джустина. Проблемы, связанные с инженерно-геологическими условиями, пришлось решать итальянским инженерам при проектировании подземной ГЭС гидроузла Санта-Джустина. Вода к электростанции должна была поступать от высокой арочной плотины по напорному туннелю, проложенному в толще трещиноватых известняков. Подземную станцию можно было расположить в этих же породах, но проектировщики решили отнести ее дальше и заложить в глинистых сланцах, обладающих способностью к выпору (pressure-developing). В связи с этим пришлось тщательно разработать проект пересечения крутонаклонной напорной шахтой контакта между известняками и пластичными породами. Учитывая большое давление, которое последние могли развить, запроектировали машинный зал овальной формы с обделкой из сильно армированного бетона. Из этих же соображений на уровне подошвы генераторов предусмотрели железобетонное перекрытие для восприятия горизонтальных давлений.

Фиг. 2.10. Плотина Камараса.
Схема расположения цементационной завесы [284].

9. Обделка туннелей. Большая часть железнодорожных и автодорожных туннелей облицована. Иное дело гидротехнические туннели, при проектировании которых обычно решается вопрос, что целесообразнее: делать дорогостоящую обделку или терять в энергии из-за большой шероховатости необлицованных поверхностей подземной выработки. Во многих случаях решающее слово остается за геологами, которые должны оценить устойчивость пород вокруг туннеля и сопротивление их размыву водным потоком.

Французские геологи и геомеханики [301] разработали методику оценки сопротивляемости породы размыву с учетом ее пористости и воздухопроницаемости под давлением.

*2.2.3. Водохранилища и основания плотин.* 1. Водонепроницаемость ложа водохранилищ. Этот вопрос геологи решают самостоятельно на основании детальной съемки обширных районов. Цель съемки — убедиться в отсутствии отложений, которые могут служить путями фильтрации из проектируемого водохранилища.

Люжон в своей классической работе «Плотины и геология» [284] описывает два случая, когда геологи недооценили ту опасность, которую представляют собой водопроницаемые породы в основании плотины. Оба сооружения были построены в Испании в 20-х годах, но поднять напор на них не удалось, пока не были проведены большие ремонтные работы.

Плотина Камараса в Испании (1920 г.) возведена почти целиком на водопроницаемых трещиноватых доломитовых известняках [284], которые на глубине нескольких сотен метров ниже гребня плотины подстилаются водоупорными мергелями лейаса. Люжон, обследовавший в 1924 г. гидроузел, определил потери на фильтрацию из водохранилища в объеме 11,26 м$^3$/с. Он предложил сделать цементационную завесу непосредственно в основании плотины, а также в ее примыканиях из специальных галерей, пройденных на уровне гребня плотины. Глубина завесы составляла от 112 до 394 м, длина 1029 м; было пробурено 224 скважины общей длиной 132 000 м (фиг. 2.10). На устройство завесы израсходовали 40 734 т цемента, 19 675 т золы, 129 516 т песка и гравия, 790 т асфальта и 112 т древесных опилок.

Не лучшим было положение на плотине Монтехаке в Испании, в основании которой залегают сильно трещиноватые известняки [284]. Здесь для прекращения сильной фильтрации пришлось по рекомендации геологов заделать цементным раствором выходы трещин в породе с верховой стороны плотины. Работа выполнялась вручную. То же самое было сделано в примыканиях плотин Шодан и Кастийон во Франции.

Подобные вопросы возникли на плотине Докан в Ираке [231]. В основании этой высокой арочной плотины (высота 111 м, длина по гребню 350 м, радиус напорной грани 120 м) лежат доломиты и глинистые сланцы, а выше по склону — известняки. Левое плечо плотины упирается в мысообразный выступ берега. Породы основания трещиноватые, с большими карстовыми пустотами, сланцы большей частью слабые.

На различных этапах геологических изысканий рассматривались разные способы уплотнения и укрепления основания, в том числе способ, который был применен на плотине Монтехаке, в сочетании с глинистым покрытием ложа водохранилища непосредственно выше плотины. Выбор остановили на устройстве на обоих берегах цементационных завес длиной 1348 м на левом берегу и 1033 м на правом. На эти завесы общей площадью 420 700 м$^2$ было затрачено 45 000 т цемента и 32 000 т песка; было пробурено 183 100 м скважин, что немногим больше, чем на плотине Камараса. Кроме того, израсходовали 1707 т цемента и 471 т песка на консолидацию 375 000 м$^3$ породы [231].

Позднее ответственность за противофильтрационные мероприятия и консолидацию оснований стали возлагать на геомехаников. От качества проекта противофильтрационной завесы всецело зависит общая устойчивость скальных примыканий плотины; это проблема скорее инженерного плана, чем геологического.

2. Устойчивость склонов водохранилищ. Известно, что устойчивость склона в естественных условиях может быть нарушена после создания водохранилища с переменными уровнями воды.

Еще в 1846 г. французский инженер Александр Коллин [66] создал теорию устойчивости глинистых склонов, позднее развитую в механике грунтов графическими и аналитическими методами. Устойчивость склонов в скальных породах представляет более сложную проблему, поскольку последние более неоднородны. В случае скальных склонов геологам приходится устанавливать наиболее вероятные поверхности скольжения и выделять разрывные нарушения, по которым могут происходить подвижки.

Примером является трагический случай с оползнем на водохранилище Вайонт [208]. Некоторые геологи, причастные к ранней стадии строительства этого гидроузла, либо полностью игнорировали опасность оползня в скальном массиве, либо рассматривали это явление как чисто поверхностное, ничем не грозящее водохранилищу. Несколько лет спустя геолог Е. Семенца и Л. Мюллер убедительно доказали, что скальные массивы испытывают медленное движение, и с большей точностью определили глубину залегания поверхности, по которой может произойти оползень. И здесь проблема, которой раньше занимались исключительно геологи, со временем перешла в сферу компетенции геомехаников.

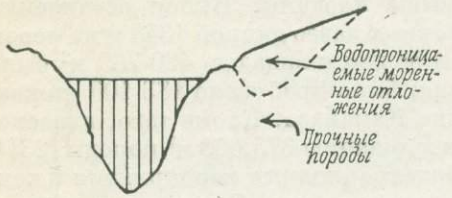
3. Геология основания плотин. Ни одна высокая плотина не может быть запроектирована и построена без детальных геологических изысканий, ведущихся на глубину, значительно превышающую непосредственный контакт сооружения с плотиной. Необходимо точно определять границы, в пределах которых следует вести изыскания, и принимать во внимание тип плотины.

Участок расположения первой в Швейцарских Альпах высокой арочной плотины Ла-Жонь тщательно изучался в пределах дна и нижней части склонов в суженной части реки Ла-Жонь. Геологи, проводившие изыскания, не заметили древней погребенной долины, заполненной моренными образо-

ваниями, расположенной на высоких отметках, но ниже гребня проектируемой плотины. После постройки плотины и наполнения водохранилища началась значительная обходная фильтрация по этим отложениям. Пришлось спешно опорожнять водохранилище и прорезать морену глубокой траншеей, доведенной до коренных пород и затампонированной плотной глиной (фиг. 2.11).

Геолог, который вел изыскания под плотину Мальпассе, хорошо изучил нижнюю часть профиля долины. Он, очевидно, не был поставлен в известность, что вариант с гравитационной плотиной заменен проектом тонкой арочной плотины, и не оценил степень трещиноватости гнейсов на более высоких отметках. Под нагрузкой от плотины в породах основания левобережного устоя произошли подвижки, вслед за которыми последовало разрушение плотины.

Но такие случаи редки. Большей частью между геологами и инженерами существует полное согласие. Геолог дает необходимые сведения о строении




Фиг. 2.11. Плотина Ла-Жонь в Швейцарии.
Схема расположения древней погребенной долины, заполненной водопроницаемыми моренными отложениями.

скальных массивов, об элементах залегания и мощности отдельных толщ, характере зон контактов и разрывных нарушений и стабильности последних, о минеральном составе и химических свойствах пород.

Наиболее важными являются данные об отсутствии современных подвижек по крупным разрывным нарушениям. Многие плотины успешно построены на основаниях с ослабленными зонами, связанными с такими нарушениями (плотина Бор во Франции, Бхакра в Индии), которые геологи считают стабильными. С другой стороны, в зонах повышенной сейсмической активности опасно иметь в основании плотин зоны контакта или разломы, по которым могут происходить дифференцированные подвижки (плотина Рапель в Чили была сооружена с таким расчетом, чтобы избежать опасных зон в основании).

Окончательную оценку безопасности плотины дают инженер-проектировщик и геомеханик. Свое решение в дополнение к оценке, сделанной геологом, они основывают на данных детального изучения трещиноватости, в том числе микротрещиноватости, на результатах исследования прочности на сдвиг скального массива и ослабленных зон в нем, на знании путей фильтрации и давления воды в основании, на исследованиях напряженно-деформированного состояния трещиноватого массива.

4. Устойчивость скальных склонов по трассе напорных трубопроводов. Обычно выбор компоновки станционного узла ГЭС с подземным машинным залом, напорной шахтой и туннелями или с наземным расположением станции с напорным трубопроводом диктуется стоимостью того или иного варианта, в значительной мере зависящей от геологических условий. В случае прочных пород по трассе туннеля и неустойчивых склонов на линии трубопровода решение склоняется в сторону подземного варианта. Если склон сложен прочными породами и на нем можно надежно закрепить трубопровод, решение может быть иное. В этих вопросах мнение геолога имеет большое значение для инженера.

**2.3. Выводы.** Из краткого описания истории становления механики скальных пород можно сделать вывод о медленном развитии этой отрасли науки. Горным инженерам, инженерам-нефтяникам и гидротехникам при-

шлось столкнуться с очень сложными проблемами. Переход от классической теории однородного полупространства к представлению о трещиноватом массиве с нарушенной сплошностью подчас был очень трудным.

Установлено, что в некоторых случаях возникающие вопросы можно решать аналитически, рассматривая пространство как однородное, а породу как сплошную и прочную, а затем, используя различные математические приемы, переносить решения на трещиноватый массив, т. е. на среду с нарушенной сплошностью. Во многих случаях такие решения оказываются близкими к действительности. Так, математическими методами был произведен анализ устойчивости туннелей круглого сечения [197, 508]. На основании аналогичных предпосылок проводились модельные исследования примыканий арочной плотины Вайонт.

Параллельно с развитием прикладной механики инженеры-геологи постоянно стремились решить свои, все более и более сложные проблемы. Насколько широк круг вопросов, входящих в компетенцию геологов, и насколько тесна их связь с проблемами механики скальных пород, хорошо видно из примеров, описанных в разделе 2.2. Отчетливо заметна и разница между деятельностью инженера-геолога в области механики скальных пород и гидротехнического строительства и работой по механике грунтов в нефтяной и горной промышленности.

Успехи специалистов в области механики скальных пород и массивов не снимают ответственности с геологов. Несмотря на то, что за качество проекта в конечном счете отвечают инженер и геомеханик, геологам приходится давать все более и более сложные заключения. Для этого им приходится глубже вникать в теорию и практику механики скальных пород.

# Часть 2

# СКАЛЬНЫЕ ПОРОДЫ И СКАЛЬНЫЕ МАССИВЫ

## 3. Основные понятия и характеристика трещин

**3.1. Общие положения.** В настоящее время скальная порода рассматривается геомеханиками как среда неоднородная. В связи с этим необходимо уточнить основные концепции и охарактеризовать массивы скальных пород и их механические свойства.

Согласно Терцаги, прочной и невыветрелой является порода, не претерпевшая химических изменений; ее прочность на сжатие (одноосное) превышает 350 кг/см$^2$. Но значительная часть сланцеватых и слегка нарушенных пород не соответствует этому определению. Терцаги подразделяет *трещины*, расчленяющие массив на отдельные блоки, на непрерывные, лишенные сцепления, и на более или менее прерывистые. Сечение вдоль одной из таких трещин не может быть продолжено на смежную без того, чтобы не сколоть разделяющую их породу. Участок между двумя трещинами называется *промежутком* (gap) [1]. Если $c$ — сцепление породы в промежутках, $A$ — площадь расчетного сечения, $A_g$ — суммарная площадь промежутков в пределах этого сечения, то эффективное сцепление породы равно

$$c_i = \frac{cA_g}{A}.$$

Такое определение недостаточно конкретно; другое, более точное предложено австрийскими учеными, в частности Мюллером; в дальнейшем оно было развито К. Йоном [229]. Это определение с небольшими дополнениями, внесенными французскими специалистами Фарраном и Тенозом [110], используется в настоящей работе.

Под *скальным массивом* понимают любой объем скальной породы в естественном залегании с характерными признаками геомеханической анизотропии [229, 362]. К *однородным* относятся скальные массивы, которые обладают сходными геологическими и геомеханическими показателями: типом породы, структурой, степенью выветрелости и раздробленности.

Фарран и Теноз [110] предложили следующую классификацию геологических разрывных нарушений:

*Микротрещины* — ширина 1 мкм и меньше, длина в пределах одного кристалла или двух-трех молекул воды.

*Тонкие трещины* — ширина 0,1 мм и меньше, длина достаточная, чтобы быть замеченными невооруженным глазом; нередко связаны со сланцеватостью породы, хорошо ориентированы в пространстве.

*Макротрещины* — ширина более 0,1 мм, длина до нескольких и более метров. От химических, физических и механических свойств заполнителя этих трещин в значительной степени зависят прочность и другие характеристики скального массива.

*Разломы* — крупные разрывные нарушения с заметной амплитудой смещения.

Эта классификация, предложенная геомеханиками, отличается от применяемой геологами и приведенной в разделе 2.1, что связано с различным подходом к оценке скальных пород и скальных массивов.

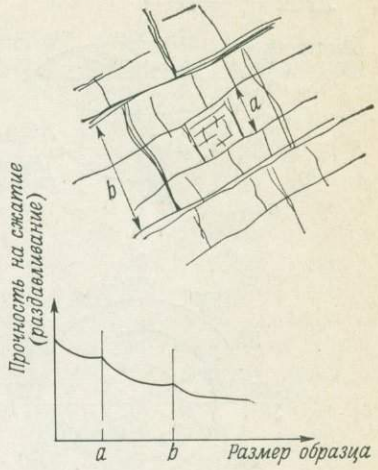
[1] Более распространен термин «скальный мостик», или «скальный целичок». — *Прим. перев.*

При проектировании глубоких туннелей во внимание принимают только крупные трещины и разломы. Во время строительства туннеля Монблан были подсечены все более или менее крупные разломы, зарегистрированные на дневной поверхности горного хребта. Макротрещины имеют существенное значение при определении устойчивости оснований пирсов и мостов, при проектировании анкерного крепления оснований плотин. От микротрещин и тонких трещин зависит прочность на сжатие скальных пород и массивов.

Между разрывными нарушениями и микроструктурой скальной породы существуют определенные связи. Это относится главным образом к осадочным породам и в несколько меньшей степени к метаморфическим. Так, ориентировка разрывных нарушений хребта Эгюий-дю-Миди следует направлению микротрещиноватости хлоритов и полевых шпатов в скальной породе.

В «камне», или обломке,— самом малом элементе скальной породы — отсутствуют разрывные нарушения, за исключением микротрещин; последние в каком-то количестве всегда имеются в породе.

Большинство геомехаников проводят резкую границу между исследованиями скальных массивов in situ и испытаниями скальной породы в лаборатории. Заполнитель трещин и разломов можно исследовать двумя способами — на месте и в лаборатории.




Фиг. 3.1. Системы трещин.

Зависимость результатов испытаний на сжатие (раздавливание) от размеров образцов (по Берне).

**3.2. Структура и анизотропия скальных массивов.** Согласно последователям австрийской школы [325, 326], строительные (технические) свойства скальных массивов зависят больше от характера геологических разрывных нарушений, чем от прочности самой породы. Механика скальных пород представляет собой механику дисконтиниума, или, иначе говоря, прерывистой среды. Прочность скального массива можно рассматривать как естественную прочность, которая, так же как и анизотропия, определяется характером связей между элементарными (отдельными) блоками, образующими массив. Деформируемость и анизотропность скального массива, значения характеризующих его модуля деформации и коэффициента Пуассона зависят главным образом от внутренних перемещений отдельных блоков в пределах скального массива.

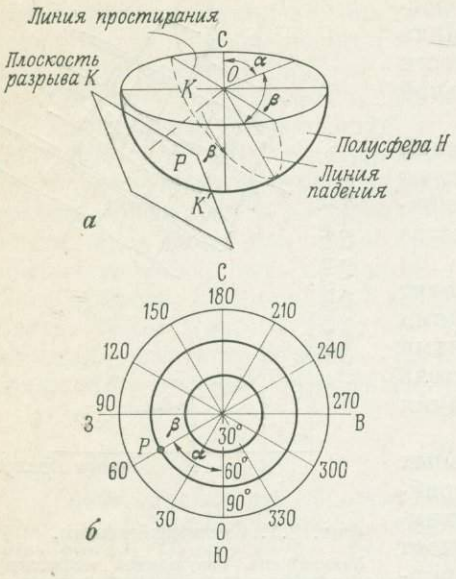
Берне в неопубликованном докладе, посвященном изучению гнейсов в основании плотины Мальпассе, указывает, что эта порода рассечена двумя системами трещин. Расстояние между трещинами в первой системе составляет несколько миллиметров, а во второй — около 1 см. Трещины трудно различимы простым глазом. Берне описывает также юрские известняки, в которых трещины расположены друг от друга на расстоянии от 10 до 36 мм. Он считает, что прочность на сжатие зависит от интенсивности трещиноватости. На фиг. 3.1 приведена схема строения скального массива и зависимость результатов испытаний на сжатие от размера образцов.

Модель микротрещиноватости и тонкой трещиноватости в очень малом масштабе отображает характер макротрещиноватости скального массива. Это подкрепляет утверждение Берне о необходимости изучать микротрещины, так же как изучают макротрещины.

Скорости распространения упругих волн, упругость и пластичность, деформируемость и прочность — свойства, имеющие векторный характер

и зависящие от слоистости массива. Так, например, модули деформации в направлении нормальном и параллельном слоистости всегда отличаются один от другого. Даже гранит в известной мере анизотропен. Поэтому для вычисления средних значений и показателя дисперсии количественных характеристик скальных пород надо проводить испытания большого количества образцов.

В последнее время было установлено, что дисперсия некоторых характеристических значений является ключом к классификации скальных пород. Геомеханики стремятся найти корреляционные связи между различными




Фиг. 3.2. Пространственное изображение плоскостей разрывов (трещин).
*а* — трехмерное изображение по Шмидту; *б* — равноплощадная проекция полусферы *H*.

Фиг. 3.3. Пространственное изображение плоскостей разрывов (трещин) по Мюллеру [325].

свойствами этих пород: между пористостью и упругостью, водопроницаемостью и прочностью на сжатие (раздавливание), а также между результатами исследований — лабораторных и in situ. Другая существенная особенность скальных пород и массивов — их неоднородность.

**3.3. Ориентировка геологических поверхностей разрыва.** Рассмотрим макротрещины, хорошо заметные невооруженным глазом.

*Пространственное положение поверхности разрыва* (трещины) определяется линией падения, ее азимутом — углом между меридианом и горизонтальной проекцией линии — и альтазимутом, или углом наклона линии к горизонту. Поверхности разрыва изображаются двояко:

1. По методу Шмидта (фиг. 3.2) плоскость *K* трещины (разрыва) располагают в центре полусферы *H* и перпендикуляр к этой плоскости выводят до пересечения с полусферой в полюсе (точке) *P*. Полюсы всех зафиксированных трещин наносят на равноплощадную проекцию полусферы и получают точечную диаграмму трещиноватости. Сгущение точек на диаграмме соответствует количеству трещин, близких по элементам залегания.

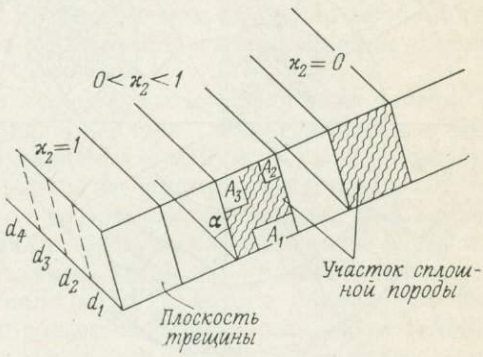
2. Мюллер предложил несколько иной способ (фиг. 3.3), согласно которому элементарный прямоугольник *U*, совмещенный с поверхностью *K* и расположенный над горизонтальной плоскостью *D*, проектируется на эту плоскость, чем и определяется пространственное положение поверхности *K*.

Метод этот предпочтителен для инженерных целей. Кроме того, имеются и другие способы изображений [362, 448].

Ориентировка основных разрывных нарушений зависит от тех напряжений, под действием которых они возникли. Если обозначить главные напряжения, действовавшие в то время, $\sigma_1$ и $\sigma_3$ ($\sigma_1 > \sigma_3$), то нарушения, параллельные $\sigma_1$, могли возникнуть в результате хрупкого разрушения, а нарушения, расположенные под углом к $\sigma_3$, меньшим $\pi/4$,— вследствие сдвига (вязко-пластичное разрушение) [362].

**3.4. Статистическая плотность трещин.** Степень трещиноватости $\varkappa$ — это количество трещин одной системы на 1 м длины в направлении, перпендикулярном поверхностям разрыва. Среднее *расстояние между трещинами* $d = 1/\varkappa$.

*Элементарный блок* соответствует наименьшему однородному объему (отдельности) породы, образованному системой геологических разрывных




Фиг. 3.4. Протяженность плоскостей разрывов (трещин) в двух измерениях.
$\varkappa_2 = 1$ — случай, когда все сечение занято трещиной; $\varkappa_2 = 0$ — случай, когда в сечении нет трещин.

нарушений, рассекающих скальный массив. Типичные форма и размеры таких блоков могут быть определены статистически, исходя из ориентации трещин и расстояния между ними.

Объем элементарного блока равен в среднем

$$V_{UB} = (1/\varkappa_a)(1/\varkappa_b)(1/\varkappa_c) = (d_a)(d_b)(d_c),$$

где $a$, $b$ и $c$ соответствуют трем системам трещин.

*Протяженность трещин.* Для оценки значения той или иной системы трещин при решении инженерных задач необходимо знать двух- и трехмерную протяженность этих нарушений.

1. Протяженность в двух измерениях определяется как отношение суммарной площади трещин данной системы в сечении, параллельном этим трещинам, к общей площади этого сечения (фиг. 3.4):

$$\varkappa_2 = \frac{A_1 + A_2 + A_3 + \dots}{A}.$$

Из этого следует, что, когда в расчетном сечении трещин нет, $\varkappa_2 = 0$, и наоборот, когда все сечение занято трещиной, $\varkappa_2 = 1$.

2. Протяженность в трех измерениях соответствует общей площади разрывных нарушений данной системы в объеме 1 м$^3$ породы:

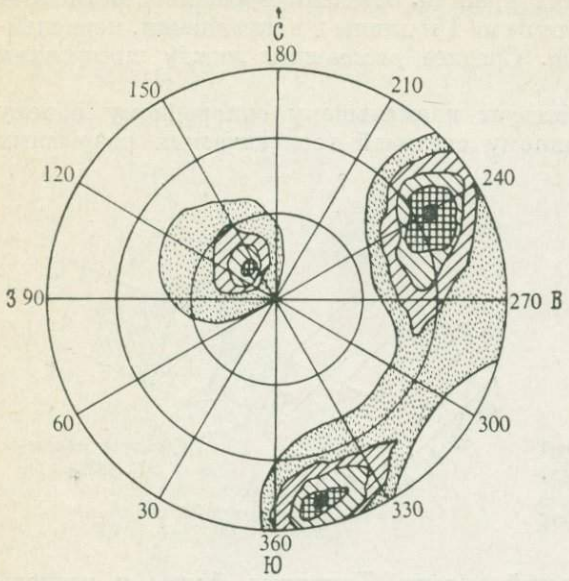
$$\varkappa_3 = \varkappa_2 \varkappa.$$

**3.5. Геомеханические исследования.** В обязанность инженеров-геологов входит общее описание геологического строения района намечаемого строительства; подход к решению этой задачи изложен в разделе 2.1.

Геомеханикам, работающим в тесном контакте с геологами, требуется более детальное изучение отдельных участков. Подробные исследования скальных массивов ведут в следующем порядке.

Выделяют и оконтуривают однородные зоны, отбирают образцы и керны буровых скважин. Производят разделение массива по геологическому признаку; дают геомеханическую характеристику выделенным участкам; определяют элементы залегания и описывают трещины и другие разрывные нарушения, измеряют их ширину, мощность заполнителя; выявляют характер обводнения пор в породе и трещин в массиве.

Микро- и макротрещиноватость изображают на отдельных диаграммах. От микротрещин и некоторых тонких трещин большой протяженности зависят многие свойства породы, например пористость, водопроницаемость, дисперсия результатов на сжатие. Макротрещины влияют на свойства массива, характеризуемые такими показателями, как модуль деформации, коэффициент Пуассона, скорость распространения упругих волн, а также на характер кривых напряжение—деформация.




Фиг. 3.5. Контурная диаграмма систем трещин [229].

Составляют диаграммы трещиноватости Шмидта, представляющие собой равноплощадную проекцию нижней полусферы, с изолиниями удельной плотности точек замеренных трещин. В некоторых случаях применяют способ Мюллера пространственного изображения разрывных нарушений.

Для геомеханического анализа необходимо иметь следующие характеристики макротрещин и отдельных более крупных нарушений сплошности: пространственную ориентировку — углы $\alpha$ и $\beta$; расстояние между трещинами $d$ и степень трещиноватости $\varkappa = 1/d$; протяженность трещин — двумерную $\varkappa_2$ и трехмерную $\varkappa_3 = \varkappa_2 \varkappa$; ширину и характер заполнения трещин; коэффициент трения $\operatorname{tg} \phi$ заполнителя.

Полезна классификация породы по прочности на сжатие в образце и по интенсивности трещиноватости. По первому признаку некоторые специалисты разделяют породы на четыре группы:

| | |
|---|---|
| Прочные | $\sigma = 500$—$1000$ кг/см$^2$ |
| Средние, иногда слегка выветрелые | $\sigma = 200$—$500$ кг/см$^2$ |
| Слабые, разуплотненные и выветрелые | $\sigma = 100$—$200$ кг/см$^2$ |
| Полностью разрушенные | $\sigma = 20$—$100$ кг/см$^2$ |

Другие специалисты предпочитают классификацию, предложенную Диром (раздел 2.1).

Характеристика скальных пород дается обычно по результатам лабораторных испытаний отдельных образцов. Исследования скальных массивов ведутся полевыми методами in situ и связаны с большими объемами подготовительных работ — проходкой траншей, штолен, буровых скважин. Определение модуля деформации скальных массивов и прочности на сдвиг по разрывным нарушениям — опыты длительные и дорогостоящие. Такие работы проводятся группой опытных геологов и геомехаников в течение одного-двух лет.

## 4. Физико-механические свойства скальных пород

**4.1. Физические характеристики.** Оценивая свойства скальной породы, необходимо прежде всего установить ее возраст и изучить геологические условия, в которых находится скальный массив. Результаты испытаний породы должны быть увязаны с ее генезисом и окружающей геологической обстановкой. Генезис, структуру и минеральный состав пород изучают геологи. Хорошие примеры систематического изучения горных пород можно найти в трудах, опубликованных Бюро исследований США [88].

*4.1.1. Исследование набухания.* При испытаниях на набухание образец породы в воздушно-сухом или высушенном до постоянного веса состоянии погружается нижней частью в воду и капиллярным натяжением насыщается водой. Величина набухания измеряется в направлении, нормальном к слоистости или основной системе трещин. Изменение объема образца может замеряться и по всем трем направлениям с точностью 0,0025 мм. Увеличение объема породы выражается линейным коэффициентом свободного набухания: $\varepsilon_s = dl/l$; здесь $dl$ — изменение длины образца при его замачивании от высушенного до полностью насыщенного состояния.

На основании таких испытаний в инженерных целях породы делятся на две категории: *сцементированные* неразмокающие (сохраняющиеся в виде целого керна или куска), без заметных признаков набухания при насыщении водой, и *компактные*, т. е. неразмокающие, но заметно набухающие.

Некоторые слабые породы, в сухом состоянии компактные, при замачивании разрушаются. Максимум набухания наступает обычно через 5—10 мин после начала процесса, но известны случаи, когда это явление развивалось очень медленно и разрушение наступало спустя год или больше. Во всех случаях, когда возможно набухание породы, ее следует испытать длительным замачиванием и только после этого решать вопрос о пригодности ее в качестве основания плотины.

От степени сцементированности зависит способность отдельных зерен породы менять свою ориентировку под действием растягивающих напряжений, вызванных водой. При прочных цементационных связях порода может увеличиваться в объеме очень мало и, наоборот, при слабых связях набухание происходит интенсивно.

Дункан и др. [96] подвергли испытанию 61 образец различных пород. Из них известняки с показателем пустотности от 0,2 до 4,3% обнаружили признаки набухания в пределах, не превышавших точность измерений, что связано со способностью кальцита растворяться при небольших давлениях (табл. 4.1).

Таблица 4.1

**Набухание различных пород**

| Порода | Количество разновидностей породы, подвергшихся испытанию | В том числе обнаруживших набухание |
|---|---|---|
| Песчаники | 23 | 11 |
| Известняки | 13 | 0 |
| Глины, сланцы, мергели, аргиллиты | 13 | 11 |
| Граниты | 12 | 5 |

Глины, сланцы, аргиллиты показали наибольшие удельные (на единицу длины) деформации набухания. Некоторые из них разрушились полностью вследствие того, что внутренние растягивающие напряжения, возникшие в породе, оказались больше ее прочности. На фиг. 4.1 приведена зависимость

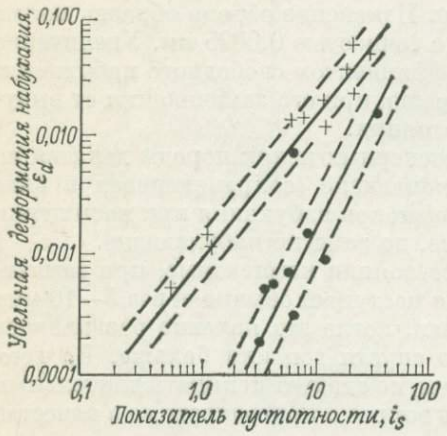
удельных деформаций набухания от показателя пустотности $i$ для глинистых пород и песчаников (шкала логарифмическая).

Напряжения набухания при увлажнении выражаются формулой

$$\sigma_d = \varepsilon_d E,$$

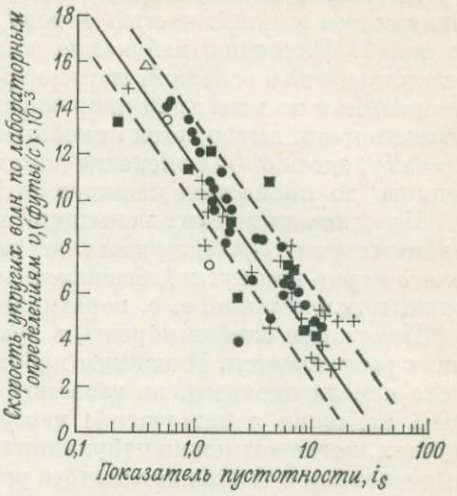
где $E$ — модуль Юнга, определяемый по скорости распространения ультразвука до и после водонасыщения породы; величина $\varepsilon_d$ принимается по результатам лабораторных испытаний.

Значительный интерес представляет связь между скоростью распространения упругих волн $v$, определенной в лабораторных условиях, и пока-




Фиг. 4.1. Связь удельной деформации набухания с показателем пустотности.

Крестиками обозначены сланцы и другие плотные отвердевшие тонкозернистые породы; темными кружками — песчаники и другие среднезернистые сцементированные отвердевшие породы [96].




Фиг. 4.2. Связь скорости упругих волн с показателем пустотности (лабораторные определения).

Крестики — сланцы; темные кружки — песчаники; четырехугольники — известняки; светлые кружки — граниты; треугольники — базальты [96].

зателем пустотности $i$ (фиг. 4.2), о чем подробнее будет сказано ниже. Существуют также корреляционные связи между показателем удельной деформации набухания $\varepsilon_d$ и прочностью породы на сжатие [421].

**4.2. Анизотропия скальных пород.** Вначале скальные породы испытывали теми же методами, что и бетон, но скоро стало очевидным, что они представляют собой материалы значительно более сложные, чем бетон. Анизотропия — одно из свойств, отличающих породу от бетона. Существует несколько способов изучения анизотропии.

*4.2.1. Испытания сосредоточенной (точечной) нагрузкой* [1]. Испытания проводятся с кернами, которые получены при бурении породы в трех взаимно перпендикулярных направлениях, с расчетом пересечения под соответствующим углом ослабленных поверхностей. Керны диаметром 50,8 мм ($\pm$0,06 мм), длиной от 102 до 152 мм разрезаются на диски толщиной 25,4 мм, которые после определения объемного веса до начала испытаний высушиваются на воздухе в течение двух недель. Затем на тщательно установленный диск по центру его посредством двух противоположных стальных полушарий передается осевая нагрузка. Если порода изотропна, она раскалывается в достаточно неопределенном направлении, а при наличии в ней поверхностей ослабления разрывы происходят по этим поверхностям. Данные о количестве и ориентировке линий раскалывания обрабатывают обычными стати-

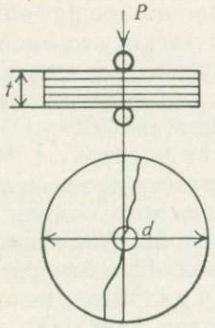
[1] Метод соосных пуансонов. — *Прим. перев.*

стическими методами. Среднее значение прочности на разрыв определяют по формуле (фиг. 4.3)

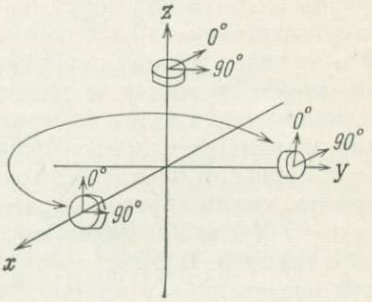
$$S = \frac{KP}{d} t,$$

где $S$ — прочность на разрыв от сосредоточенной нагрузки; $P$ — приложенная нагрузка; $d$ — диаметр образца; $t$ — его длина; $K$ — коэффициент формы, равный 0,7 $\left(\frac{t}{d}\right)$.

*4.2.2. Испытания линейной нагрузкой.* Диски, подлежащие испытанию, устанавливают на ребро между плитами пресса, и сжимающие усилия прикладывают по их диаметрально противоположным образующим. Разрушение




Фиг. 4.3. Испытания сосредоточенной (точечной) нагрузкой.




Фиг. 4.4. Испытания сосредоточенной нагрузкой образцов породы, ориентированных в трехосной системе координат.

образца происходит почти всегда по линии, параллельной диаметру, к которому приложена нагрузка, с поправкой в случае анизотропной породы на направление ослаблений (weak) или усилений (strong), существующих в породе. Результаты испытаний обрабатывают статистически.

*4.2.3. Испытания клиньями.* Эти опыты мало чем отличаются от описанных выше; разница состоит только в том, что нагрузка прикладывается к образцу посредством не полушарий, а соосно расположенных клиньев или стержней.

Испытания проводят с различно ориентированными образцами, и критические нагрузки привязывают к углам $\alpha$ (фиг. 3.2). Результаты наносят на круговую диаграмму, с помощью которой можно сразу установить поверхности ослабления в образце.

*4.2.4. Корреляция.* Между результатами испытаний с различным способом приложения соосных нагрузок сходимость обычно хорошая [366]. Мак-Уильямс [287], испытывая граниты Роуан-Каунти, США, пришел к выводу о наличии тесной корреляционной зависимости между акустической анизотропией, максимальной и минимальной прочностью на растяжение, преобладающим направлением раскалывания и микротекстурой. Эти зависимости были выражены в трехосной системе координат; были использованы ориентированные образцы, отобранные из одного источника во взаимно перпендикулярном направлении (фиг. 4.4). Выявилось, что одно из направлений разрывов примерно совпадает с листоватостью породы, а два других близки как между собой, так и с трещиноватостью в кварце, но перпендикулярны листоватости.

Были установлены другие корреляционные зависимости между прочностью на сжатие и модулем упругости.

Из-за анизотропности скальных пород, малой величины и густоты микротрещин и тонких трещин большая часть образцов, испытанных в лабораторных условиях, по своим размерам превышает так называемые элементарные блоки. Это одна из причин рассеивания результатов испытаний, о чем будет сказано ниже.

**4.3. Модуль упругости породы; коэффициент Пуассона.** *Статический модуль* упругости породы $E$ и связанный с ним коэффициент Пуассона $\nu$ определяются на образцах методом одноосного сжатия, идентичным применяемому при испытании бетона. Деформации при этом замеряются в направлениях приложения нагрузки и перпендикулярно ему. Из диаграмм деформация — нагрузка можно заключить, что зависимость между этими величинами редко обнаруживает линейный характер и на графике вместо прямой линии получается кривая. В этом случае модуль упругости определяется по секущей, проведенной от нулевой точки диаграммы до точки нагружения. В некоторых случаях значение $E_0$ берут по начальному участку кривой. Значение модуля упругости зависит от максимальной нагрузки, скорости приложения последней и от числа циклов нагрузки — разгрузки. Медленное нагружение песчаников может привести к увеличению модуля до 30% по сравнению с модулем, полученным путем быстрого приложения нагрузки [1]. Рассеивание результатов зависит от размеров испытуемых образцов и характера их трещиноватости. Приводя числовое выражение статического модуля упругости, надо указывать, каким образом образец нагружался. Модуль может меняться в пределах от 10 000 до 500 000 кг/см$^2$; последняя величина относится к образцам твердого гранита. Величина модуля упругости диоритов, некоторых разновидностей известняков и кварцитов имеет порядок 1 000 000, мрамора — 1 500 000 кг/см$^2$.

Другие два параметра — динамический модуль упругости $E_s$ и модуль сдвига (поперечной деформации) $G_s$ применяются одновременно с модулем упругости $E$. Модули $E_s$ и $G_s$ определяются по скорости распространения продольных и поперечных волн — сейсмических или ультразвуковых. Уравнения, связывающие модули со скоростями, приведены ниже в разделах 6.2 и 6.6, касающихся скальных массивов.

Модуль Юнга может быть определен резонансным методом с использованием продольных волн или вибрационных колебаний в образце или в керне, вызванных возбудителем, закрепленным в центре поперечного сечения образца. Скорость продольных волн равна

$$c_l = 2f_l L,$$

$$E_s = c_l^2 \rho.$$

Здесь $c_l$ — скорость продольных волн в звуковом диапазоне частот; $f_l$ — собственная частота продольных колебаний образца; $L$ — длина образца (см); $\rho$ — удельный вес породы.

Модуль сдвига также определяется с помощью упругих волн в звуковом диапазоне:

$G_s = c_t^2 \rho$, где $c_t = 2f_t T$ (или скорости поперечных волн)[2]. Коэффициент Пуассона связан с $E_s$ и $G_s$ отношением

$$\nu = \frac{E_s}{2G_s} - 1 = \frac{f_l^2}{2f_t^2} - 1.$$

Практические способы определения статического модуля сдвига для образцов породы еще не разработаны. Исследования показывают, что ско-

[1] Очевидно, здесь в оригинале допущена ошибка и следует понимать, что при медленном нагружении модуль уменьшается, а не увеличивается.— *Прим. перев.*

[2] $T$ — поперечное сечение образца.— *Прим. перев.*

рости распространения упругих волн в значительной степени зависят от напряженного состояния образцов. Так, например, при испытании образцов очень плотного кварца (Тинь, каскад ГЭС Мальговер, Франция) при боковом давлении 250 кг/см² и изменении продольного давления от 0 до 1000 кг/см² скорость упругих волн увеличилась с 4000 до 6000 м/с [301].

Модули упругости, определенные статическими методами, обычно ниже динамических [61, 273]. Это зависит от присутствия в породе трещин, прожилков, каверн, увеличивающих податливость породы нагрузке, что сказывается на ее деформируемости; упругие волны менее чувствительны к этим явлениям. Некоторые данные по сопоставлению динамических $E_s$ и статических $E_0$ модулей упругости различных пород приведены в табл. 4.2 [61].

Более полные данные опубликованы Линком [273].

Трудности возникают с оценкой коэффициента Пуассона; по утверждению Линка, все до сего времени опубликованные значения этого коэффициента, как правило, определялись под нагрузкой, по крайней мере на 50% меньшей прочности породы на раздавливание.

Таблица 4.2

**Значение $E_s : E_0$ для различных типов породы**

| Порода | $E_s/E_0$ |
|---|---|
| Халцедоновые известняки | 0,85 |
| Оолитовые известняки | 1,18 |
| Кварцевые глинистые сланцы | 1,33 |
| Монцонитовые порфиры | 1,36 |
| Кварцевые диориты | 1,42 |
| Биотитовые сланцы | 1,48 |
| Известняки | 1,70—1,86 |
| Кварцевые филлиты | 2,45 |
| Гранит (слегка выветрелый) | 2,75 |
| Графитовые филлиты | 2,78 |

В процессе одноосных испытаний поперечные деформации увеличиваются несколько больше продольных, в связи с чем число Пуассона $m = 1/\nu$ заметно уменьшается. Это приводит к необходимости проводить испытания в условиях ограниченного бокового давления. Большей частью коэффициент Пуассона равен $0{,}2 \div 0{,}3$.

**4.4. Прочность на растяжение.** 4.4.1. *Испытания.* Существует несколько способов определения прочности на растяжение.

1. *Метод изгиба*, заключающийся в испытании образцов, имеющих вид балочек, опирающихся на концах и нагружаемых посредине. Когда нагрузка превышает прочность породы на растяжение, образец разрушается.

2. *Метод прямого растяжения цилиндрических образцов* диаметром 10 мм, длиной 80 мм с тонкими металлическими кольцами на концах. В ряде случаев концы эти делают расширенными для лучшей заделки образцов в разрывную машину. В американских лабораториях испытывают цилиндрические образцы больших размеров.

3. *Метод вращения цилиндрических образцов* диаметром 36 мм, длиной 180 мм, помещенных в металлическую обойму, длина которой несколько превышает длину образца. Вращение производится вокруг оси, перпендикулярной длине образца. С началом вращения образец прижимается к глухому концу обоймы. Зная скорость вращения $\omega$, удельный вес породы $\rho$ и сечение, в котором произошел разрыв образца, можно вычислить прочность породы на растяжение. На расстоянии $x$ от центра образца растягивающее напряжение равно

$$\sigma_x = \frac{\rho\omega^2 x^2}{2}.$$

Максимальное напряжение сосредоточено на оси вращения, но разрыв может произойти в плоскости ослабления в образце, не совпадающей с этим максимумом.

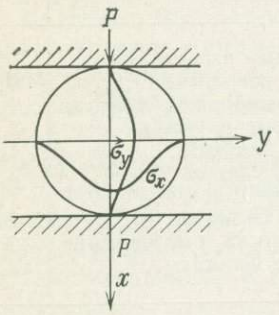
4. *Бразильский метод с линейно приложенной нагрузкой* (фиг. 4.5, 4.6). Испытываются образцы цилиндрической формы (диски) длиной $l$, положен-

ные набок между плитами пресса. Нагрузка прикладывается параллельно диаметру $D$. Разрыв происходит обычно вдоль диаметра со сложным распределением напряжения.

В центре диска вертикальное (сжимающее) напряжение равно: $\sigma_x = 6P/\pi Dl$, а горизонтальное (растягивающее) $\sigma_y = -2P/\pi Dl = -\frac{\sigma_x}{3}$.

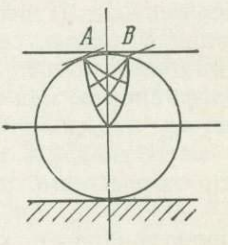
Построение кругов Мора по всем точкам вдоль диаметра показывает, что разрыв может произойти в точках на диаметре, не совпадающих с центром; это подтверждается и непосредственным наблюдением. Установлено также, что раскалывание образца зависит от некоторого увеличения ширины контакта между диском и плитами пресса, которая выражается углом контакта $2\alpha$, являющимся одним из параметров в серии испытаний.

Корреляция между результатами испытаний по первому и второму методам хорошая. Значения, полученные бразильским методом, обычно в три-




Фиг. 4.5. Испытание бразильским методом.

$\sigma_x$ — напряжение сжатия; $\sigma_y$ — напряжение растяжения.




Фиг. 4.6. Испытания бразильским методом.

Возможная форма разрушения скалывания.

четыре раза больше [478]. Рассеивание результатов испытаний на растяжение всегда большое, и требуется много данных, чтобы получить приемлемые средние значения. Многие лаборатории предпочитают бразильский метод, считая его более достоверным.

*4.4.2. Прочность на растяжение и хрупкое разрушение.* Скальная порода может испытывать хрупкое разрушение или вязко-пластичную деформацию, причем последнюю чаще, чем первое. Хрупкое разрушение изучено сотрудниками Института исследований моделей и сооружений (ISMES) в Бергамо, Италия, в связи с исследованиями прочности скальных примыканий плотин.

При испытании цилиндрического образца однородной скальной породы гидравлическим обжатием по его боковой поверхности ($\sigma_z = 0$ на фиг. 4.7) в условиях неограниченной деформации вдоль вертикальной оси его наблюдается следующее:

1. Разрушение наступает мгновенно и в большинстве случаев имеет хрупкий (взрывной) характер.

2. Поверхность разрыва имеет вид не двойного конуса, как это можно было бы ожидать из предположения о скалывании, а представляет собой совершенно гладкую поверхность, нормальную к оси цилиндра, т. е. имеет форму, соответствующую разрушению от растяжения или потере сцепления.

3. «Идеальное» предельное главное напряжение $\sigma_z$ вдоль оси $z$ цилиндра только немногим отличается от предела прочности на растяжение, равного

$$R_t = \sigma_{z_i} = -\nu(\sigma_x + \sigma_y) = -2\nu p_i.$$

Следовательно, $p_i$ колеблется от $-2R_t$ до $4R_t$ в зависимости от коэффициента Пуассона $\nu$.

Таблица 4.3

**Двуосное давление. Прочность на растяжение (бразильский метод) и прочность на сжатие**

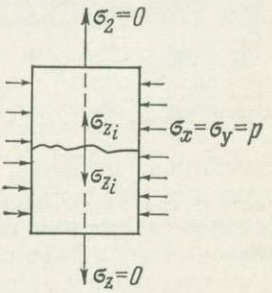
| Порода | | 1 | 2 | 3 | В среднем кг/см² |
|---|---|---|---|---|---|
| Гранит Монблан | $p_i$ | 140 | 125 | 135 | 133 |
| | $R_t$ | 62 | 49 | 48 | 53 |
| | $R_c$ | 1290 | 1250 | 1438 | 1326 |
| Сиенит | $p_i$ | 200 | 215 | 195 | 203 |
| | $R_t$ | 70 | 64 | 55 | 63 |
| | $R_c$ | 1570 | 1027 | 1210 | 1269 |

Согласно Фумагалли [120], разрушение хрупкого типа происходит всегда, когда классическое «идеальное» главное напряжение равно предельному значению прочности на одноосное растяжение, т. е. когда

$$\sigma_{l_i} = \sigma_l - \nu(\sigma_2 + \sigma_3) = R_t,$$

где $\sigma_l$ — наибольшая прочность на растяжение или наименьшая прочность на сжатие.

Представляется, что разрушение пластично-вязкого типа происходит всегда, когда вышеприведенное равенство не соблюдается или когда $\sigma_{l_i} < R_t$.




Фиг. 4.7. Хрупкое разрушение образца скальной породы (лаборатория ISMES).

«Характерная кривая», о которой будет сказано ниже, соответствует, видимо, только пластично-вязкому разрушению.

Лаборатория ISMES опубликовала таблицу (4.3) допустимого значения двуосного давления $p_i$, прочности на растяжение $R_t$, определенной бразильским методом, и прочности на сжатие $R_c$ для двух видов твердых пород.

**4.5. Испытания на сжатие.** Когда исследования скальных пород только начинались, геологи и инженеры проводили испытания на сжатие по тому же типу, как это делалось для бетона. Но опыты на одноосное сжатие образцов породы не дают полного представления о ее свойствах in situ, в связи в чем вскоре стала очевидной необходимость в трехосных испытаниях. Другим аспектом проблемы, подвергнутым обстоятельному изучению, было влияние порового давления на прочностные и деформационные характеристики породы.

Ниже рассматриваются результаты испытаний образцов породы на сжатие двумя способами: одноосным со свободным боковым расширением и трехосным, а также описываются исследования породы при отсутствии порового давления и в условиях его развития и измерения.

Оценка результатов испытаний производится обычно по закону Кулона, выраженному уравнением

$$\tau = c + \bar{\sigma}' \operatorname{tg} \phi,$$

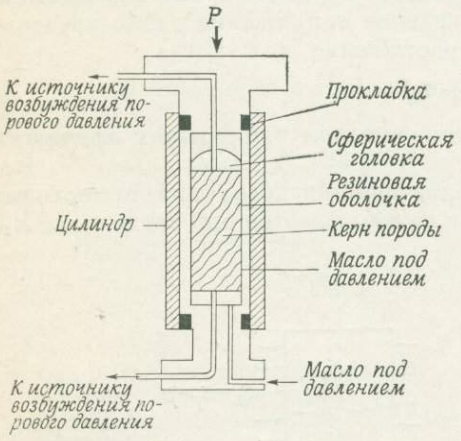
где $\phi$ — истинный угол внутреннего трения; $c$ — сцепление или прочность на скол (срез) при отсутствии нормального давления; $\bar{\sigma}'$ — эффективное напряжение, нормальное плоскости скола. $\bar{\sigma}' = \sigma - u$, где $\sigma$ — внешнее давление, а $u$ — поровое давление.

Результаты интерпретируются путем построения кругов Мора, теория которого рассматривается в разделах 4.6 и 7.1.

*4.5.1. Одноосные испытания со свободным боковым расширением.* Опыты проводятся на маленьких цилиндрических образцах диаметром 2,5; 5,0 и 7,5 см и длиной, в два раза превышающей диаметр.

Прочность образца скальной породы характеризуется величиной нагрузки, при которой образец разрушился, и выражается в кг/см².

Дисперсия результатов испытаний образцов скальной породы больше, чем образцов бетона, и стандартное отклонение для одноосных испытаний больше, чем для трехосных. Это объясняется тем, что при трехосном обжатии происходит смыкание трещин, главным образом микротрещин, и увеличение плотности породы в образце.




Фиг. 4.8. Схематический разрез прибора трехосного сжатия для наблюдения за поровым давлением.

Установлено также, что величина стандартного отклонения результатов испытаний большого количества образцов, отобранных из одного места, является важной характеристикой скальной породы. Ниже, в разделе 4.7 этот вопрос рассматривается подробнее в увязке с масштабным эффектом.

*4.5.2. Трехосные испытания и оборудование для них.* Большая часть лабораторий применяет аппаратуру, рассчитанную на испытания образцов диаметром от 5,0 до 7,5 см под нагрузкой до 100 000 ÷ 200 000 кг и с боковым давлением до 280 ÷ 560 кг/см² и даже 840 кг/см² (лаборатория Парижского политехнического института). Мощные приборы в Бюро исследований США способны испытывать образцы диаметром 15,2 см, длиной 30,5 см, под нагрузкой 3 620 000 кг с боковым давлением 8750 кг/см².

До 1963 г. трехосные исследования проводились с недренированными образцами; нельзя было замерять поровое давление. Более поздние наблюдения показали, что для правильной оценки прочности скальных пород совершенно необходимо учитывать поровое давление. В связи с этим некоторыми американскими лабораториями (главным образом лабораторией Корпуса военных инженеров) была разработана специальная аппаратура, приспособленная для исследования цилиндрических образцов (кернов) диаметром 6,35 см (согласно французскому стандарту — 2,0 см).

На фиг. 4.8 приведена схема прибора трехосного сжатия, приспособленного для измерения порового давления. Аппарат состоит из панели (подставки), цилиндрической камеры всестороннего сжатия, крышки и соответствующих рукавов, измерительных приборов и других вспомогательных приспособлений. На торцы образца устанавливаются перфорированные пластинки, через которые на воду в порах породы передается давление посредством гидравлического пресса. Всестороннее сжатие в приборе поддерживается постоянным посредством ручного винтового поршня, компенсирующего изменение объема, вызванного деформацией образца. Это может быть достигнуто и автоматически, с помощью регулятора давления, установленного на

приборе. При сборке последнего образец обвивается тонкой пластичной трубкой, служащей сливом при заполнении камеры маслом. В процессе опыта осевые деформации измеряются тензодатчиками. В отсчеты вносятся поправки на собственные деформации прибора.

Перед началом испытаний образец в резиновой оболочке устанавливают в приборе, верхнюю пластинку центрируют в сферическом гнезде, крышку присоединяют к камере, систему порового давления заполняют водой. Затем прикладывают небольшую нагрузку, а боковое обжатие ступенями доводят до заданной величины. Поровое давление передается в образец через оба его торца, вследствие чего в нем мгновенно возникает противодавление; тогда образец отключают от системы возбуждения давления и вертикальную нагрузку на него постепенно увеличивают до нужного предела.

В так называемых дренированных испытаниях поровое давление в водонасыщенном образце поддерживается на нуле, и любое повышение его может быть снято посредством дренажа на верхнем и нижнем торцах образца. В «недренированных» опытах система герметизирована и возможность дренажа исключена; увеличение порового давления регистрируется.

В процессе опыта поровое давление должно оставаться ниже бокового давления с тем расчетом, что с увеличением нагрузки последнее будет оставаться эффективным, с положительным знаком [340]. Увеличение порового давления может служить сигналом начала расширения и разрушения образца.

Результаты испытаний обрабатывают графически, с построением диаграмм кругов Мора и огибающих их кривых [340]. По оси абсцисс откладывают нормальные напряжения $\sigma$ для водонасыщенных сдренированных образцов и $\bar{\sigma} = \sigma - u$ для водонасыщенных несдренированных. Так же как это делают при исследовании мягких грунтов и бетона, по оси ординат отсчитывают скалывающие напряжения; подобно углу внутреннего трения наносят угол скола (сдвига).

Далее на диаграммах показывают девиатор напряжений $\sigma_1 - \sigma_3$ в функции осевой деформации $\varepsilon_1$, индуцированное поровое давление $u - u_0$ в функции осевой деформации, напряжения скола в плоскости разрыва в функции эффективных нормальных напряжений в этой плоскости. Показывают также изменение порового давления $\Delta u$ в зависимости от изменения главных напряжений $\Delta\sigma_1$ и $\Delta\sigma_3$, используя для этого уравнение Скемптона:

$$\Delta u = B\,[\Delta\sigma_3 + A\,(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \quad \text{при} \quad B \cong 4.$$

Коэффициент $A$ зависит от относительного отклонения свойств скальных пород от свойств, предопределяемых теорией упругости; для некоторых разновидностей это отклонение весьма значительно.

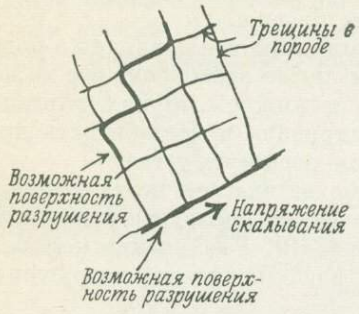
*4.5.3. Трехосные испытания прочности породы по трещине.* Разрушение в скальном массиве происходит преимущественно по одной или по нескольким трещинам, как это изображено на фиг. 4.9. Лейн и Хок [254] провели трехосные испытания с образцами, в которых имелись разрывные нарушения, рассматриваемые как потенциальные поверхности сдвига. Керны, отобранные для этих исследований, содержали трещины и свежие сколы, направленные под углом от 45 до 65° к горизонту.

Прочность на сдвиг по трещине определялась графически по кругу Мора, как это показано на фиг. 4.10. На окружности диаметром $\sigma_1 - \sigma_3$ в месте пересечения ее линией, параллельной трещине, нанесена точка 4, соответствующая точке разрыва. Если провести ряд таких испытаний, то точки, обозначающие разрывы, расположатся на линиях 1, 2, 3, 4 (фиг. 4.10) и соответственно на одной огибающей кривой (фиг. 4.10; раздел 7.1.1).

Лаборатория миссурийского отделения Корпуса военных инженеров США произвела ряд испытаний гранитов и кварцевых монцонитов в приборе,

способном развивать нагрузку до 181 400 кг и боковое давление до 700 кг/см². Были сопоставлены результаты испытаний сохранных гранитных кернов с данными изучения трещиноватых образцов и образцов, содержащих трещины, скрепленные эпоксидной смолой. Наилучшие результаты дали последние. Прочность на растяжение смолы (315 ÷ 490 кг/см²) в четыре-пять раз больше, чем в скальной породе, в связи с чем в опытах на растяжение разрыв происходит обычно по сохранному участку образца, а не по трещине, заполненной смолой.

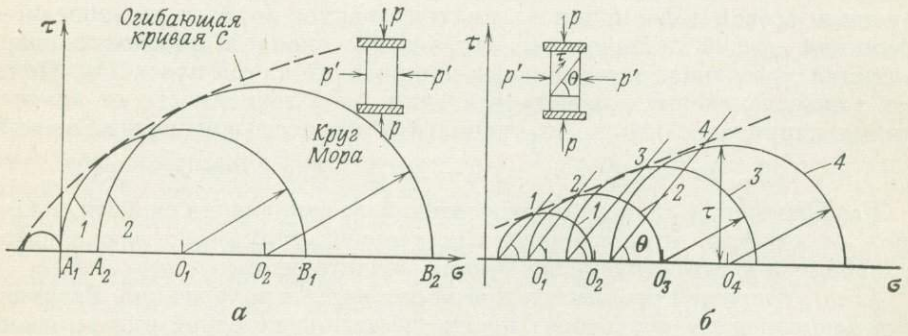
Исследованиями установлено, что наклон трещин не имеет большого значения, если он находится в пределах от 45 до 65°. Наибольшее значение




Фиг. 4.9. Возможные поверхности разрушения в трещиноватой породе в процессе испытания на трехосное сжатие.

угла трения получается при низких давлениях; оно понижается, если кристаллы расколоты. Эти выводы соответствуют данным аналогичных исследований, проведенных Скемптоном [428], Крсмановичем и Лангофом [247].

Небольшое количество опытов по изучению трещин, хорошо залеченных кальцитом или кварцем, показало их высокую прочность, близкую к прочности ненарушенной породы.




Фиг. 4.10. Круги Мора при трехосном сжатии ($p > p'$).

*а* — типичная диаграмма для построения огибающей кривой; *б* — образец трещиноватой породы (угол ϕ); τ — напряжение сдвига вдоль трещины [291].

*4.5.4. Другие виды испытаний; дополнительные замечания.* Увеличение порового давления с ростом внешних напряжений связано 1) с наличием между кристаллами пор, ограниченно связанных между собой; 2) с меньшей сжимаемостью поровой жидкости по сравнению с окружающей ее кристаллической средой. В связи с этим гипотеза эффективного обжатия (бокового давления) не имеет универсального значения [304, 340, 413].

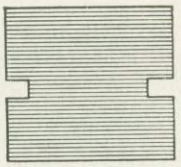
Исследования на соответствующей аппаратуре случая, когда $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$, показали, что второе и третье главные напряжения идентичны. Работа проводилась с полым цилиндром для трехосных испытаний, боковая поверхность которого была равномерно нагружена как с внутренней, так и с наруж-

ной стороны. К цилиндру была приложена осевая нагрузка. В результате было установлено, что окружные напряжения на стенке цилиндра больше радиальных.

Анализируя данные многочисленных трехосных испытаний, Шварц [413] пришел к выводу, что разрушение скальной породы может происходить в результате дробления, скалывания или обоих процессов вместе (псевдоскол). Разрушение имеет пластический или хрупкий характер в зависимости от способности образца к расширению. Скол происходит в том случае, если боковое давление достаточно, чтобы воспрепятствовать дроблению. Угол сдвига при сколе определяется критерием Мора.

Значение испытаний на сжатие не следует недооценивать, хотя они и не решают основных проблем образования разрывов в скальных породах.

**4.6. Испытания на сдвиг.** На основании изложенного в предыдущем разделе можно сделать вывод, что разрушение образцов скальных пород



Фиг. 4.11. Образец скальной породы, подготовленный для испытаний на сдвиг.

Фиг. 4.12. Образец слабой скальной породы, подготовленный для испытаний на срез (сдвиг).

при одноосном или трехосном сжатии происходит путем скалывания. Такого же мнения придерживаются многие проектировщики плотин, считающие, что основной характеристикой скальных примыканий служит прочность породы на сдвиг. Вот почему исследованиям на сдвиг уделяется очень большое внимание. Существуют разные методы таких испытаний.

*4.6.1. Испытания на скалывание пуансонами.* В Технологическом институте штата Джорджия, США, испытания проводятся на дисках толщиной от 5,1 до 6,3 мм, вырезанных из кернов, полученных при алмазном бурении. Диск вставляют в направляющее устройство и продавливают пуансоном. Результаты таких испытаний сопоставимы с прочностью на скалывание при отсутствии бокового обжатия (кажущееся сцепление на диаграмме Мора). Пуансонные испытания, возможно, в какой-то мере отражают продавливание твердой породы, лежащей на слабом прослое.

*4.6.2. Классические испытания на сдвиг.* Ниже описывается разрушение породы при сдвиге в заданной плоскости. Образец, подлежащий испытанию, обтачивают и делают в нем две фаски (фиг. 4.11); если сделать это нельзя, образец помещают в пластичную формочку (фиг. 4.12). Затем его устанавливают в сдвиговом приборе и к нему прикладывают нагрузку в направлении, нормальном к плоскости сдвига; далее на эту плоскость передается сдвигающее усилие, которое постепенно увеличивается до тех пор, пока не произойдет скол.

В обоих способах — пуансонном и классическом — распределение напряжений в плоскости среза очень сложное, и поэтому результаты опытов имеют приближенный характер. Применяя классический метод, можно регулировать нормальное напряжение, оставляя его очень малым, с целью исследования начального участка огибающей кривой (фиг. 4.10, *а*).

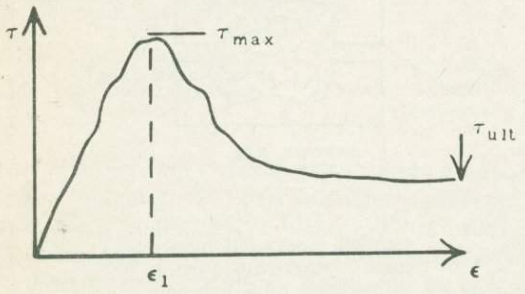
Сдвиговый прибор состоит из двух жестких рам, в которые вставляется подготовленный образец. Силы в приборе распределены с таким расчетом, чтобы сдвигающее усилие действовало в заданной плоскости скольжения. Верхняя рама неподвижная, а нижняя перемещается с минимальным трением в горизонтальном направлении. В Парижской лаборатории используют образцы с площадью сдвига около 60 см$^2$; нормальную нагрузку доводят до 500 кг, а горизонтальную до 3000 кг. Прибор снабжен динамометром и микрометрами, регистрирующими относительное смещение обеих рам и вертикальное перемещение верхней.

Среднее значение напряжения сдвига (среза) $\tau_{max}$ определяется из уравнения

$$\tau_{max} = T_{max}/A,$$

где $T_{max}$ — сила, вызвавшая срез; $A$ — площадь поверхности скольжения (среза).

В связи с подъемом верхней рамы допускается, что поверхность скольжения имеет небольшой уклон и в вертикальном направлении расходуется




Фиг. 4.13. Типичная кривая зависимости прочности (τ) при сдвиге от деформации сдвига ε.

некоторое количество энергии. Предполагается, что напряжение сдвига (среза) может быть скорректировано и реальная величина его будет равна

$$\tau_{real} \cong \tau - \alpha\left(\sigma + \frac{\tau^2}{\sigma}\right),$$

где $\sigma$ — нормальное напряжение в плоскости сдвига (скольжения); $\alpha$ — угол наклона этой плоскости.

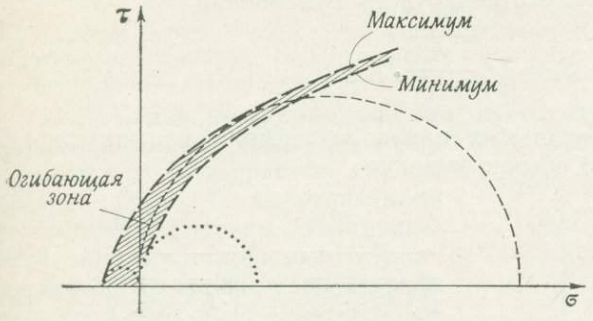
Скемптон [428] установил, что при начальном увеличении деформации прочность на сдвиг $\tau$ в некоторых глинах достигает максимума $\tau_{max}$, а затем уменьшается до конечной величины $\tau_{ult}$. Позднее было установлено, что это явление связано с переориентацией глинистых частиц в плоскости сдвига. Но не все разновидности глин обладают этой особенностью. Крсманович и Лангоф [247] нашли, что аналогичное явление наблюдается в некоторых видах сланцев.

Некоторые исследователи пришли к таким же выводам в отношении скальных пород. Можно предположить, что это свойство является общим для скальных пород и объясняется скалыванием определенного количества кристаллов с прогрессирующей потерей сцепления или с уменьшением внутреннего трения. На фиг. 4.13 приведена типичная кривая зависимости прочности на срез (сдвиг) $\tau$ от деформации $\varepsilon$. Допуская, что деформация в несколько миллиметров сводит сцепление в скальной породе к нулю ($c = \tau_0$), предельное значение угла трения может быть описано уравнением

$$\operatorname{tg} \phi_{ult} = \tau_{ult}/\sigma, \quad \tau_0 = 0.$$

Берне [28], исследовав рассеивание результатов испытаний прочности на растяжение, прочности на сдвиг и сцепление, которые использовались для построения начальных участков огибающих кривых, решил, что по

минимальным, средним и максимальным значениям прочности на сдвиг можно построить круги Мора (раздел 7.1.1) и соответствующие им три огибающие кривые или «огибающую зону» (фиг. 4.14). Это вывод имеет важное значение для оценки оснований различного типа гравитационных и арочных плотин, если учесть, что ближе к дневной поверхности скальные породы обычно ослаблены. Усилия, передаваемые плотиной на основание, лимитированы 50—80 кг/см$^2$, т. е. допустимыми напряжениями в бетоне, что соответствует начальным участкам огибающих кривых. В некоторых случаях эти нагрузки слишком велики для ослабленных пород, и последние приходится убирать, увеличивая соответственно глубину врезки плотины в основание.




Фиг. 4.14. «Огибающая зона» вместо «огибающей кривой» в результате рассеивания результатов испытаний [28].

*4.6.3. Распространение результатов испытаний на сдвиг на трещиноватый массив.* Необходимо располагать схемой перехода от лабораторных испытаний более или менее однородных образцов породы к исследованиям in situ трещиноватых и раздробленных скальных массивов. Этой проблеме были посвящены три в известной степени параллельные работы.

Мюллер и Пахер [334] провели испытания блоков слабого бетона размером 70 × 70 см с целью изучения различных типов трещинообразований (фиг. 4.15). Хаяси [162] использовал модели, в которых сцепление и деформируемость трещин были воспроизведены с помощью парафинированной бумаги, заделанной в гипс, или путем складывания соответствующим образом гипсовых брусков.

Мюллер исследовал такие переменные: угол $\phi$ между направлением трещин и главным напряжением $p_1$, коэффициент $n = p_1/p_3$, характеризующий отношение первого главного напряжения ко второму главному напряжению, и степень прерывистости трещин в одной плоскости $\varkappa\ e/\bar{e}$; здесь $e$ и $\bar{e}$ — протяжение (длина) (фиг. 4.15). Испытания были проведены с одним и с несколькими рядами трещин.

Опыты, проведенные Хаяси, несколько отличаются от вышеописанных и больше похожи на классический метод со сдвиговым прибором, но результаты Хаяси такие же, как у Мюллера и Пахера. Фотографии и диаграммы Хаяси иллюстрируют сложность процесса сдвига (фиг. 4.16).

**4.7. Дисперсия результатов испытаний: масштабный эффект и микротрещиноватость.** Результаты испытаний большого количества бетонных блоков всегда характеризуются некоторой дисперсией независимо от того, какие меры предосторожности были приняты при изготовлении блоков. Известно также, что прочность бетона уменьшается с увеличением размера испытуемых образцов. Теоретически это объясняется тем, что больший образец можно рассматривать как совокупность нескольких малых образцов, но прочность его не равна в среднем прочности слагающих его элементов, а соответствует наименьшей прочности одного из них (теория Вейбулля). Испытания, проведенные Бюро исследований США на большом количестве бетонных блоков, подтвердили эту концепцию.

Все сказанное выше относится и к скальным породам, причем в этом случае немалое значение имеет микротрещиноватость. Большое внимание этому вопросу было уделено Парижской лабораторией Политехнической школы при попытке решить некоторые проблемы, связанные с аварией плотины Мальпассе.

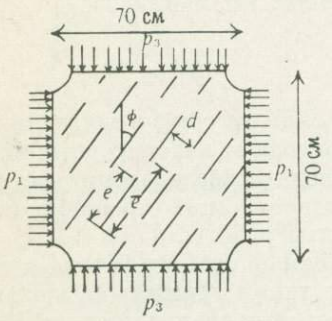
Обозначив результаты серии испытаний как $a_1$, $a_2$, $a_3$, . . . $a_n$, получим среднее значение:

$$M = \frac{a_1 + a_2 + a_3 \ldots a_n}{n}.$$

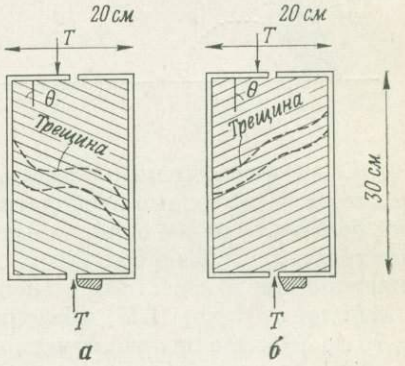
Обозначив разницу между средним значением и результатом $a_1$ как $u_i = M - a_i$, составим формулу стандартного отклонения

$$S_d = \sqrt{\frac{v_i^2}{n-1}}.$$

Для результатов испытаний скальных пород на растяжение или сжатие стандартное отклонение бывает обычно высоким.




Фиг. 4.15. Испытание на сдвиг трещиноватого тела [334].




Фиг. 4.16. Опыты Хаяси [161], показывающие расширение, направление и форму трещин изгиба в трещиноватом теле.

*а* — отрицательная система трещин; *б* — положительная система трещин.

Берне провел испытания на одноосное сжатие цилиндрических образцов диаметром 10, 36—60 мм и высотой, в два раза большей диаметра; для каждой серии исследований он брал 30—80 образцов. Берне пришел к выводу, что отношение $S_d/M$ может служить характеристикой для некоторых видов скальных пород. Аналогичной характеристикой является и отношение $R_{10}/R_{60}$, в котором $R_{10}$ — среднее значение прочности на сжатие (раздавливание) 10-миллиметровых, а $R_{60}$ — 60-миллиметровых цилиндриков из одной и той же породы. Результаты исследований, проведенных Берне [28], приведены в табл. 4.4.

Между значениями $S_d/M$ и $R_{10}/R_{60}$, а также между этими коэффициентами и степенью трещиноватости или раздробленности породы имеется совершенно очевидная зависимость. Но между степенью трещиноватости и абсолютным значением прочности породы такой связи нет. Трещиноватая порода с высоким показателем дисперсии может быть твердой с большой прочностью на сжатие, и наоборот, мягкая, но плотная слабо трещиноватая порода может обладать низкой прочностью.

Берне считает, что коэффициенты $S_d/M$ и $R_{10}/R_{60}$ следует применять для классификации скальных массивов. Они могут быть легко получены в лабораторных условиях, без дорогостоящих полевых опытов.

Таблица 4.4

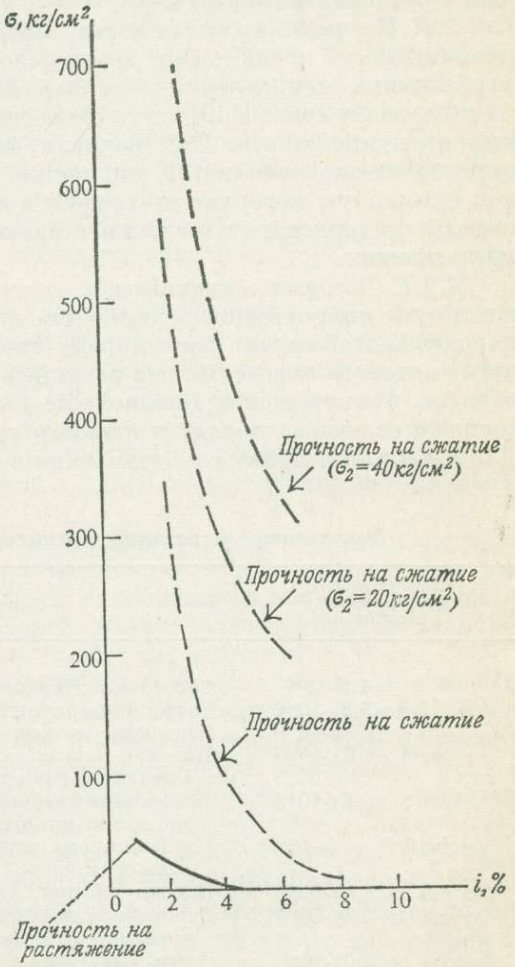
**Трещиноватость и прочность пород на сжатие**

| Порода | Трещиноватость | $S_d/M$ | $R_{10}/R_{60}$ |
|---|---|---|---|
| Очень слабые гнейсы | Интенсивная микротрещиноватость и тонкая трещиноватость | 0,37 | 2,90 |
| Слабые гнейсы | Значительная микротрещиноватость, тонкая трещиноватость и макротрещиноватость | 0,30 | 1,90 |
| Юрские известняки | Слабая микротрещиноватость и значительная макротрещиноватость | 0,25 | 1,40 |
| Биотитовые гнейсы | Средняя микротрещиноватость | 0,22 | 1,25 |
| Плотные известняки | Микротрещины отсутствуют | 0,005 | 1,0 |

**4.8. Связь между показателем пустотности $i$ и некоторыми другими характеристиками скальных пород.** Геологами установлена связь показателя пустотности с возрастом породы (раздел 2.1). С выветриванием пустотность породы увеличивается, поэтому коэффициент $i$ иногда называют показателем степени выветрелости. Этот коэффициент характеризует компактность породы и то давление, которое она испытала на себе в течение многих миллионов лет.

Другая интересная зависимость была установлена для некоторых пород между коэффициентом пустотности и показателем удельной деформации набухания $\varepsilon_d$. Исследования набухания имеют важное значение. Проводимые в течение длительного времени, они могут вскрыть некоторые слабые стороны скальных пород; поэтому целесообразно искать всевозможные корреляционные связи, которые необходимо принимать во внимание инженеру-проектировщику.

Обстоятельные работы в этой области проведены Португальской национальной исследовательской лабораторией, Лиссабон, в особенности в части связей между коэффициентом пустотности и модулем упругости и прочностью породы. Работа велась с гранитными породами, залегавшими на участках расположения плотин.




Фиг. 4.17. Связь прочности σ на сжатие и на растяжение с показателем пустотности $i$.

Разница в весе породы, замоченной в течение 24 ч, а затем высушенной при 104 °С, в процентах к $i$ выражает количество абсорбированной воды, и для таких пород, как граниты, гнейсы, сланцы и др., является косвенным показателем степени выветрелости.

Серафим и Лопес [423], а также Хемрол [151] провели корреляцию между $i$ и прочностью на сжатие (раздавливание) при одноосных и трехосных испытаниях для гранитов и гнейсов. Такая же работа была осуществлена в части прочности на растяжение и прочности на сдвиг. Эти авторы доказали также, что модуль упругости породы уменьшается с увеличением $i$. В других лабораториях эти закономерности были распространены на целый ряд пород. Основные результаты исследований Серафима и др. приведены на фиг. 4.17. Эти корреляционные зависимости в известной степени указывают на внутреннее строение скальных пород и могут быть применены при детальных исследованиях обширных участков.

Использованное здесь определение понятия коэффициента пустотности дано Серафимом [421], Хемролом [151] и Майером [301], но существуют и другие определения.

Дальнейшие исследования показали, что необходимо отличать микротрещины и тонкие трещины от пустот более или менее сферической формы. Это привело к двум другим определениям понятия $i$, более подробно описанным в разделах 4.10 и 4.11.

**4.9. Изучение проницаемости пород.** От пористости породы зависит ее проницаемость и некоторые другие свойства. Эти проблемы исследовались в различных направлениях несколькими лабораториями.

Фарран и Теноз [110] в Тулузе сосредоточили свое внимание на изучении микротрещиноватости. Они изучали ее под микроскопом, предварительно окрасив цветной смолистой жидкостью, определяли ее удельную плотность как суммарную поверхность трещин в единице объема породы. Способность породы претерпевать изменения в значительной мере зависит от плотности микротрещин.

*4.9.1. Воздухопроницаемость; выветривание скальных пород.* Удельная плотность микротрещин может быть определена по воздухопроницаемости породы. С этой целью через породу пропускают воздух под давлением, градиент которого определяют по разнице отсчетов на противоположных концах образца. Кажущаяся проницаемость вычисляется по объему воздуха, просочившегося через породу в единицу времени.

В табл. 4.5 приведены данные по воздухопроницаемости гранитов [301].

Таблица 4.5

**Результаты испытаний гранитов на воздухопроницаемость**

| Кажущаяся проницаемость, $см^3/с$ | Описание образцов скальных пород |
|---|---|
| $1{,}8 \cdot 10^{-12}$ | Состояние сохранное |
| (от 2,5 до 3,2)$\cdot 10^{-12}$ | Состояние сохранное |
| $1 \cdot 10^{-11}$ | Состояние сохранное, но со следами выветривания |
| (от 1 до 3)$\cdot 10^{-11}$ | Плотная порода, со следами ожелезнения по трещинам. Нет никаких признаков изменения цвета |
| (от 3 до 4)$\cdot 10^{-11}$ | Некоторые изменения с поверхности, но в глубине образца признаки выветривания отсутствуют |
| от $1 \cdot 10^{-11}$ до $3 \cdot 10^{-10}$ | Признаки разрушения кристаллов кварца. Порода в массе изменила цвет |
| (от 1,2 до 3,0)$\cdot 10^{-10}$ | Порода рыхлая, распадается на песчаную массу |
| (от 1,4 до 3,2)$\cdot 10^{-10}$ | Гранит слегка выветрелый; пустоты на месте отсутствующих зерен полевого шпата |
| (от 1,4 до 5,0)$\cdot 10^{-9}$ | Очень выветрелая порода |
| (от 1,4 до 5,0)$\cdot 10^{-9}$ | Очень выветрелая порода, сильно ожелезненная |

Исследования в Тулузе были направлены также на изучение процесса увеличения микротрещиноватости при различном напряженном состоянии породы, соответствующих изменений проницаемости последней и скорости

распространения в ней упругих волн [302]. Эти работы привели к обнаружению начального эффекта приложения к породе разрушающей нагрузки, до появления на испытуемом образце каких-либо внешних признаков разрушения. Было доказано существование порога давления, после которого начиналось развитие микротрещин; этот порог четко выделяется на кривых проницаемость — напряжение. Во многих случаях критические напряжения не превышали 25 или даже 20% разрушающих. Испытания показали, что в отдельных разновидностях гранита некоторые микротрещины, обусловленные давлением, имели обратимый характер; что с микротрещиноватостью связано явление усталости при циклической нагрузке и разгрузке хрупких пород и что, наконец, ползучесть породы на конечной стадии ее развития под постоянной нагрузкой отвечает появлению микротрещин и развитию пустотности.

*4.9.2. Водопроницаемость.* В этой же лаборатории в Тулузе были проведены исследования цилиндрических образцов породы диаметром 4 см, высотой 3 см на водопроницаемость под напором 250 кг/см². Замеряли количество профильтровавшейся воды и делали химический анализ фильтрата. В образцах прочных гранитов происходило небольшое выщелачивание кальция, примерно 5 мг/л в час. Кроме того, под воздействием фильтрующейся воды в гранитах сначала происходило растворение силикатов, а затем через некоторое время выпадение их из раствора, что сопровождалось закупоркой мелких пустот и общим уменьшением проницаемости породы. Это было признаком изменения состояния породы. В известняках с увеличением проницаемости происходила потеря прочности.

Эти выводы были подтверждены работами лаборатории «Электрисите де Франс», проводившей изучение образцов скальных пород, отобранных в туннелях.

*4.9.3. Методика и технология изучения проницаемости.* Проводить фильтрационные испытания с образцами скальных пород труднее, чем с грунтами, главным образом потому, что приходится иметь дело с очень малым расходом воды — меньше 0,01 см³/ч. Добиваясь более значительных расходов, можно вызвать в образце нежелательные изменения, за которыми надо внимательно следить. При лабораторных испытаниях применяют градиенты от 1 до 1000, в то время как в природных условиях они не превышают 1—10.

Терцаги [457] выделяет два вида фильтрации: первичную (primary percolation), зависящую от микротрещин и частично от тонких трещин, и вторичную (secondary percolation), связанную в основном с тонкими трещинами и макротрещинами. Размеры последней обычно значительно больше, чем первичной, и изучать ее можно только в полевых условиях на месте.

Лабораторные исследования следует проводить на образцах возможно больших размеров. Политехническая школа в Париже ведет работу с образцами диаметром 36 мм, длиной 72 мм в обычном приборе для испытания грунта, но считает необходимым перейти на приборы, специально приспособленные для скальных пород, дающие возможность проводить испытания образцов диаметром 60 мм, длиной 150 мм с градиентами от 1 до 1000.

Фильтрация воды через скальную породу рассматривается как функция напора и времени. С увеличением напора и продолжительности испытания в образце могут происходить изменения, развитие которых надо связывать отдельно с той или с другой причиной. Процесс этот можно проследить по кривой зависимости расхода от времени, горизонтальный участок которой указывает на стабилизацию условий.

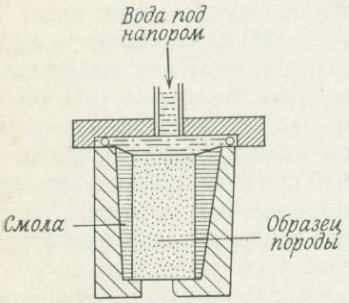
До начала испытаний необходимо удалить воздух из пор в породе. Этого можно добиться, насыщая образец под вакуумом и пропуская через него воду, пока последняя, профильтровавшись через образец, не будет содержать пузырьков воздуха. Полное водонасыщение образца плотной

скальной породы может продолжаться месяц и более. Применяемая для этого вода не должна содержать никаких газов.

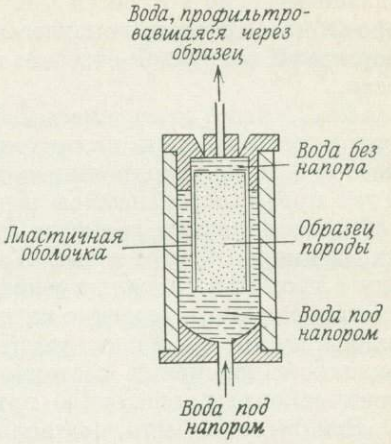
Коэффициент фильтрации $K$ определяется по формуле

$$K = \frac{QL}{pA},$$

где $Q$ — расход воды, профильтровавшейся через образец; $L$ — длина образца, $A$ — площадь его поперечного сечения; $p$ — перепад давления (напора) между двумя торцами образца.

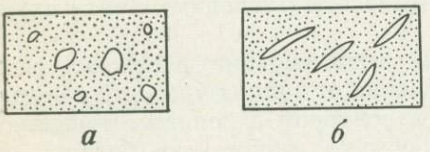



Фиг. 4.18. Испытание на продольную фильтрацию.




Фиг. 4.19. Испытание на продольную фильтрацию (Парижская лаборатория).

Некоторые лаборатории применяют приборы, которые используются при исследованиях грунта (фиг. 4.18) и в которых образец обволакивается эпоксидной смолой во избежание просачивания воды между образцом и стенками цилиндра. Практически избежать просачивания не всегда удается;




Фиг. 4.20. Образцы породы со сферическими пустотами (*а*) и трещинами (*б*).

кроме того, образец после эксперимента трудно очистить от смолы, если необходимо его использовать для других целей.

В Парижской лаборатории сконструирован прибор (фиг. 4.19), в котором образец с пластичной оболочкой по его боковой поверхности испытывается в водной среде, находящейся под напором. При этом радиальная составляющая давления воды остается всегда больше давления внутри образца, что исключает возможность просачивания воды вдоль последнего. Оба торца цилиндра породы строго перпендикулярны ее оси и расстояние между ними равно $L$.

Скальные породы по характеру фильтрации в них воды можно разделить на две группы. Если пустоты в породе имеют более или менее сферическую или эллипсоидальную форму, то коэффициент фильтрации ее мало зависит от напора, и наоборот, он заметно уменьшается с увеличением напора при наличии в породе микротрещин, вытянутых в одном направлении (фиг. 4.20).

Примером могут служить испытания, проведенные Хабибом и Вюйе [146] на известняках с пустотностью от 15 до 25% ($K = 7{,}5 \cdot 10^{-8}$) и на твер-

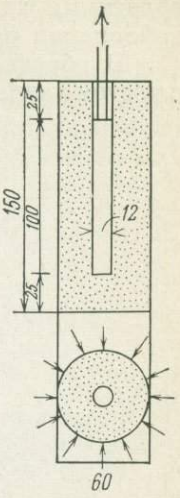
дых песчаниках с пустотностью от 15 до 21% ($K = 2{,}4 \cdot 10^{-6}$), в которых в обоих случаях пустоты имели сферическую форму и коэффициент фильтрации оставался постоянным вне зависимости от изменений напора.

Коэффициент фильтрации микротрещиноватого кварца с параллельными трещинами шириной 0,1 мм колебался от $1{,}3 \cdot 10^{-8}$ до $1{,}5 \cdot 10^{-9}$ с изменением напора от 0 до 45 кг/см². Трещины при этом имели одно направление с осью образца; в тех случаях, когда они располагались под прямым углом к оси, фильтрация практически равнялась нулю.

Аналогичные результаты дало изучение сланцев, коэффициент фильтрации которых изменился от $1{,}2 \cdot 10^{-7}$ до $1{,}9 \cdot 10^{-8}$ с увеличением напора от 0 до 45 кг/см². Сланцы состояли из чередующихся прослойков кварца и слюды мощностью 0,5 мм, с большим количеством тонких трещин и макротрещин, параллельных сланцеватости. Пористость породы не превышала 5%.

Очевидно, с увеличением давления тонкие трещины в образце смыкаются, что и приводит к уменьшению фильтрации.

*4.9.4. Испытания на радиальную фильтрацию.* Исследовались образцы диаметром 60 мм и длиной 150 мм, во всех других отношениях сходные с предыдущими. По центру образцов просверливались отверстия диаметром 12 мм, длиной 125 мм, в открытый конец которых вставлялись трубки длиной 25 мм (фиг. 4.21). Опыты проводились с радиальными конвергентным и дивергентным движениями воды.




Фиг. 4.21. Стандартный образец породы, подготовленный для испытаний на радиальную фильтрацию; размеры в мм (Парижская лаборатория).

При испытаниях первого типа по периферии образца поддерживалось давление $p$ большее, а в отверстии внутри образца меньшее атмосферного, в связи с чем вода фильтровала радиально в направлении внутрь породы. При длине отверстия $L$ расход воды в цилиндре радиусом $r$ составлял

$$q = K 2\pi r L \, (\mathrm{d}p/\mathrm{d}r),$$

но $q$ должно равняться расходу $Q$ в отверстии образца, из чего следует:

$$\frac{\mathrm{d}p}{\mathrm{d}r} = \frac{1}{r} \frac{Q}{2\pi L K}, \quad \text{или} \quad \frac{\mathrm{d}r}{r} = \frac{K 2\pi L}{Q} \mathrm{d}p.$$

Проинтегрировав от $r = R_1$ до $R_2$, получаем

$$\log \frac{R_2}{R_1} = K \frac{2\pi L}{Q} p, \quad \text{или} \quad K = \frac{Q}{2\pi L p} \log \frac{R_2}{R_1},$$

из чего следует, что $Q$ и соответственно градиент $\mathrm{d}p/\mathrm{d}r$ пропорциональны давлению $p$.

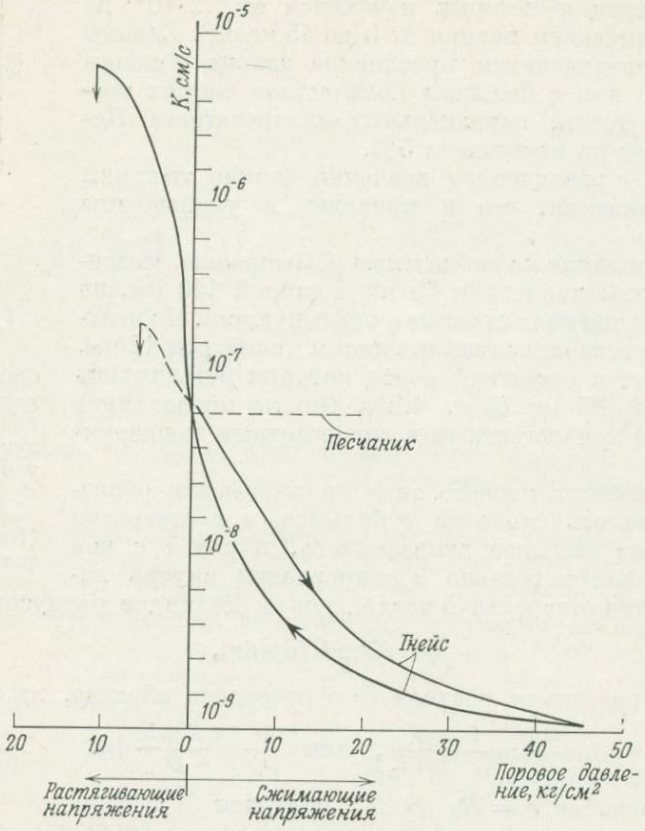
В опытах с радиальным дивергентным движением вода под давлением $p$ (большим атмосферного) подавалась во внутреннее отверстие образца; с внешней стороны образца поддерживалось атмосферное давление. Вода перемещалась из образца наружу; при этом линии токов оставались те же, что и в предыдущем опыте, но с обратным знаком; внутренние напряжения в породе, пропорциональные $p$, вместо сжимающих стали растягивающими.

Сравнение полученных результатов позволяло судить о влиянии на водопроницаемость породы действующих в ней напряжений — сжимающих или растягивающих. Расход воды через нижний торец образца из-за его малой величины в расчет не принимался.

Описанные исследования велись под напором до 100 кг/см² с точностью измерения расхода до 0,01 см³/с.

Сопоставление результатов опытов на фильтрацию в породах с замкнутыми порами и с развитой трещиноватостью было проведено в Парижской лаборатории (фиг. 4.22). Для породы первого типа (известняк) коэффициент фильтрации $K$ оказался одинаковым как при конвергентном, так и при дивергентном движении воды. $K$ оставался постоянным, и опыты имели полностью обратимый характер до тех пор, пока в образце не начинали развиваться деформации растяжения.

В образцах трещиноватой породы проницаемость резко уменьшалась с ростом давления. Процесс имел обратимый характер. С изменением направ-




Фиг. 4.22. Испытания на радиальную фильтрацию.
Результаты для трещиноватой породы (гнейса) и породы со сферическими пустотами (песчаниками).

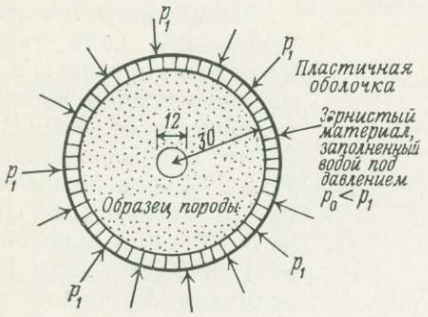
ления фильтрации проницаемость быстро увеличивалась до тех пор, пока не происходил разрыв образца. Переход от «положительного» к «отрицательному» давлению протекал постепенно, и в кривой зависимости $K$ от $p$ резкого перелома не было. В области «отрицательных» давлений характер процесса был необратимым, что было хорошо заметно по упомянутой кривой, но он вновь становился обратимым с переходом на «положительное» давление.

На основании этих работ можно заключить, что проницаемость зависит не столько от градиента, сколько от абсолютного значения давления, и что закон Дарси

$$Q = KAS$$

применим к скальной породе ($A$ — площадь поперечного сечения; $S$ — градиент напора; $K$ — постоянная).

Проводились исследования для изучения радиальной фильтрации в условиях сложной деформации испытуемого образца (фиг. 4.23). С этой целью образец окружали тонким слоем зернистого материала (стеклянными шариками диаметром 0,1 мм), значительно более проницаемого, чем порода, и вместе с обсыпкой заключали в пластичную оболочку, к которой прикладывали внешнее давление $p_1$; через обсыпку давление это передавалось на образец. В зернистую среду подавали воду с напором $p_0 < p_1$, под воздействием которого вода фильтровала через образец; при этом внешнее давление на образец равнялось уже не $p_1$, а $p_1 - p_0$. Таким образом, в образце возникали напряжения и деформации, вызванные как внутренним давлением фильтрующей воды, так и внешним давлением, передаваемым через оболочку.




Фиг. 4.23. Испытания на радиальную фильтрацию под давлением $p_1 > p_0$ ($p_0$ — давление воды; размеры в мм).

Испытания проводились при постоянном $p_1$ и переменном $p_0$ или, наоборот, при постоянном $p_0$ и переменном $p_1$. Эти работы показали, что коэффициент фильтрации $K$ быстрее уменьшался от увеличения давления $p_1$, чем от увеличения напора $p_0$. Применяя этот метод исследований, можно воспроизвести условия деформирования, существующие в скальных основаниях плотин, где $p_1$ и $p_0$ действуют независимо друг от друга.

*4.9.5. Комментарии.* Исследования на фильтрацию в продольном направлении наиболее простые в исполнении и легкие в интерпретации, но их нельзя проводить в условиях растягивающих напряжений. Кроме того, они неприменимы к очень слабо проницаемым породам с $K < 10^{-8}$ см/с.

Наиболее совершенными, но и наиболее продолжительными являются испытания на радиальную фильтрацию. Этот метод следует рассматривать как стандартный, и полученные результаты обобщать следующим образом:

Строить диаграмму повторяемости значений $K_0$, полученных при напоре $p_0 = 0$ (точка пересечения кривой $K = K(p)$ с ординатой $p = 0$), по данным большого количества опытов. Диаграмма дает наглядное представление о степени однородности испытанных проб.

Вычислять параметр

$$S = \frac{K_{-1}}{K_{50}},$$

где $K_{-1}$ — коэффициент фильтрации при дивергентном радиальном потоке под давлением $-1$ кг/см$^2$; $K_{50}$ — коэффициент фильтрации при конвергентном радиальном потоке под давлением 50 кг/см$^2$.

*4.9.6. Некоторые результаты.* Коэффициенты $K_0$ и $S$ не связаны прямой зависимостью; каждый из них определяется различными особенностями трещиноватой скальной породы. Коэффициент $S$ зависит, вероятно, от протяженности микро- и макротрещин и, возможно, от их направления. $K_0$, вероятно, увеличивается с увеличением раскрытия трещин, о чем можно было судить по проникновению краски в образец.

Берне [28] указывает на высокую проницаемость песчаников с низкой прочностью на сжатие (раздавливание), характеризуя их коэффициентом

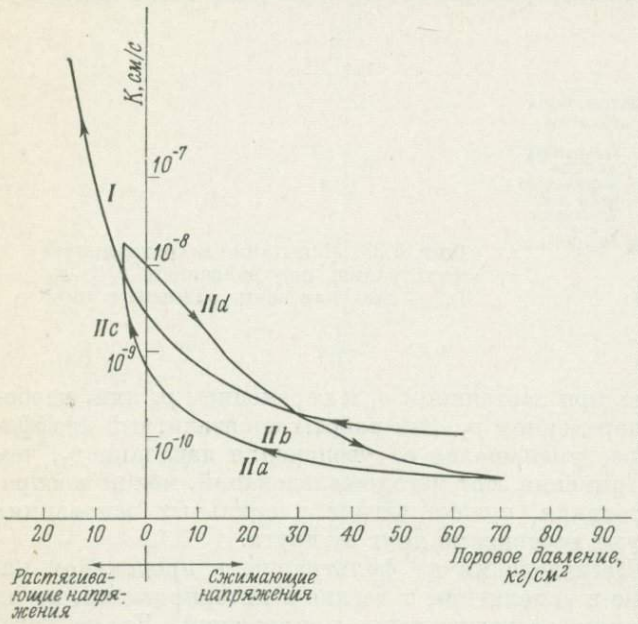
фильтрации $K_0$, равным $7 \cdot 10^{-8}$—$8 \cdot 10^{-4}$ см/с, и $S = 1{,}0$. Образцы были однородными, без трещин, с замкнутыми порами.

В результате другой серии опытов с биотитовыми гнейсами были получены следующие данные:

для сохранной породы: $K_0$ колеблется от $7 \cdot 10^{-9}$ до $3 \cdot 10^{-12}$ и $S$ колеблется от 4 до 5;

для слегка выветрелой породы: $K_0$ колеблется от $4 \cdot 10^{-7}$ до $9 \cdot 10^{-8}$ и $S$ колеблется от 10 до 25;

для сильно выветрелого гнейса: $K_0$ колеблется от $2 \cdot 10^{-6}$ до $9 \cdot 10^{-6}$ и $S$ колеблется от 1 до 1,2. Уменьшение в этом случае указывает на изменения, которые произошли в текстуре породы.




Фиг. 4.24. Испытания на радиальную фильтрацию. Гнейсы Мальпассе, левое примыкание [28].

Наиболее разительные результаты дали гнейсы на участке плотины Мальпассе: на правом берегу $K_0$ колеблется от $3 \cdot 10^{-11}$ до $3 \cdot 10^{-5}$ и $S$ колеблется от 7 до 200, а на левом берегу $K_0$ колеблется от $3 \cdot 10^{-11}$ до $3 \cdot 10^{-5}$ и $S$ колеблется от 1 до 200 и более. Если величины $K_0$ вполне приемлемы, то значения $S$ совершенно исключительные и типичные только для Мальпассе (фиг. 4.24).

Согласно другим испытаниям по этому методу, офиты (диабазы) и риолиты оказались настолько плотными, что обнаружить в них фильтрацию не удалось ($K_0 < 10^{-13}$). Одни разности гранита характеризовались $K_0 = 10^{-10}$ и $S$ от 1 до 1,4, а в других $K_0$ колебался от $3 \cdot 10^{-9}$ до $5 \cdot 10^{-8}$ и $S$ — от 1,1 до 4. Водопроницаемость известняков была в пределах от $K_0 = 2 \cdot 10^{-11}$ и $S = 1$ до $K_0 = 10^{-7}$ и $S = 20$. Очень разнообразные результаты показали гнейсы.

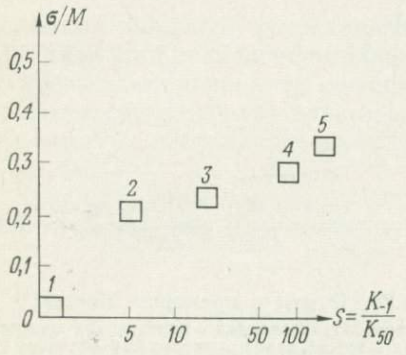
Значение $S = 1$ характерно для породы с замкнутыми порами. Порода с микротрещинами имеет $S = 1 \div 5$, а при наличии тонких трещин $S$ находится в пределах от 10 до 20.

**4.10. Корреляционные зависимости между проницаемостью и механическими свойствами скальных пород.** На основании исследований на сжатие и водопроницаемость, описанных в разделах 4.7 и 4.9, были выделены три весьма важных коэффициента, характеризующих скальную породу; $\sigma/M$, выражающий дисперсию результатов испытаний на сжатие; $R_{10}/R_{60}$, оценивающий масштабный эффект при одноосных испытаниях на сжатие (раздавливание) образцов диаметром 10 и 60 мм, и $S$ — коэффициент, описанный в предыдущем разделе. Опытов, по которым можно вычислить одновременно все три коэффициента, проводилось мало. Тем не менее Хабиб и Берне [144] опубликовали два интересных графика (фиг. 4.25 и 4.26), показывающие тесную корреляционную зависимость между различными характеристиками скальных пород и некоторую исключительность свойств гнейсов Мальпассе.

Дальнейшее детальное изучение различных типов скальных пород показало, что многие особенности их могут быть объяснены с помощью теории разрушения трещиноватых пород Гриффитса (раздел 4.11).

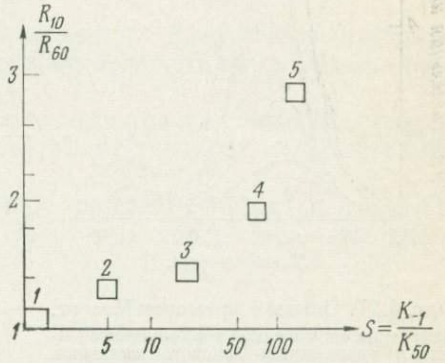
Развитие трещиноватости в скальной породе начинается с микротрещин в масштабе одного кристалла. Мельчайшие перемещения в кристаллической решетке, вызванные внутренними деформациями, приводят к возникновению микротрещин, а дальнейшее распространение последних — к образованию более крупных трещин. Корреляционные связи этих перемещений с пластическими деформациями были изучены д'Альбиссином [73], Кейтом и Гильманом [234].

Д'Альбиссин исследовал цилиндрические образцы диаметром 36 мм, длиной 72 мм (или соответственно 10 мм и 20 мм для монокристаллов) в приборе трехосного сжатия, в котором боковое давление можно было доводить




Фиг. 4.25. Связь дисперсии результатов испытаний на сжатие $\sigma/M$ с коэффициентом $s$.

*1* — известняки Сент-Вааст; *2* — биотитовые гнейсы; *3* — трещиноватые юрские известняки; *4* — гнейсы Мальпассе (правый берег); *5* — гнейсы Мальпассе (левый берег).




Фиг. 4.26. Связь масштабного фактора $R_{10}/R_{60}$ с коэффициентом $s$.

*1* — известняки (Сент-Вааст; *2* — биотитовые гнейсы; *3* — трещиноватые юрские известняки; *4* — гнейсы Мальпассе (правый берег); 5 — гнейсы Мальпассе (левый берег).

до 1000 кг/см², а осевое — до 8500 кг/см². Внутренние изменения в образцах наблюдались с помощью термолюминесцентного эффекта, основанного на потоке электронов от одного уровня энергии к другому с соответствующим светоизлучением. Перемещения кристаллов задерживают электроны и меняют характер свечения; при этом внутреннее гамма-излучение преломляется с другой длиной волны.

Деформированные образцы подвергались измельчению до частиц размером от 250 до 315 мкм (200—315 мкм для отдельных кристаллов) и облучались. По интенсивности свечения при разной температуре образцов сильно и слабо деформированной породы судили о величине происшедших в них внутренних дислокаций (фиг. 4.27 и 4.28).

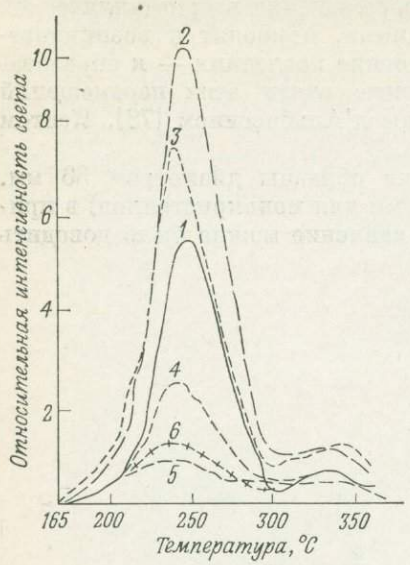
Судя по кривым (фиг. 4.27), с умеренными деформациями связано увеличение интенсивности термолюминесценции, а с большими — ее уменьшение [152, 73]. Пластические деформации наступали при боковом давлении 980 кг/см², осевом давлении 5000 кг/см² и температуре около 280 °С.

Для выявления признаков химических изменений в породе проводились специальные исследования на воздухопроницаемость [369] с учетом того, что воздух может проникнуть в самые тонкие трещины, не доступные воде, и не вступает в химическую реакцию с породой, а следовательно, не способствует ее выветриванию.

Исследования некоторых разновидностей гранитов показали, что порода с воздухопроницаемостью ниже определенного предела не подвержена хими-

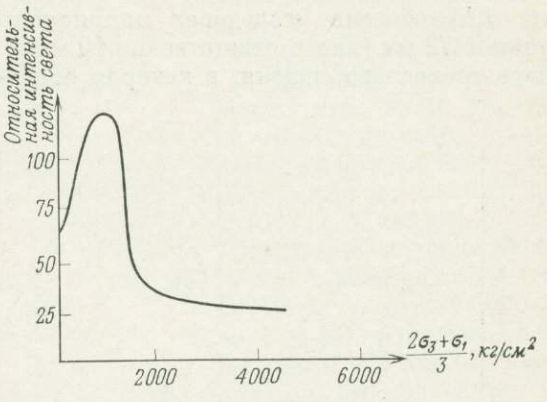
ческому выветриванию. При большей проницаемости в гранитах может происходить фильтрация, а следовательно, и выветривание.

На кривой связи проницаемости породы с ее напряженным состоянием четко выделяются два участка (фиг. 4.29): на первом этапе увеличения осевой




Фиг. 4.27. Опыты с мрамором Моссет.

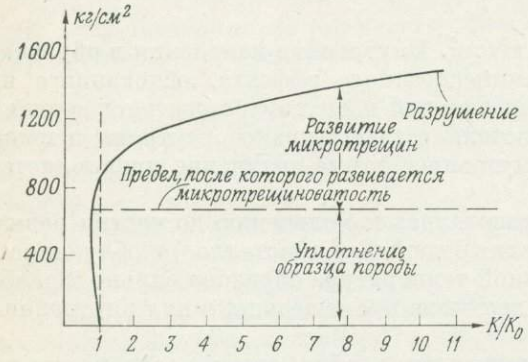
Изменение естественной термолюминесценции с увеличением бокового давления. *1* — ненарушенный мрамор; *2—5* — боковое давление, кг/см²: *2* — 245, *3*—490, *4*—980, *5*—5000; *6* — мрамор, раздавленный при 5000 кг/см² [73].




Фиг. 4.28. Опыты с мрамором Моссет.

Связь термолюминесценции с осредненной величиной давления в кг/см², зерна размером 250—315 мкм [73].

нагрузки порода уплотняется и $K/K_0 < 1$ ($K_0$ — коэффициент проницаемости при отсутствии нагрузки). При дальнейшем росте нагрузки и превышении




Фиг. 4.29.

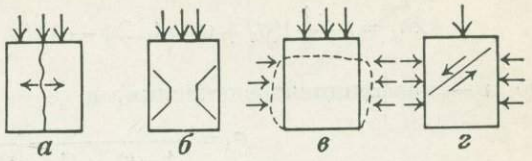
Увеличение одноосной нагрузки вызывает сначала уплотнение образца гранита. По достижении определенной нагрузки в породе развиваются микротрещины и увеличивается отношение коэффициентов фильтрации $K/K_0$ [369].

так называемого предела микротрещинообразования (limit causing microfissuration) отношение $K/K_0$ быстро увеличивается, что указывает на интенсивное развитие в породе микротрещин.

**4.11. Разрушение скальной породы.** Одноосное или трехосное нагружение породы приводит к различным видам ее разрушения. Под действием в определенных условиях одноосного сжатия в образце породы происходит хрупкое разрушение вследствие растяжения (как и в образцах бетона). Хрупкое разрушение в виде скола происходит в условиях как одноосного, так и трехосного нагружения (последнего с умеренным боковым давлением).

При большом или очень большом всестороннем обжатии в образце развивается пластическая деформация сдвига. Присутствие в ней естественной поверхности ослабления обусловливает скалывание образца по этой поверхности (фиг. 4.30).

В результате анализа механизма хрупкого разрушения скальных пород Гриффитс [137] пришел к выводу, что в них имеются пучки трещин; на концах некоторых критически ориентированных трещин при сжатии породы

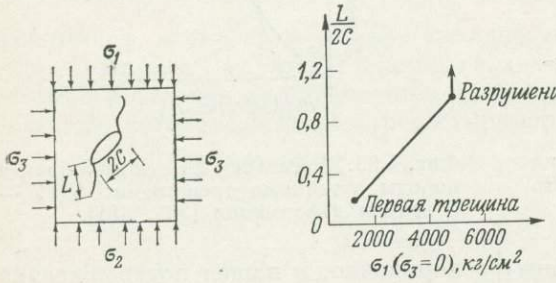



Фиг. 4.30. Различные типы разрушения скальной породы.
*а* — хрупкое; *б* — скалывание; *в* — вязкопластическая деформация; *г* — скалывание вдоль трещины.

возникают большие растягивающие напряжения. Разрушение наступает при удлинении наиболее напряженных трещин, когда эти напряжения местами превышают начальное сцепление.

Имеется ряд доказательств, подтверждающих правильность этой теории, впоследствии несколько модифицированной Мак-Клинтоком и Уолшем [285] и Хёком [175].

Если границы зерен рассматривать как трещины Гриффитса, то можно сделать вывод, что прочность на сжатие некоторых пород зависит от длины




Фиг. 4.31. Разрушение опытного образца.
$2C$ — начальная длина трещины; $L$ — длина вторичной трещины [29].

трещин. Примем, что трещины (трещины Гриффитса) имеют эллиптическую форму; главные напряжения $\sigma_1$ и $\sigma_3$, где $\sigma_1 > \sigma_3$; $K = \sigma_3/\sigma_1$; $\psi$ — угол между $\sigma_1$ и направлением трещины; $\sigma_n$ — напряжения в конце эллипса и $\sigma_N$ — максимальное значение $\sigma_n$; тогда, согласно Гриффитсу,

$$\sigma_N \xi_0 = \frac{1}{2}[(\sigma_1+\sigma_3)-(\sigma_1-\sigma_3)\cos 2\psi] \pm \sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma_1^2+\sigma_3^2)-(\sigma_1^2-\sigma_3^2)\cos 2\psi]},$$

где $\xi_0$ — параметр, зависящий от формы трещины. $\sigma_N$ при переменном $\psi$ приобретает максимальное значение, когда

$$\frac{\partial \sigma_N}{\partial \psi} = 0, \quad \text{или} \quad \cos 2\psi = \frac{1-k}{2(1+k)} = \cos 2\psi_c.$$

При $-\infty < k < -0{,}33$ разрушение происходит, когда $\sigma_3$ становится равным прочности породы на растяжение.

При $k > -0{,}33$ прочность на растяжение $\sigma_t$ может быть определена следующим образом:

$$2\sigma_t = \frac{1}{2}[(\sigma_1+\sigma_3)-(\sigma_1-\sigma_3)\cos 2\psi] \pm \sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma_1^2+\sigma_3^2)-(\sigma_1^2-\sigma_3^2)\cos 2\psi]}.$$

Если порода изотропна и характеризуется беспорядочно расположенными трещинами, часть которых имеет критическую ориентировку с углом $\psi_c$,

разрушение происходит в случае

$$\sigma_1 = \frac{-8\sigma_t (1+k)}{(1-k)^2}.$$

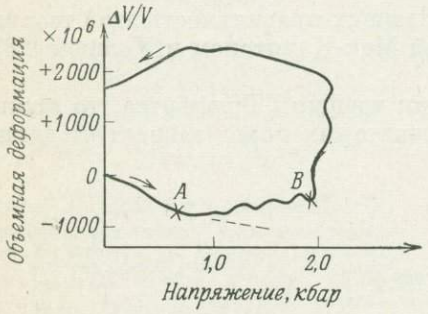
В теории Гриффитса упрощенно принимается, что порода испытывает растягивающие напряжения. Хёк внес поправку, основанную на допущении, что поверхности трещин испытывают сжатие. Уравнение Гриффитса — Хёка имеет следующий вид:

$$2\sigma_t = -\frac{1}{2}[(\sigma_1+\sigma_3)\sin 2\psi - \mu\{(\sigma_1+\sigma_3)-(\sigma_1-\sigma_3)\cos 2\psi\}],$$

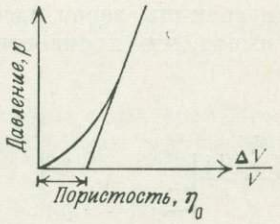
где $\mu$ — коэффициент сцепления, и

$$\sigma_1 = \frac{-4\sigma_t}{(1-k)\sqrt{[1+\mu^2]}-\mu(1+k)}.$$

Хёк изучил разновидности сланцев, в которых основные трещины были параллельны сланцеватости, а второстепенные микротрещины, зави-




Фиг. 4.32. Связь объемной деформации с кривой напряжения в процессе опыта с одноосным сжатием [365].




Фиг. 4.33. Испытания на сжатие образца породы с тонкими трещинами; $\Delta V/V$ — объемная деформация [365, 481].

сящие от зернистости, распределены беспорядочно, и нашел подтверждение обеим формулам.

Польдинг [365] возражал против некоторых положений Гриффитса и применил для изучения роста длины трещин при хрупком разрушении частично раздробленный материал. Испытания на одноосное сжатие он проводил, устанавливая брусок параллельно образцу, с целью ограничить продвижение поршня, когда несущая способность образца была превзойдена. Объемная деформация

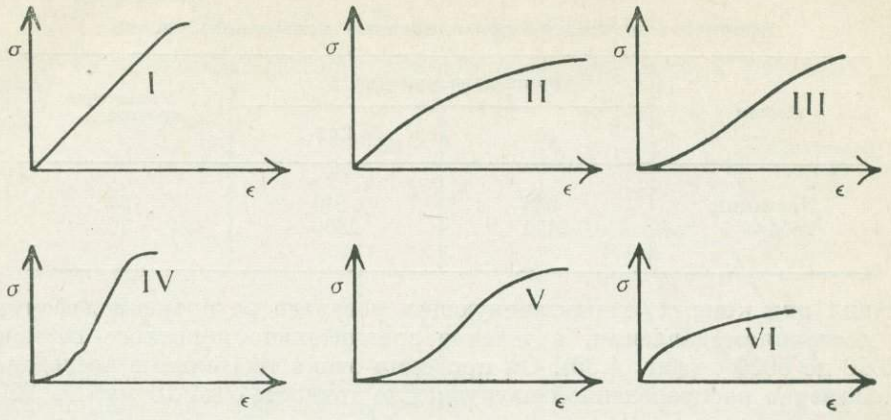
$$\frac{\Delta V}{V} = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \quad (\text{с } \varepsilon_2 \cong \varepsilon_3)$$

была определена по показаниям двух взаимно перпендикулярных датчиков деформации, замерявших $\varepsilon_1$ и $\varepsilon_2 = \varepsilon_3$ (главные линейные деформации).

Из диаграммы (фиг. 4.32) зависимости $\Delta V/V$ от напряжения $p$ видно, что $\Delta V/V$ быстро уменьшается на отрезке от 0 до $A$, очевидно, в связи с уплотнением трещин, ориентировка которых способствует передаче на них напряжения $p$. На участке от $A$ до $B$ график имеет линейный характер, а после $B$ направление кривой резко меняется, что указывает на обратный процесс — развитие трещин в породе.

Согласно Уолшу, отрезок абсциссы, отсекаемый касательной к кривой зависимости $\Delta V/V$ от $p$ (в начальной ее части), характеризует пористость деформированного образца (фиг. 4.33) или сжимаемость твердых частиц в случае, когда трещины сомкнуты.

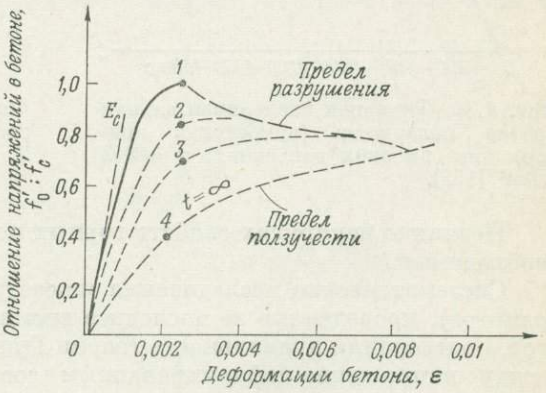
Испытав 28 разновидностей скальных пород, Миллер [310] выделил шесть типов кривых напряжение — деформация (фиг. 4.34). Тип I характеризует линейную деформацию до момента внезапного разрушения (базальт, кварцит, диабаз, доломит, очень крепкие известняки). Для слабых разностей




Фиг. 4.34. Типичные кривые напряжение — деформация при одноосном сжатии скальной породы с доведением до разрушения [310].

*I* — упругая; *II* — упруго-пластичная; *III* — пластично-упругая; *IV*, *V* — пластично-упруго-пластичная; *VI* — упруго-пластично-ползучая.

известняков, алевролитов, туфов типичны непрерывно растущие неупругие деформации (тип II). Тип III кривых характерен для деформаций песчаников, гранитов и сланцев в направлении, параллельном напластованию или сланцеватости; метаморфические породы (мраморы, гнейсы) представлены кривы-




Фиг. 4.35. Влияние скорости нагружения на прочность и модуль бетона.

*1* — $t = 20$ мин; *2* — $t = 100$ мин; *3* — $t = 7$ дней; *4* — $t = \infty$; $f'_c$ — прочность бетонного цилиндра через 56 дней (= 350 кг/см²) [401].

ми типа IV. Сильно сжимаемые породы (сланцы нормальной слоистости) выражены *S*-образными кривыми типа V; соль деформируется, как это показывает кривая типа VI.

Упомянутые кривые (фиг. 4.32 и 4.33) дают косвенное представление о трещиноватости породы, сравнимое с результатами испытаний на радиальную фильтрацию. Анализ кривых напряжение — деформация ($\sigma = \sigma(\varepsilon)$), проделанный Миллером для различных типов пород, может служить полезным введением в анализ аналогичных кривых, полученных при испытании in situ скальных массивов.

Темпы нагружения существенно влияют на результаты определения как прочности на сжатие, так и модуля упругости. Это хорошо известно в отношении бетона и можно ожидать для скальных пород (фиг. 4.35).

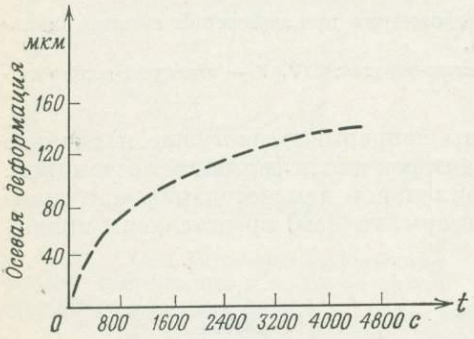
Испытания на сжатие проводятся обычно очень быстро, с нормой времени порядка 0,7 ÷ 7,0 (кг/см²) $с^{-1}$, поэтому сведения о ползучести скальных пород весьма ограниченны. Некоторые данные, касающиеся песчаников и габбро, опубликованы Серденгечи и Бузером [424] (табл. 4.6). Харди [155]

Таблица 4.6

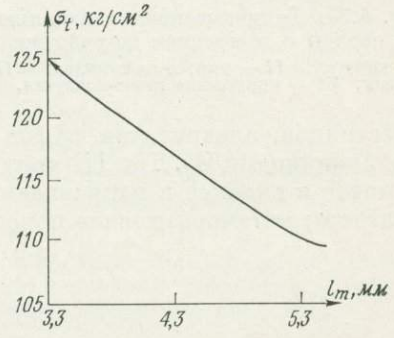
**Прочность на сжатие при одноосных испытаниях, кг/см²**

| Порода | Время до разрушения, с | | Увеличение прочности, % |
|---|---|---|---|
| | 30 | 0,03 | |
| Песчаник | 560 | 840 | 50 |
| Габбро | 2170 | 2800 | 30 |

составил ряд кривых, характеризующих развитие во времени деформаций при постоянном давлении, в течение сравнительно короткого периода — от 2000 до 5000 с (фиг. 4.36). Он проводил очень тщательные исследования с равномерно распределенной нагрузкой, с точностью до 10 мкм за 2200 с.




Фиг. 4.36. Типичная экспериментальная кривая ползучести (вумбейский мрамор) при высоких давлениях; σ = 872 кг/см² [155].




Фиг. 4.37. Зависимость прочности на растяжение $\sigma_t$ от средней длины трещин $l_m$ (в мм) [316].

Познание неупругих свойств горных пород становится все более и более необходимым.

Систематические исследования микротрещиноватости (преимущественно гранитов), проведенные за последнее время группой французских специалистов, подтвердили правильность теории Гриффитса и установили зависимость между напряженно-деформированным состоянием скальных пород и их микротекстурой.

На диаграмме (фиг. 4.37) показана корреляционная связь между прочностью на растяжение и средней длиной трещин $l_m$, которая в соответствии с положениями Гриффитса выражается формулой

$$\sigma_t = A l_m^{-1/2},$$

где $A$ — постоянная величина.

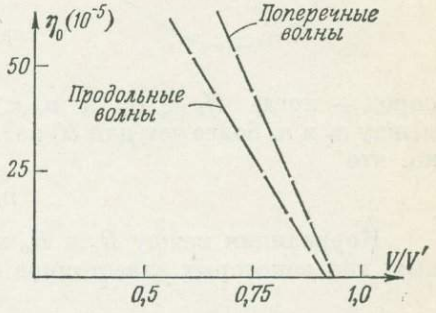
Анализ диаграмм, подобных изображенной на фиг. 4.33, привели Морлие [321] к новой интерпретации показателя пустотности, согласно которой индекс $\eta_0$ характеризует пористость, обусловленную микротрещинами, а $i$ обозначает общую пористость, включая и более или менее открытые сферические пустоты. Пористость ($i - \eta_0$) не влияет на линейные упругие деформации породы под большим давлением. Диаграмма фиг. 4.38 отражает зави-

симости $\eta_0$ от $V/\overline{V}$, где $V$ — скорость распространения волн в породе, а $\overline{V}$ — предельная скорость в породе без трещин. Прямые на этой диаграмме описываются следующими уравнениями:

$$V_1 = \overline{V}_1(1 - 0{,}83 \cdot 10^3 \eta_0) \quad \text{для продольных волн,}$$

$$V_2 = \overline{V}_2(1 - 0{,}5 \cdot 10^3 \eta_0) \quad \text{для поперечных волн.}$$

Эти выражения оказались применимыми для восьми разновидностей гранита.

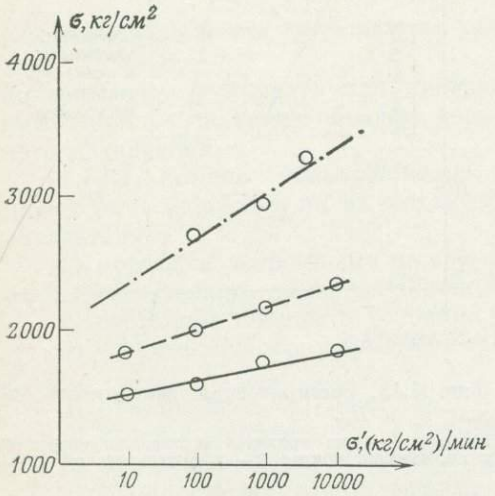



Фиг. 4.38. Связь отношения скоростей упругих волн $v/v'$ с пористостью $\eta_0$ (обусловленной микротрещинами) для восьми разновидностей гранита [321].

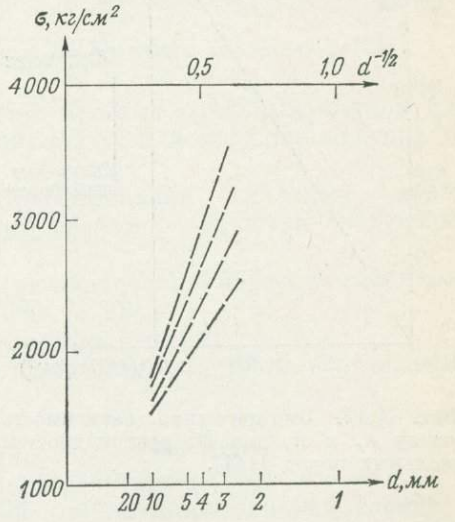
Прочность на сжатие (раздавливание) гранитов меняется от скорости приложения нагрузки, как это видно из графика фиг. 4.39:

$$\sigma = \sigma_0 + \sigma_1 \log \frac{\sigma'}{\sigma_0},$$

где $\sigma'$ — скорость нагружения, (кг/см²)/мин. Прочность зависит и от разме-




Фиг. 4.39. Зависимость прочности на сжатие (раздавливание) $\sigma$ для трех различных гранитов от времени приложения нагрузки $\sigma'$ [178].

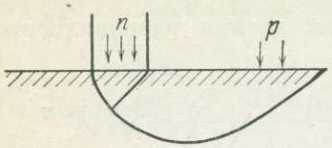



Фиг. 4.40. Прочность гранита на сжатие (раздавливание) в зависимости от наибольшего диаметра $d$ (мм) минеральных компонентов [178] для различных скоростей нагружения.

ров зерен породы (в мм) (фиг. 4.40). Кривые, выражающие эту связь, описываются уравнением вида

$$\sigma = \sigma_i + kd^{-1/2}.$$

Гсталдер и Марти [141] пытались установить корреляцию между прочностью на сжатие (раздавливание) при одноосной нагрузке и прочностью на скалывание, определенной методом продавливания (фиг. 4.41). Было подчеркнуто различие между точками, характеризующими предел упругих деформаций ($R_e$ или $n_e$) и начало разрушения ($R_c$ или $n_r$). Для очень прочных пород хрупкое разрушение наступает, когда $R_c = R_e$; для пластичных

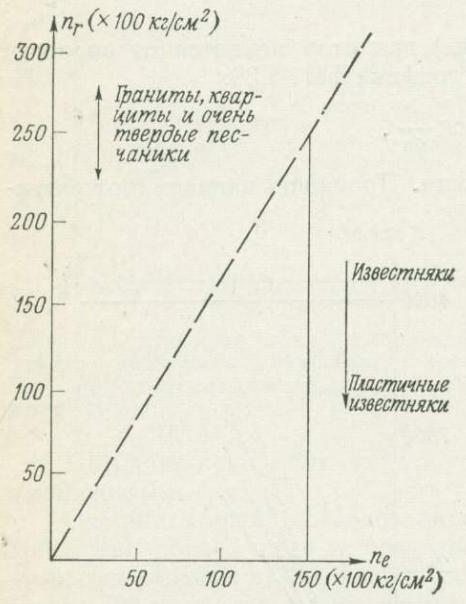



Фиг. 4.41. Испытания прочности на сдвиг методом продавливания (см. фиг. 4.42, 4.43).

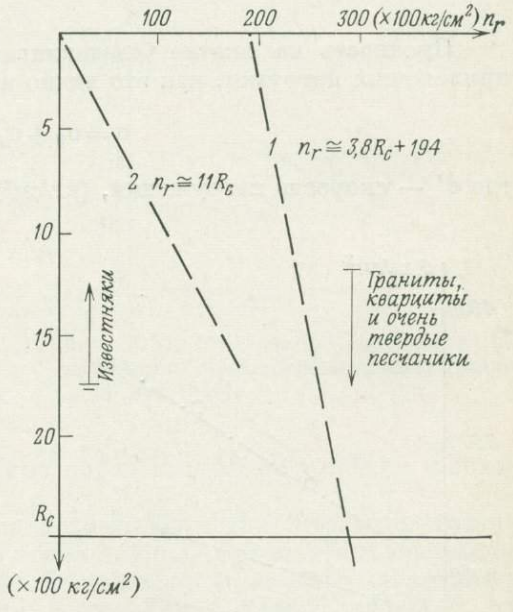
пород — когда $R_e < R_c$ и $n_e < n_r$. Найдена эмпирическая зависимость между $n_r$ и $n_e$ более чем для 30 различных типов пород (фиг. 4.42). Установлено, что

$$n_r \cong 1{,}67 n_e.$$

Корреляция между $R_c$ и $R_e$ характеризуется формой присущих ей кривых: для некоторых известняков она подобна прямой Кулона, а для других




Фиг. 4.42. Эмпирическая зависимость между $n_r$ и $n_e$ для 30 разновидностей скальных пород [141].



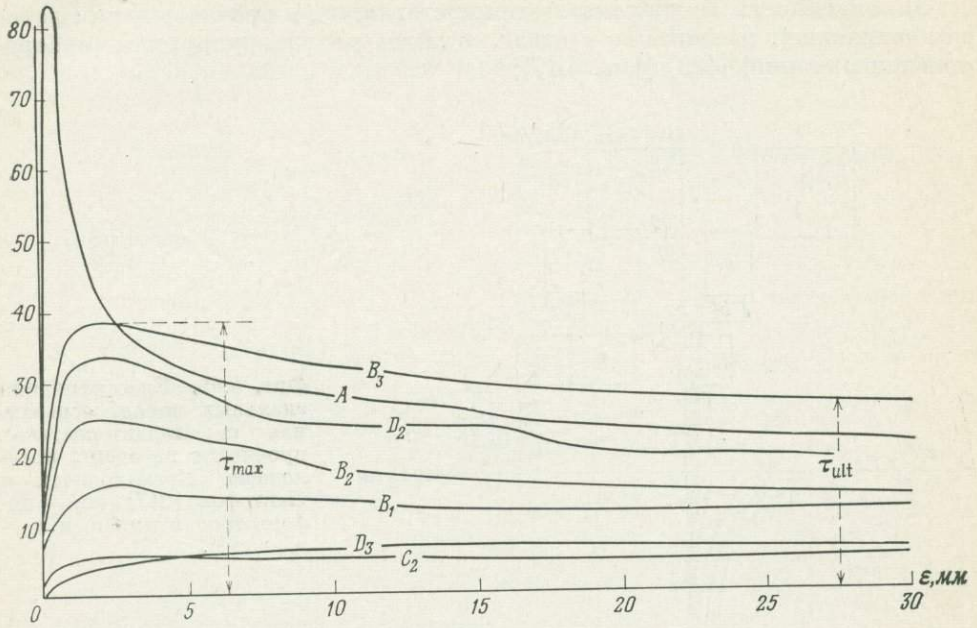

Фиг. 4.43. Эмпирическая зависимость между $n_r$ и $R_c$.

Кривая *1* — для гранитов и твердых кварцитов и песчаников; кривая *2* — для известняков [141].

твердых пород аппроксимируется параболой (гипотеза разрушения Торра). Это видно из диаграммы фиг. 4.43, на которой (в единицах измерения 100 кг/см²) $n_r = 3{,}8R_c + 194$ для твердых гранитов, кварцитов и очень твердых песчаников и $n_r = 11R_c$ для пластичных известняков.

Исследования, описанные в этом разделе, дали возможность уточнить ряд зависимостей между прочностью на сжатие (раздавливание), хрупким и пластическим разрушением, скалыванием, скоростями распространения упругих волн и микротрещиноватостью или особенностями кристаллического строения в соответствии с теорией Гриффитса.

4.12. **Классификация скальных пород.** Детальный анализ физических и механических свойств скальных пород и различных видов их разрушения может служить основой для классификации этих пород в инженерных целях. Однако составить единую классификацию, удовлетворяющую горняков, нефтяников и специалистов в различных отраслях строительства, практически невозможно. Свойства пород, которые необходимо знать при проектировании облицованных напорных туннелей, существенно отличаются от тех,




Фиг. 4.44. Зависимость сопротивления сдвигу $\tau$ от величины деформаций [247].

которые надо учитывать при производстве простых скальных выемок без крепления и т. д. Таким образом, возможны только классификации специального назначения.

*4.12.1. Единая классификация.* Классификация скальных пород может быть основана на их механических свойствах, включая следующие показатели:

1) предельная прочность на сжатие (раздавливание) образцов при одноосном нагружении, типы разрушения (фиг. 4.30);

2) состояние породы в условиях трехосного сжатия;

3) статический $E_{st}$ и динамический $E_d$ модули упругости и отношение $E_{st}/E_d$;

4) отношение $E/\sigma_{ult}$ (фиг. 2.3):

5) кривые напряжения — деформации, основные типы;

6) прочность на растяжение и хрупкое разрушение (фиг. 4.5, 4.7);

7) прочность на сдвиг, кривые зависимости сопротивления сдвигу $\tau$ от тангенциальных перемещений $\Delta s$ (фиг. 4.44), отношение $\tau_{max}/\tau_{ult}$ (остаточное).

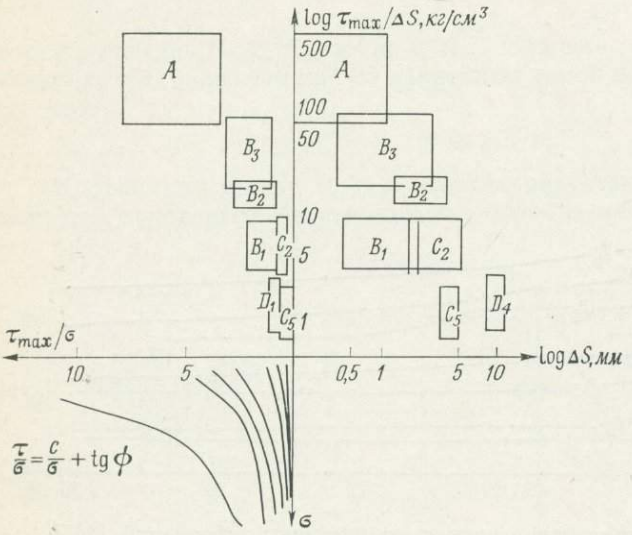
Наравне с отношением $\tau_{max}/\tau_{ult}$ большое значение имеет отношение $\tau_{max}/\Delta s_1$, где $\Delta s_1$ — деформация сдвига, необходимая для мобилизации максимального сопротивления срезу. Крсманович рекомендует строить графики следующих зависимостей: $\tau_{max}/\Delta s_1$ от $\Delta s_1$; $\tau_{max}/\Delta s_1$ от $\tau_{max}/\sigma$ и $\sigma$ от $\tau_{max}/\sigma$ (здесь $\sigma = (C/\sigma) + \operatorname{tg}\psi$), как это показано на фиг. 4.45. Совокупность таких графиков приводит к некоторой классификации.

*4.12.2. Классификация по показателю пустотности i.* Другая классификация, основанная на показателе пустотности $i$ и связанных с ним характеристиках, сводится к следующему:

1) зависимость между геологическим возрастом породы и показателем $i$. Оценка степени выветрелости породы путем сравнения теоретического и фактического значения $i$ (фиг. 2.1, 2.2);

2) связь деформации набухания $\varepsilon_d$ с показателем $i$. Испытание на длительное набухание;

3) зависимость между показателем пустотности $i$ и прочностью на сжатие (раздавливание), растяжение и сдвиг, а также модулем упругости (лабораторные испытания) [423] (фиг. 4.17);




Фиг. 4.45. Классификация скальных пород, основанная на характеристиках прочности на сдвиг; предложена Крсмановичем и Лангофом [247] ($\Delta s$ — деформация в мм, $\sigma$ и $\tau$ — в кг/см²).

4) связь показателя $i$ со скоростью распространения упругих волн (фиг. 4.2);

5) испытания на воздухо- и водопроницаемость. Коэффициент фильтрации $K$. Испытания на радиальную фильтрацию и зависимость последней от деформаций (фиг. 4.21). Коэффициент $S = K_{-1}/K_{50}$.

*4.12.3. Классификация, основанная на других исследованиях:*

1) рассеивание результатов испытаний на сжатие (раздавливание) и масштабный эффект (фиг. 4.25, 4.26):

2) диаграммы Берне и Хабиба связей $\sigma/M$ с $S = K_{-1}/K_{50}$ и $R_{10}/R_{60}$ с $S = K_{-1}/K_{60}$ (раздел 4.9);

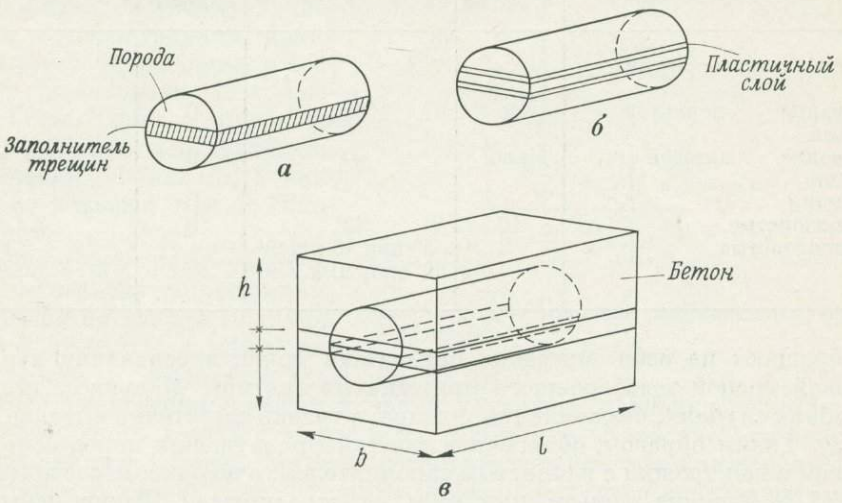
3) испытания для выявления трещин Гриффитса, их густоты и направления;

4) исследования ползучести породы.

Следует напомнить еще раз, что гнейсы Мальпассе, характеризующиеся исключительно высокими показателями $\sigma/M$, $R_{10}/R_{60}$ и $S$, интенсивными микротрещиноватостью, тонкой трещиноватостью и макротрещиноватостью, несмотря на большую прочность на сжатие (в образцах) оказались малопригодными как основание плотины. На диаграммах Хабиба и Берне (фиг. 4.25 и 4.26) эти породы резко выделяются своими свойствами, что подтверждает практическое значение предложенных классификаций. Если даже порода обладает высокими механическими характеристиками, как, например, прочностью на сжатие, это не исключает возможности ее разрушения от других причин. С помощью описанных выше классификаций эти недостатки могут быть выявлены.

Берне [28] придает большое значение оценке густоты микро- и макротрещин в дополнение к определениям прочности на сжатие. Изучение показателя пустотности $i$ следует увязывать с дисперсией показателей свойств пород, в том числе с их проницаемостью, а также с масштабным фактором. Надо дальше развивать методы испытаний, разработанные Польдингом, и связывать их с методами, предложенными Хабибом и Берне [144]. Все эти работы нацелены на исследование частоты и формы пустот, значительно ослабляющих породу.

**4.13. Заполнители трещин и тектонических зон.** *4.13.1. Лабораторные исследования.* Изучение сопротивления сдвигу заполнителя трещин и тектонических зон проводятся большей частью полевыми методами в штольнях,




Фиг. 4.46. Подготовка образца к испытаниям.

*а* — керн породы с заполнителем трещин; *б* — два слоя пластичного материала для сохранения влажности заполнителя; *в* — бетонные формы, приготовленные к опытам на срез.

траншеях или непосредственно на скальной поверхности. Стоимость таких работ большая. В связи с этим разработана методика лабораторных испытаний, которые можно проводить в большом количестве при меньших затратах.

Судя по работам, выполненным Хименес-Саласом и Уриелем [227], заполнитель трещин значительно меньше подвержен масштабному эффекту, чем вмещающая его скальная порода. Мощность заполнителя не имеет решающего значения. Прочность его на сдвиг может быть больше, чем у отполированных поверхностей скальной породы. Последние в виде зеркал скольжения образуются при значительных относительных смещениях по разрывным нарушениям. В подобных случаях образцы с такими поверхностями также подвергаются лабораторным исследованиям. Для этого керны выбуриваются из трещин или зон и заключаются в бетонные формы, в которых и испытываются на сдвиг.

В лаборатории Политехнического института в Париже применяются приборы, позволяющие проводить опыты с трещинами толщиной в несколько миллиметров с площадью скольжения около 40 см$^2$, максимум 60 см$^2$. В процессе испытания при $\tau_{max}$ сцепление по трещине может достигать нескольких кг/см$^2$, но после смещения по ней на несколько миллиметров сцепление исчезает, а угол трения уменьшается. В этой лаборатории ведутся испытания и более крупных разрывных нарушений с кернами диаметром 25—30 см длиной 50 см, заключенными в бетонные формы 60 × 40 см, высотой 46 см, с зазором в плоскости сдвига 6 см; площадь последней составляет около 1000—1500 см$^2$. Нормальные и сдвигающие усилия доводятся до 50 т. Силы

эти прикладываются с большой точностью и могут поддерживаться постоянными в течение времени, необходимого для изучения деформаций ползучести. Не менее тщательно ведутся замеры вертикальных, горизонтальных и наклонных перемещений верхней обоймы прибора. Нормальные напряжения на испытуемый образец доводятся до 700 кг/см². Некоторые результаты этих испытаний приведены в табл. 4.7.

Таблица 4.7

**Результаты исследования заполнителя трещин**

| Порода | $\tau_{max}$ | | $\tau_{ult}$ | |
|---|---|---|---|---|
| | $C$, кг/см² | $\phi$ | $C$, кг/см² | $\phi$ |
| Гнейсы Мальпассе, левый берег | | | | |
| Основание верховой грани | 5 | 60° | 0 | 45° |
| Основание низовой грани | Малое | 60° | 0 | 40° |
| Известняки | | | | |
| Тонкослоистые | 10 | 42° | 0 | 30° |
| Толстослоистые | 2 | 5° при 10 кг/см²<br>30° при 10 кг/см² | | 25° ÷ 33°3′<br>в среднем 29° |

Обращают на себя внимание показатели пород в основании верховой и низовой граней левобережного примыкания плотины Мальпассе. Сцепление в обоих случаях, без сомнения, низкое, а трение достаточно высокое, даже для $\tau_{ult}$. Таким образом, объяснение причины разрушения пород основания наличием в нем трещин с глинистым заполнителем, очевидно, несостоятельно.

*4.13.2. Влияние фильтрации воды на заполнитель.* Такие испытания трудно проводить in situ, но легко в лабораторных условиях, с кернами как сухими, так и увлажненными. Результаты получаются различными в зависимости от характера заполнителя. Фильтрация в гнейсах Мальпассе снижала свойства заполнителя, но еще большее влияние она оказывала на глинистый заполнитель разрывных нарушений в известняках. В этих породах угол трения по гладким трещинам с глинистыми примазками снижался на 10 ÷ 15°.

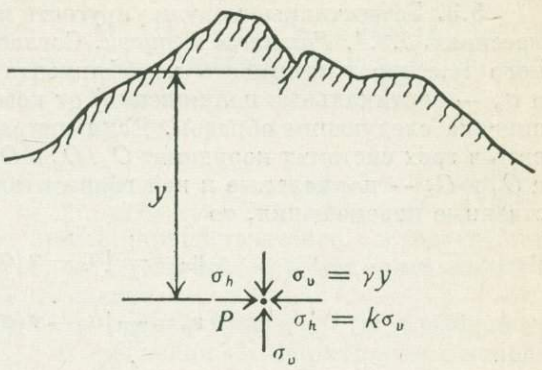
## 5. Естественные напряжения в скальных массивах

**5.1. Гипотеза Гейма.** При туннельных работах было обнаружено, что породы, в которых проходились подземные выработки, были в напряженном состоянии. Напряжения, существующие в нетронутых скальных породах до начала их разработки, называются естественными, а породы иногда носят название преднапряженных.

Наблюдая состояние скального массива в большом трансальпийском туннеле, швейцарский геолог Гейм [166] первым установил, что выработка находится под влиянием высоких напряжений в массиве, действующих на нее со всех сторон. Гейм предположил, что существует вертикальная составляющая напряжений $\sigma_v$, равная или пропорциональная весу вышележащих пород, и, вероятнее всего, равновеликая ей горизонтальная составляющая $\sigma_h$. В то время эта гипотеза, обсуждавшаяся в многочисленных печатных работах (1878—1912 гг.), казалась очень смелой, несмотря на то что аналогичная идея была ранее высказана немецким горным инженером Ржихой [402]. Гейм связывал эти напряжения с теми гигантскими силами, которые в мезозое и в третичное время вызвали горообразовательные процессы. Согласно этой теории, «остаточные» напряжения тесно связаны с геологи-

ческими явлениями; это подтверждается тем, что в некоторых региональных скальных массивах (например, в скандинавском гранитном) горизонтальные напряжения намного превышают вертикальные. Не чем иным, как геологическими факторами, объяснить это невозможно.

Терцаги связывал остаточные напряжения с упругими свойствами породы и считал, что если массив под собственным весом сжимается в вертикальном направлении, он должен расширяться в горизонтальном; эти деформации выражаются известным коэффициентом Пуассона $\nu$. Но на большой глубине боковому расширению препятствует окружающая среда. Поэтому в массиве в горизонтальном плане смещения не происходят, а возникают реактивные напряжения. Если Терцаги прав, то горизонтальная составляющая напряжений должна быть значительно меньшей, чем по гипотезе Гейма.




Фиг. 5.1. Всестороннее напряженное состояние в туннеле.

Существует третье объяснение естественным напряжениям, основанное на законе Паскаля, который сводится к тому, что в жидкости в состоянии статического равновесия в любой точке $p$ локальное давление равно произведению удельного веса жидкости $\gamma$ на глубину $y$. Давление это одинаково во всех направлениях. Математически эта закономерность объясняется отсутствием в жидкости в состоянии покоя каких-либо сдвигающих напряжений. Установлено, что в скальном массиве в статическом состоянии скалывающие напряжения стремятся прогрессивно к уменьшению за счет гидростатического перераспределения с равновесными вертикальными и горизонтальными составляющими.

Фиг. 5.2. Разгрузка напряжений вблизи поверхности скального массива.

Поскольку ни одно из приведенных объяснений не является исчерпывающим, проблема эта требует дальнейшей разработки.

**5.2. Разгрузка напряжений вблизи поверхности скальных массивов.** К каждой точке внутри скального массива на больших глубинах приложены три главных напряжения. Вблизи поверхности высоких крутых склонов одно из этих напряжений — нормальное к дневной поверхности — отсутствует. Переход от трехмерного к двумерному распределению напряжений сопровождается образованием в массиве трещин и разрывов, параллельных склону. Это явление наблюдалось геологами, и оно редко когда распространяется на глубину более 15 м. Развитию трещин разгрузки способствуют

климатические условия (температурные перепады на поверхности массива). В некоторых случаях происходит отслаивание породы [242]. Явления эти, главным образом в гранитах, хорошо изучены специалистами Венского университета. Подобные, параллельные склону трещины имелись на участке плотины Вайонт, в связи с чем потребовалось специальное крепление откосов преднапряженными тросовыми анкерами и цементацией.

При выборе площадок для строительства плотин инженеры-геологи должны с большим вниманием относиться к таким явлениям.

**5.3. Эффективные модули упругости и коэффициент Пуассона в скальных массивах.** *5.3.1. Гипотеза Терцаги.* Согласно Терцаги [459], в глубине скального массива зависимость коэффициента $k = \sigma_h/\sigma_v$ ($\sigma_h$ — горизонтальные и $\sigma_v$ — вертикальные напряжения) от коэффициента Пуассона $\nu$ может быть описана следующим образом. Если напряжения и перемещения рассматривать в трех системах координат $O_x$, $O_y$ и $O_z$, из которых $O_x$ — вертикальная, а $O_y$ и $O_z$ — нормальные к ней горизонтальные оси, а $\varepsilon_x$, $\varepsilon_y$ и $\varepsilon_z$ — соответственные перемещения, то

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

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E}[\sigma_y - \nu(\sigma_z + \sigma_x)],$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E}[\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)],$$

где $E$ — модуль упругости; $\nu$ — коэффициент Пуассона породы. Принимая симметричность напряжений в горизонтальной плоскости $\sigma_y = \sigma_z$ и отсутствие перемещений в горизонтальном направлении, имеем

$$\varepsilon_y = \varepsilon_z = 0, \quad 0 = \sigma_y - \nu\sigma_y - \nu\sigma_x,$$

или

$$\sigma_y = \sigma_z = \frac{\nu}{1-\nu}\sigma_x, \quad k = \frac{\nu}{1-\nu}.$$

При $\nu = 0{,}2 \div 0{,}33$ получаем $\sigma_y = \sigma_z = \sigma_x/4 \div \sigma_x/2$, или $k$, равное $0{,}25 \div 0{,}50$ с наиболее вероятным значением 0,3.

В случае двумерного напряженного состояния ($\sigma_y = 0$)

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E}(\sigma_x - \nu\sigma_x), \quad \varepsilon_z = 0 = \frac{1}{E}(\sigma_z - \nu\sigma_x).$$

При $\sigma_z = \nu\sigma_x$ и $k = \nu$ имеем

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E}\sigma_x(1-\nu^2), \quad E = \frac{\sigma}{\varepsilon_x}(1-\nu^2).$$

Значение $k = \nu/1 - \nu$ при обычно принимаемых для скальной породы величинах $\nu$, равных $0{,}3 \div 0{,}25$ или 0,2, не соответствует фактическим наблюдениям, проведенным в глубоких штольнях. Большая часть данных, полученных в разных странах, подтверждает гипотезу Гейма, так как $\sigma_z = \sigma_y = \sigma_x$ и $k = 1$. По формуле Терцаги $k$, равное единице, соответствует $\nu = 0{,}5$, что не подтверждается фактическими наблюдениями и представляет собой так называемый парадокс Гейма.

*5.3.2. Коэффициент Пуассона.* Из-за наличия в скальном массиве трещин и других нарушений сплошности эффективный модуль $E_{eff}$ массива не равнозначен модулю $E$ скальной породы. Это положение относится и к коэффициенту Пуассона [211].

Согласно Вальдорфу и др. [479], скальный массив можно рассматривать как систему параллелепипедальных блоков, образованных одной горизонтальной и двумя взаимопересекающимися вертикальными семействами трещин.

Если суммарную деформацию $\delta_1$ в вертикальном направлении «1» принять равной $\delta_1 = \delta_{e_1} + \delta_{p_1}$, а перемещение $\delta_{e_1}$, связанное с упругостью породы, равным $\delta_{e_1} = \sigma_1 d_1/E$ ($E$ — модуль упругости породы; $d_1$ — толщина рассматриваемого массива; $\sigma_1$ — вертикальное напряжение; $\nu$ — коэффициент Пуассона), то $\delta_{e_1}$ представляет собой упругую деформацию некоего объема породы, а $\delta_{p_1}$ — пластическую деформацию (сжатие) трещин:

$$\delta_{p_1} = \frac{c_1 d_1^2 \sigma_1}{E},$$

где $c_1$ — коэффициент, зависящий от $\nu$. По Вальдорфу эффективный модуль $E_{\text{eff}}$ скального массива in situ может быть выражен следующим образом:

$$\frac{E_{\text{eff}}}{E} = \frac{\delta_{e_1}}{\delta_{e_1} + \delta_{p_1}}, \quad \frac{\delta_{p_1}}{\delta_1} = \frac{E - E_{\text{eff}}}{E}.$$

Эти два уравнения связывают модули $E_{\text{eff}}$ и $E$ с деформациями: $\delta_{e_1}$ — собственно породы, зависящими от упругих свойств последней, и $\delta_{p_1}$ — трещин в массиве, зависящими от степени трещиноватости последнего. Это положение справедливо в том случае, если величина $d_1$ имеет такой же порядок, как и размеры загруженной площади.

Аналогичное суждение может быть распространено и на коэффициент Пуассона $\nu_{\text{eff}}$ [211]. Деформация $\delta_3$ в направлении «3», нормальном к направлению «1», равна

$$\delta_3 = \delta_{e_3} + \delta_{p_3} = \frac{\sigma_3 d_3}{E} + \frac{c_3 d_3^2 \sigma_3}{E},$$

где $E$ — модуль упругости породы; $\sigma_3$ — горизонтальные напряжения, $d_3$ — расстояние и $c_3$ — коэффициент. При условии что совокупность перемещений $\varepsilon_3 = 0$, физический коэффициент Пуассона $\nu$ скальной породы должен быть заменен эффективным $\nu_{\text{eff}}$ массива:

$$\nu_{\text{eff}} = \nu \frac{\delta_{e_3} + \delta_{p_3}}{\delta_{e_3}}.$$

С другой стороны, если $\varepsilon = 0$ и $\sigma_2 = \sigma_3$, то

$$\sigma_3 - \nu_{\text{eff}} \sigma_1 - \nu_{\text{eff}} \sigma_3 = 0, \quad \text{или} \quad \nu_{\text{eff}} = \frac{\sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} > \nu,$$

откуда видно, что $k = \sigma_3/\sigma_1$ зависит от $\nu_{\text{eff}}$ и соответственно от $\delta_{e_3}/\delta_{p_3}$, а $E/E_{\text{eff}}$ и $\nu/\nu_{\text{eff}}$ зависят от густоты трещин в направлениях, нормальных к направлениям «1» и «3».

Предположив для простоты, что

$$\frac{\delta_{p_3}}{\delta_{e_3}} \cong \frac{\delta_{p_1}}{\delta_{e_1}},$$

получаем

$$\frac{E_{\text{eff}}}{E} = \frac{\nu}{\nu_{\text{eff}}} = \nu \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{\sigma_3}.$$

В случае если основные положения Гейма правильны и $\sigma_1 = \sigma_v = \sigma_h = \sigma_3$ (как это обычно наблюдается на больших глубинах), то $E_{\text{eff}} = 2\nu E$.

При $\nu = 0{,}25$ эффективный модуль $E_{\text{eff}} = E/2$, что соответствует фактическим наблюдениям Вальдорфа. Таким же образом $\nu_{\text{eff}} = 0{,}5$, как это следует из гипотезы Гейма, при $\sigma_v = \sigma_h$ и $\varepsilon_h = \varepsilon_3 = 0$.

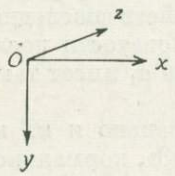
Значения $E$, $E_{\text{eff}}$, $d_1$, $d_3$, $\sigma_1$, $\sigma_3$, $\nu_1$, $\delta_{e_1}$, $\delta_{e_3}$ могут быть замерены в натуре или определены вычислением.

**5.4. Деформации и напряжения в подземных выработках. Теория.** В книгах по строительной механике дается решение классической задачи о напряженном состоянии стальной плиты с круглым отверстием, рассматри-

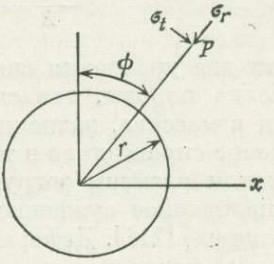
вающее плиту как равномерно нагруженную в поле растягивающих напряжений σ. Напряжения вокруг отверстия вычисляются с применением функции Эйри.

Это решение может быть приспособлено для определения напряженного состояния подземной выработки круглого сечения, пройденной в скальной породе. Под действием собственного веса в скальном массиве возникает поле вертикальных потенциалов равномерно распределенных сжимающих напряжений. При наличии горизонтальной составляющей сил оба потенциальных поля суммируются.

Эта проблема механики скальных пород была впервые решена Шмидтом [405, 406]; несколько позднее аналогичное решение опубликовал чилийский




Фиг. 5.3. Функция Эйри с двумя переменными.




Фиг. 5.4. Напряжение вокруг круглой выработки.

геолог Феннер [111]. Более подробно задача исследовалась Терцаги и Рихартом [459], которые рассматривали различные соотношения горизонтальных и вертикальных напряжений в массиве и различные формы подземных выработок: круглые или эллиптические галереи, сферические выемки и т. д. Горные инженеры распространили эти исследования на рудничные выработки прямоугольного сечения.

При применении функции Эйри $F$ с двумя переменными $(x,\ y)$ удовлетворяется основное условие задачи:

$$\frac{\partial^4 F(x,\ y)}{\partial x^4}+\frac{2\partial^4 F(x,\ y)}{\partial x^2\,\partial y^2}+\frac{\partial^4 F(x,\ y)}{\partial y^4}=0$$

и дополнительно ее граничные условия. Напряжения $\sigma_x$, $\sigma_y$ и $\sigma_{xy}$ в направлениях $(x,\ y)$ на глубине $y$ рассматриваются как функции $x$ и $y$ (фиг. 5.3):

$$\sigma_x=\frac{\partial^2 F}{\partial y^2},\quad \sigma_y=\frac{\partial^2 F}{\partial x^2}-\gamma y \quad \text{и} \quad \tau_{xy}=-\frac{\partial^2 F}{\partial x\,\partial y}.$$

В этих уравнениях поле внешних сил принимается как вертикальная составляющая веса породы в направлении $y$, чем обусловлено введение члена $\gamma y$, в котором $\gamma$ — объемный вес породы.

В случае задачи с осевой симметрией, как в круглом отверстии стальной плиты или в подземной галерее круглого сечения, переменными являются $r/x$ и угол $\phi$ (фиг. 5.4) ($x$ берется в радиальном направлении); напряжения в любой точке внутри скального массива обозначаются следующим образом: радиальное $\sigma_r$, по окружности $\sigma_t$ и сдвига (скола) в направлении, параллельном оси галереи, $-\tau_{rt}$.

Рассматривая поле внешних сил как потенциальное поле вертикальных равномерно распределенных нагрузок $p$ при отсутствии горизонтальных сил, можно путем более детальных расчетов [459] прийти к выводу, что

$$\sigma_r=\frac{p}{2}\left(1-\frac{r^2}{x^2}\right)+\frac{p}{2}\left(1+\frac{3r^4}{x^4}-\frac{4r^2}{x^2}\right)\cos 2\phi,$$

$$\sigma_t=\frac{p}{2}\left(1+\frac{r^2}{x^2}\right)-\frac{p}{2}\left(1+\frac{3r^4}{x^4}\right)\cos 2\phi,$$

$$\tau_{rt}=\frac{p}{2}\left(1-\frac{3r^4}{x^4}+\frac{2r^2}{x^2}\right)\sin 2\phi,$$

где $r$ — радиус галереи круглого сечения и $x$ — расстояние от центра $O$ галереи до точки $P$ в скальном массиве ($x > r$). Угол $\phi$ откладывается от вертикальной оси вниз (фиг. 5.4). Граничными условиями являются: $x = r$, $\sigma_r = 0$ и $\tau = 0$ — вдоль галереи; $x = \infty$; $\sigma_r = p$ — в вертикальном направлении ($\phi = 0$); $x = \infty$, $\sigma_r = 0$ — в горизонтальном направлении ($\phi = 90°$). Таким образом, вдоль вертикальной оси для $\phi = 0$ и $\cos 2\phi = 1$ имеем

$$\sigma_r = \frac{p}{2}\left(2 - \frac{5r^2}{x^2} + \frac{3r^4}{x^4}\right),$$

что соответствует, как уже указывалось,

$$x = r, \quad \sigma_r = 0 \quad \text{и} \quad x = \infty \quad \text{и} \quad \sigma_r = p.$$

Вдоль горизонтальной оси для $\phi = 90°$ и $\cos 2\phi = -1$

$$\sigma_r = \frac{3p}{2}\frac{r^2}{x^2}\left(1 - \frac{r^2}{x^2}\right)$$

для $x = r$, $\sigma_r = 0$ и $x = \infty$, $\sigma_r = 0$.

Тангенциальные или круговые напряжения $\sigma_t$ равны

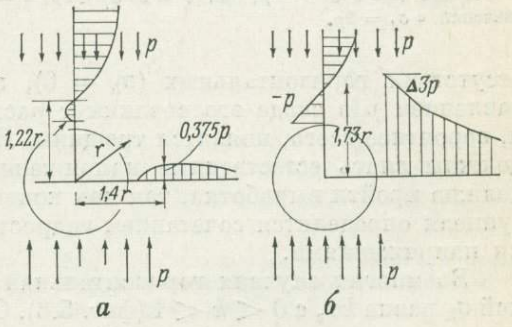
$$\text{для} \quad \phi = 0 \quad \sigma_t = \frac{p}{2}\left(\frac{r^2}{x^2} - \frac{3r^4}{x^4}\right),$$

$$\text{для} \quad x = r \quad \sigma_t = \frac{p}{2}(1 - 3) = -p,$$

$$\text{для} \quad \phi = 90° \quad \sigma_t = \frac{p}{2}\left(2 + \frac{r^2}{x^2} + \frac{3r^4}{x^4}\right),$$

что соответствует $x = r$ и $\sigma_t = 3p$.

Значения $\sigma_r$ и $\sigma_t$ меняются в зависимости от $x$ (фиг. 5.5). Круговые напряжения $\sigma_t$ в горизонтальном направлении меняются от $\sigma_t = 3p$ сразу же у поверхности туннеля до $\sigma_t = p$ на большом расстоянии от последней; на расстоянии $x = 2r$ $\sigma_t$ равно $1{,}22p$. Высокие круговые напряжения для $x = r$ могут привести к перенапряжению стенок туннеля и к последующему разрушению породы.




Фиг. 5.5. а) Диаграмма радиальных напряжений $\sigma_r$, б) диаграмма круговых напряжений $\sigma_t$.

Напряжения по вертикальному диаметру более критические. Растягивающие напряжения $\sigma_t = -p$ по окружности располагаются вблизи поверхности туннеля и остаются отрицательными до точки $1 - 3r^2/x^2 = 0$ или $x = r\sqrt{3} = 1{,}73r$, после чего становятся положительными. По горизонтальному диаметру радиальные напряжения $\sigma_r$ равны 0 вдоль стенок туннеля и увеличиваются до максимума $\sigma_r = 0{,}375p$ для $x = r\sqrt{2}$, а затем уменьшаются. Радиальные напряжения $\sigma_r$ начинаются с нуля, приобретают отрицательное значение и в точке $x = 1{,}22r$ вновь приходят к нулю. Отрицательные значения невелики, например для $x = 1{,}1$, $\sigma_r = -0{,}04p$. Отрицательные напряжения в своде туннеля опасны, так как прочность на растяжение массива может быть снижена взрывными работами.

Решение, вытекающее из гипотезы Гейма о равенстве горизонтальных $\sigma_h$ и вертикальных $\sigma_v$ остаточных напряжений ($\sigma_h = \sigma_v = p$), может быть получено, как и раньше, путем наложения двух уравнений, но под прямым

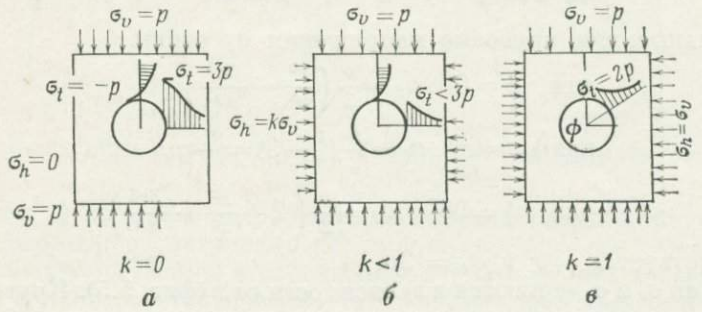
углом. В связи с симметричностью условия ($\sigma_h = \sigma_v$) $\sigma_r$ и $\sigma_t$ не зависят больше от угла $\phi$ и при любом его значении

$$\sigma_r = p\left(1 - \frac{r^2}{x^2}\right), \quad \sigma_r = 0 \quad \text{для} \quad x = r,$$

$$\sigma_t = p\left(1 + \frac{r^2}{x^2}\right), \quad \sigma_t = 2p \quad \text{для} \quad x = r.$$

Вокруг туннельной выломки образуется цилиндрическая область равномерно напряженных пород с максимальными круговыми напряжениями, равными $\sigma_t = 2p$.

Если необлицованный туннель заполнить водой под давлением $p$, равным весу вышележащей толщи пород, в массиве вокруг него возникнут равномерно распределенные напряжения $p$, уравновешивающие естественные, поскольку $\sigma_v = \sigma_h$. В случае проходки туннеля без облицовки в скальном массиве, расположенном в поле только вертикальных сил ($\sigma_v = p$) при




Фиг. 5.6.

*а* — $\sigma_v = p$, $\sigma_h = 0$, $k = 0$; для $\phi = 0$, $\sigma_t = -p$; для $\phi = 90°$ $\sigma_t = 3p$; *б* — $\sigma_v = p$, $\sigma_h = k\sigma_v$, $k < 1$; для $\phi = 0$ $\sigma_t > -p$; для $\phi = 90°\sigma_t < 3p$; *в* — $\sigma_v = p$, $\sigma_h = k\sigma_v$, $k = 1$; для любых других значений $\phi\,\sigma_t = 2p$.

отсутствии горизонтальных ($\sigma_h = 0$), а затем наполнения его водой под давлением $p$ в своде его возникнут растягивающие напряжения $\sigma_t = -2p$ и, вероятнее всего, появятся трещины. Инженеры, проектирующие туннели, должны знать естественные напряжения в скальном массиве, в котором должна пройти выработка, так как конечное напряженное состояние вокруг туннеля определится сочетанием гидростатического давления с естественными напряжениями.

Во многих случаях горизонтальная слагающая естественных напряжений $\sigma_h$ равна $k\sigma_v$ с $0 < k < 1$ (фиг. 5.6). Составлены и опубликованы таблицы и диаграммы, характеризующие значение $k$ [459].

Теории, приведенные в этой главе, могут быть использованы для оценки диаметральной деформации подземной выработки под воздействием радиальных напряжений.

Согласно Мерриллу и Петерсону, плоское напряженно-деформированное состояние вокруг выработки можно определять методом радиальных деформаций круглого отверстия в «идеальной» породе». При одноосном нагружении плоские напряжения

$$u = \frac{d\sigma_x}{E}(1 + 2\cos 2\theta);$$

при одноосном нагружении плоские деформации

$$u = \frac{d\sigma_x}{E}(1 - \nu^2)(1 + 2\cos 2\theta);$$

при двухосном нагружении плоские напряжения

$$u = \frac{d}{E}[\sigma_x + \sigma_y) + 2(\sigma_x - \sigma_y)\cos 2\theta];$$

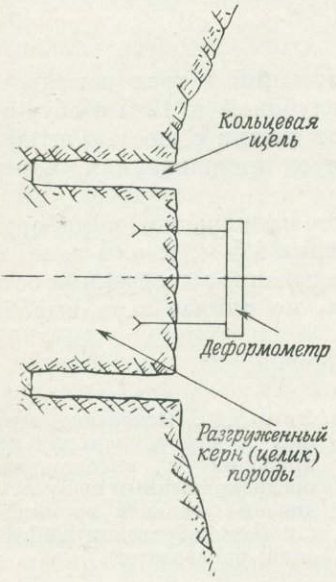
при двухосном нагружении плоские деформации

$$u = d\left(\frac{1-\nu^2}{E}\right)[(\sigma_x + \sigma_y) + 2(\sigma_x - \sigma_y)\cos 2\theta];$$

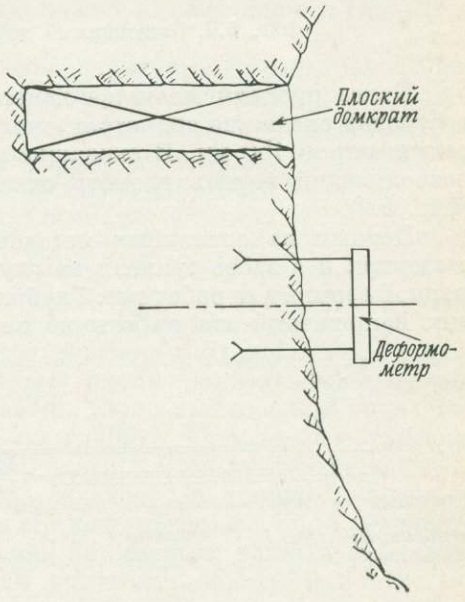
где $u$ — радиальные перемещения; $d$ — диаметр отверстия; $\sigma_x$ и $\sigma_y$ — напряжения во взаимно перпендикулярном направлении, $\theta$ — угол, отсчитываемый по часовой стрелке от $\sigma_x$, и $\nu$ — коэффициент Пуассона. Таким образом, когда $u_1$, $u_2$, $u_3$ равны деформациям выработки под углами 60°,

$$\sigma_x + \sigma_y = \frac{E}{3d}(u_1 + u_2 + u_3).$$

**5.5. Методы измерения естественных напряжений in situ; измерения вокруг подземной выработки.** *5.5.1. Измерение естественных напряжений.* Обычный способ определения естественных напряжений в скальном массиве




Фиг. 5.7. Измерение остаточных напряжений методом разгрузки.

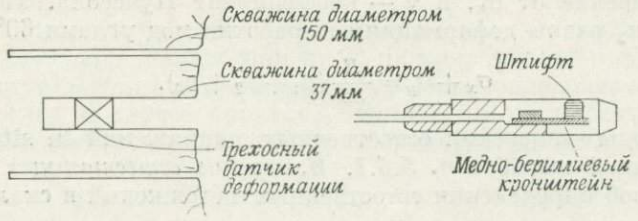



Фиг. 5.8. Измерение остаточных напряжений с помощью плоского домкрата (типа Фрейсине).

заключается в заделке в него деформометра (фиг. 5.7), взятии начального отсчета и осторожного обуривания породы, заключающей прибор. Отделенный таким образом керн разгружается, в нем развиваются упругие деформации, регистрируемые прибором. Затем керн извлекают и определяют модуль упругости породы в лабораторных условиях. С целью изучения деформаций в главных направлениях $\varepsilon_1$ и $\varepsilon_2$ закладывается розетка из трех приборов. Обычно ставят еще один деформометр для регистрации температурных деформаций.

Для перехода от деформаций к напряжениям необходимо задаться модулем упругости породы или измерить его величину. В расчет принимается среднее значение модуля, одинаковое во всех направлениях. Другой способ позволяет непосредственно определять величину остаточных напряжений (фиг. 5.8). Для этого деформометр заделывают в скальный массив в стенке

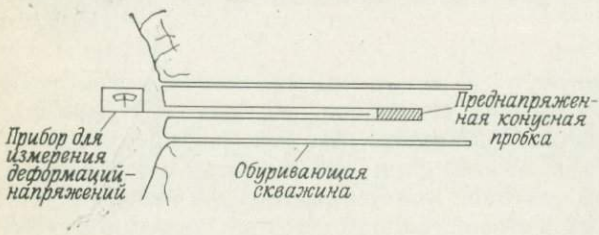
туннеля и берут первый — нулевой отсчет. Рядом в стенке делают щель, разгружающую массив вблизи деформометра. В щель вставляют плоский домкрат Фрейсине, с помощью которого на породу передается давление $p$, приводящее деформации, возникшие от разгрузки, вновь к нулю. Давление $p$ соответствует остаточным напряжениям в массиве в направлении, нормальном к плоскости домкрата. Для получения трех главных напряжений $\sigma_1$, $\sigma_2$ и $\sigma_3$ устраивается розетка из трех приборов и трех щелей с домкратами. Метод этот был разработан в 1947 г. Бюро исследований США. Примерно в это же время проф. Оберти (ISMES) начал применять его в Европе.




Фиг. 5.9. Скважинный деформометр [348].

Более простым является измерение деформаций в трех направлениях в буровой скважине диаметром около 36 мм, глубиной до 12 м и обуривание ее диаметром 150 мм. В скважине закрепляют датчик с шестью штифтами, позволяющий мерить диаметр скважины в трех направлениях, через 60° (фиг. 5.9).

Первым из описанных методов замеряют напряжения и деформации в стенках и в забое туннеля на глубину порядка 1,5 м, т. е. в зоне, нарушенной взрывными работами. Глубже на распределение естественных остаточных напряжений эти работы не сказываются, но влияет сама выработка.




Фиг. 5.10. Измерение напряжений in situ в скальном массиве прибором с высокомодульным преднапряженным конусом (Объединение угольной промышленности Великобритании и Шеффилдский университет).

С целью более подробного освещения этого вопроса был проведен ряд модельных исследований. По мнению Терцаги, под влиянием взрывных работ вокруг туннеля на глубину нескольких футов возникает очень сложное напряженное состояние, беспорядочно меняющееся на коротком расстоянии.

Конкурирующим является метод измерений на забое буровой скважины. Он был применен по обе стороны Атлантики, главным образом горными инженерами, заинтересованными в определении не столько действительных напряжений, сколько мельчайших изменений деформаций и напряжений, могущих повлиять на устойчивость скальных пород; этот метод пригоден и для непосредственного измерения естественных напряжений.

Другой способ, разработанный для угольной промышленности Великобритании (фиг. 5.10), основан на применении высокомодульной латунной пробки с заделанным в ней электрическим тензометром. Преднапряженную конусную пробку устанавливают на эпоксидном цементе в буровой скважине на нужной глубине. Затем скважину обуривают. Происходящие при этом изменения сопротивления тензометра регистрируются мостиком сопротивле-

ния с большой точностью. Измерения повторяют трижды в разных направлениях, под углом (в плоскости измерения) 45 или 60° друг к другу.

Хаст [159] проходил буровые скважины глубиной до 20 м, диаметром 26 мм, постепенно углубляя их на 50—100 см. После каждого углубления в скважине устанавливалось измерительное устройство, включающее датчик давления (динамометр) высотой 10 мм, диаметром 6 мм, с конусом. Скважины обуривались диаметром 87 мм. Измерения проводили в трех направлениях под углом 60°.

Группа исследователей Шеффилдского университета, Великобритания [389], устанавливала в скважине цилиндр из стекла с двойным лучепреломлением. Цилиндр был предварительно напряжен домкратами в двух диаметрально противоположных точках. Величина напряжения задавалась в прямой зависимости от системы интерференционных полос, появлявшихся в цилиндре при рассматривании его в поляризованном свете и менявшихся, когда окружающая порода разгружалась посредством обуривания. Чувствительность измерительного прибора зависела от длины пробки и упругих свойств скального массива. Отсчеты делались троекратно в разных направлениях и фиксировали изменения в диаметре скважин до 0,00025 мм. Этот метод применялся и для исследований деформаций непосредственно на поверхности скального массива.

Аналогичный способ был разработан американскими горными инженерами, главным образом для наблюдения за изменением напряженного состояния породных массивов. Согласно Терцаги, необходимое условие для достоверных определений напряжений в скальных массивах — их умеренная анизотропия и расстояние между трещинами более нескольких футов.

*5.5.2. Напряжения в скальных массивах в естественных условиях.* Для измерения in situ напряженного состояния скального массива на некоторой глубине вокруг туннеля в Горном бюро США применяют метод, сущность которого заключается в следующем. В стенке туннеля на глубину 6 м бурят скважину (EX) диаметром 37 мм, в которую вставляют измерительный прибор размером, немного меньшим диаметра скважины. Породы вокруг прибора испытывают напряжения, вызванные весом вышележащей толщи и связанные с геологическим прошлым района. Скважина соосно обуривается алмазной коронкой диаметром 150 мм на глубину чуть дальше прибора с целью снять вокруг него естественные напряжения. Регистрируют происшедшее вследствие этого изменение диаметра скважины и прибор продвигают глубже ступенями по 15 см, поворачивая его каждый раз на 45°, а скважину последовательно обуривают [1]. На основании полученных данных и результатов лабораторных определений модуля упругости породы в плоскости, перпендикулярной оси скважины, в двумерном изображении строят поле естественных напряжений массива.

Затем в скважину вновь вставляют датчик и замеряют деформации от давления, приложенного к ней с внешней стороны. Модуль упругости вычисляют по формуле толстостенной трубы.

*5.5.3. Некоторые результаты исследований естественных напряжений и деформаций вокруг подземных выработок.* Судя по опубликованным данным, главным образом бюро исследований США, результаты исследований остаточных напряжений получаются очень различными. Во многих случаях в первом приближении подтверждается предположение Гейма ($k = 1$). В некоторых случаях оказалось, что $k > 1$ (выемка для уравнительного резервуара в Португалии). В Швеции наблюдаются большие напряжения в горизонтальном направлении с $k = 3$ [160].

Дополнительно к непосредственным измерениям напряжений вокруг некоторых туннелей систематически изучались деформации. В частности,

[1] На соответствующую глубину.— *Прим. перев.*

такие работы были проведены в гранитах в туннеле Стрейт-Крик [157, 211]. Деформации наблюдались в своде туннеля с помощью скважин, пробуренных в радиальном направлении под разными углами.

Представляется, что небольшие растягивающие напряжения имеются повсеместно вблизи свода выработки. Примечательно, что в ряде случаев радиальные перемещения указывали на наличие радиальных растягивающих напряжений точки $x_1 = 1{,}22\ r$, которая теоретически рассматривается как предел распространения этих напряжений, даже в крайнем случае, когда $k = 0$. Фактически упомянутые напряжения наблюдались на глубине $x_1 = 1{,}8\ r$. Чем интенсивнее трещиноватость, тем выше отношение $x_1/r$.

Развитие теоретических предпосылок затруднено из-за недостатка исходных данных, но очевидно, что в трещиноватых скальных породах растягивающие напряжения распространяются дальше, чем это предполагается, и тем больше, чем слабее порода. Под действием умеренных растягивающих напряжений порода приобретает совсем иное состояние, чем под влиянием умеренных сжимающих, объяснение чему может быть найдено в теории разрушения Гриффитса.

*5.5.4. Специальная аппаратура.* Тенденция к применению легких типов крепления в туннелях и галереях делает необходимым более точное познание фактического развития деформаций и напряжений в скальных массивах и соответствующее усовершенствование способов регистрации в них малейших подвижек.

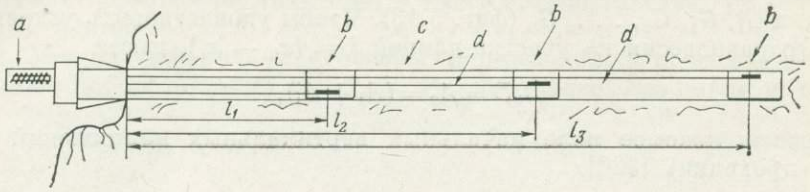
Имеющиеся приборы позволяют судить, насколько за последнее время развилось стремление к переходу от наблюдений непосредственно на скальной поверхности или близ нее к исследованиям на значительно больших глубинах с помощью буровых скважин. Ниже описывается несколько типов таких приборов.

1. Стержневой скважинный экстензометр представляет собой стержень, нижним концом закрепленный на забое скважины и помещенный в предохранительную трубу или в полый штанговый анкер. Труба, если она закреплена в скважине на цементе, или анкер служит также репером, от которого ведется отсчет деформаций. Изменение расстояния между верхними концами стержня и трубы (анкера) регистрируется мессурой или иным прибором. Установка такого экстензометра в скважину глубиной более одного диаметра туннеля весьма затруднительна, что делает прибор малопригодным, поскольку мощность зоны влияния туннельной выломки обычно больше двух диаметров последней. В этом случае перемещаются и стержень и труба (анкер) и относительные отсчеты между ними не показательны.

2. Проволочный скважинный экстензометр двух типов: с натяжением проволоки с помощью груза или посредством пружины. Этим прибором можно мерить деформации в одной или в нескольких точках в одной скважине, что дает возможность получить при изучении одной скважины значительно большее количество данных (фиг. 5.11). В пружинном типе прибора инварная проволока (или проволоки) нижним концом закрепляется в скважине на заданной глубине, а верхним присоединяется к натяжному устройству на патрубке, вставленном в устье скважины. Оголовок прибора помещается в водонепроницаемый кожух. Этот экстензометр более пригоден для длительных наблюдений.

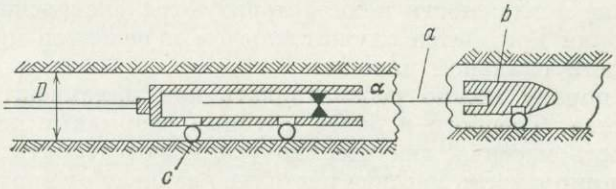
Четырехточечный экстензометр состоит из трех проволок, закрепленных на разных глубинах и выведенных в один оголовок. Закрепление нижних концов проволок на цементе производится с помощью пневматических тампонов. Проволоки располагаются в предохранительных трубках, зазор между трубками и стенками скважины заливается цементным раствором. Точность отсчетов $\pm 0{,}25$ мм, а амплитуда $\pm 10$ мм или в отдельных случаях $\pm 25$ мм. Существуют восьмиточечные дистанционные экстензометры.

Такого рода наблюдения, проводимые последовательно, по мере продвижения забоя туннеля, дают хороший исходный материал для определения градиента деформации скального массива и выделения в нем зон различного состояния: стабильных, уплотненных или ослабленных, испытывающих сжатие или растяжение. Хорошо фиксируются активные разрывные нарушения, пересекаемые буровой скважиной.




Фиг. 5.11. Схема трехточечного скважинного экстензометра (Терраметрикс).

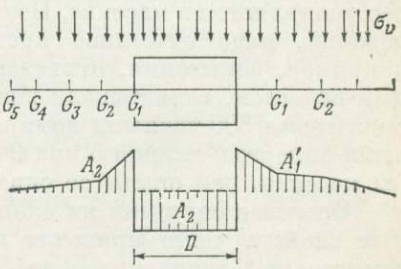
3. Скважинный дефлектометр конструкции «Терраметрикс» (фиг. 5.12), позволяющий замерять поперечные (нормальные оси) деформации на заданных глубинах. Прибор в пластиковой предохранительной трубе устанавливается в скважине диаметром 125 мм. Он состоит из двух




Фиг. 5.12. Скважинный дефлектометр (Терраметрикс).

*а* — рычаг отклонения; *б* — головка рычага отклонения; *в* — шариковое направляющее устройство. *D* — скважина диаметром 100 мм или больше; $\alpha$ — угол отклонения.

гибко сочлененных частей: направляющего корпуса и рычага отклонения с шарнирным соединением между ними, позволяющим рычагу менять свое положение при передвижении прибора вверх или вниз по скважине. Корпус аппарата имеет два, а головка рычага одно направляющее устройство, каждое из которых состоит из трех шариков; один из шариков снабжен отжимной пружиной, необходимой для плотного сопряжения устройств со стенками скважины. В корпусе прибора имеется диафрагма с призматическим отверстием, через которое проходит стальная натянутая проволока. Поперечные деформации скважины воспринимаются этой проволокой, угол отклонения которой от оси скважины фиксируется электрическим датчиком. Прибор должен быть надежно защищен от проникновения в него воды и от значительных колебаний температуры.




Фиг. 5.13. Метод статического равновесия для определения вертикальной составляющей поля напряжений $\sigma_v$.

*5.5.5. Метод статического равновесия.* Если рассматривать галерею шириной $D$ и принять, что поле естественных вертикальных напряжений до вскрытия выработки неизвестно, то в плоскости $xy$, перпендикулярной оси галереи, сумму сил, действующих в скальном массиве между точками $x_1$

и $x_2$ до начала работ, можно выразить уравнением

$$\int_{+x_1}^{+x_2} \sigma_v \, dx = \sigma_v l, \qquad \int_{+x_1}^{+x_2} dx = x_2 - x_1 = l.$$

После проходки галереи вертикальные силы не изменяются, а напряжения по обе стороны выработки $\sigma_1$; $\sigma_2$; $\sigma_3$ . . . $\sigma_n$ увеличиваются, что фиксируется датчиками $G_1$, $G_2$, $G_2$, . . ., $G_n$ (фиг. 5.13). Чтобы удовлетворить условию статического равновесия на участке длиной $l = (x_2 - x_1)$, имеем

$$\sigma_v D = A_2 = (A_1 + A_1'),$$

выражающее искомое поле начальных вертикальных напряжений $\sigma_v$ (до начала проходки) [320].

## 6. Деформации, модули деформации и разрушение массивов скальных пород

**6.1. Общие положения.** Исследования, проведенные на образцах, показали, насколько сложно напряженно-деформированное состояние скальных пород. Было доказано, что деформация, прочность и сопротивление разрыву скальной породы зависят от степени трещиноватости ее в куске, ее пористости (пустотности) и влажности и характеризуются дисперсией результатов испытаний. Теория Гриффитса служит ключом к решению проблемы нарушения сплошности скальной породы.

Скальную породу можно рассматривать как маломасштабную модель скального массива. Трещины и более крупные разрывные нарушения, так же как слоистость массива, значительно усиливают дефекты, наблюдаемые в породе. Деформируемость массива настолько зависит от нарушений сплошности в нем, что дополнительно к модулю упругости $E$ приходится определять модуль общей деформации $E_{\text{total}}$, учитывающий неупругие, необратимые (остаточные) деформации и сильно отличающийся от модуля упругости породы.

В гл. 5 описана зависимость прочности скальной породы от микротрещиноватости и тонкой трещиноватости, от пустотности — ее интенсивности и формы. В настоящей главе показана зависимость прочности массива от тонких трещин и макротрещин и от разломов.

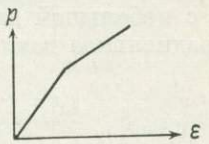
Масштабный эффект, наблюдаемый в скальной породе, значительно сильнее проявляется в массиве. Поэтому, обсуждая методы или результаты исследований, надо отчетливо представлять объем изучаемого массива. Так, например, испытания, проведенные Талобром с 50-тонным домкратом и малым штампом, захватывали значительно меньшие объемы породы, чем опыт с четырьмя 300-тонными домкратами. Деформационные испытания с троссовыми анкерами длиной 6 или 9 м распространяются на гораздо большие объемы массива, чем опыты со скважинными прессиометрами.

Опытные нагрузки на скальный массив для изучения его деформационных свойств часто приводят к дополнительному дроблению массива, что заметно по диаграммам деформации — напряжения или деформации — время. Важное значение имеет степень нагружения скального массива во время опытов. Согласно австрийскому методу, нагрузка остается всегда значительно ниже предела прочности породы, а Талобр рекомендует доводить нагрузку до величины, соответствующей прочности породы на раздавливание.

Низкие сцепления, сопротивление сдвигу или прочность на растяжение, так же как хрупкость, могут явиться причиной разрушения породы. В настоящей главе описываются испытания на сдвиг и другие исследования скальных массивов.

Интерпретация результатов исследований представляет определенные трудности, в особенности если это касается неоднородных слоистых скальных массивов. Задача решается обычно путем установления математической зависимости между деформациями и напряжениями и определения этих характеристик in situ полевыми методами. Существует много различных математических моделей, в которых стремятся отразить натурные условия; ниже рассматриваются некоторые из них. Как правило, любой способ должен быть проверен на практике, и этому вопросу следует уделять самое серьезное внимание.

**6.2. Модуль деформации; способы определения.** Определение модуля упругости в лаборатории на образцах не представляет трудности и является




Фиг. 6.1. Зависимость деформации ε от гидростатического давления $p$ в туннеле.

частью установившейся практики исследований физических свойств скальных пород. Определение модуля скального массива in situ — задача значительно более сложная.

Одно из первых исследований деформационных свойств скального массива in situ было проведено во время строительства Амстегского туннеля в 1920—1921 гг. Небольшой участок туннеля был перекрыт бетонной пробкой, а оставшееся за ней пространство заполнено водой под давлением $p$; изменения диаметра туннеля $D$ измерялись в нескольких направлениях, по ним строилась кривая зависимости деформации от давления $p$ и вычислялось среднее значение модуля упругости $E$ массива (фиг. 6.1). Этот модуль использовали для определения необходимой толщины бетонной или стальной облицовки напорного туннеля. В конце 20-х и в начале 30-х годов было создано несколько теорий.

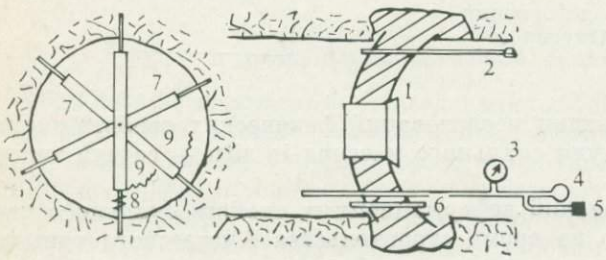
Спустя несколько лет с развитием строительства арочных плотин возникла необходимость учитывать при проектировании упругие свойства скальных примыканий. Изучение последних стало одной из основных задач механики скальных пород.

По мере накопления опыта исследований скальных массивов выяснилось, что кривые деформации (ε) — напряжения (σ) служат хорошим дополнительным материалом для характеристики оснований. Кривые $\varepsilon = \varepsilon(\sigma)$ могут быть использованы для классификаций скальных массивов в инженерных целях, как это делается в отношении скальных пород. Между модулем $E$ и степенью выветрелости массива, так же как между $E$ и прочностью на сжатие (раздавливание), существуют определенные корреляционные зависимости.

*6.2.1. Напорные камеры (опыты нагружением водой).* Исследования по способу, примененному в Амстегском туннеле, проводились впоследствии во многих странах (фиг. 6.2) и в принципе сводились к следующему: в опытную камеру накачивали воду и давление в ней поднимали до заданной величины. Перед тем как производить какие-либо измерения, температуры воды и окружающей среды выравнивались. Наиболее ответственная часть этих испытаний — точное измерение радиальных перемещений. Способ, примененный в Амстеге, был весьма примитивным: перемещения в шести точках по окружности туннеля посредством шести жестких радиальных стержней передавались на металлический диск, установленный в центре выработки. Вращением диска в процессе опыта регистрировали перемещения во времени.

Более сложные исследования были выполнены при проектировании напорной шахты Эйхен в Швейцарии. Кроме модуля упругости и общей деформации скального массива, требовалось определить напряжения в тонкой стальной облицовке шахты и долю нагрузки, передаваемой на массив. Теоретическая сторона этого вопроса с учетом упругих свойств породы и металла была достаточно подробно разработана в разных вариантах. Требовалось проверить прочность облицовки на продольный изгиб внутрь сооружения под давлением трещинной воды в окружающем массиве, а также возможные способы предотвращения этого явления.

Опыты были проведены в короткой камере в направлении, параллельном проектируемой шахте, с большим количеством последовательных замеров, зарегистрированных с помощью электронной самозаписывающей аппаратуры. В связи с небольшой длиной участка, к которому было приложено равномерное радиальное давление, наибольшие деформации наблюдались в сред-




Фиг. 6.2. Исследования с напорной камерой в скальном массиве.

*1* — люк; *2* — трубка для выпуска воздуха; *3* — манометр; *4* — водомер; *5* — выпуск воды; *6* — трубка кабеля датчиков; *7* — инварные стержни; *8* — проволочный измеритель; *9* — кабель.

ней части участка [127]. Результаты испытаний подтвердили правомерность применения теории упругости при проектировании напорных шахт со стальной облицовкой.

Гидротехнические туннели часто сооружаются на небольших глубинах и в анизотропных породах. В этих условиях необходимо изучать модули $E$ в разных направлениях и соответственно в процессе опытов измерять в этих направлениях деформации. Во всех случаях все измерения должны быть привязаны к неподвижной оси, параллельной выработке.

Развитие гидростатического давления в туннеле вызывает по его окружности растягивающие напряжения. Состояние скального массива здесь очень сложное, и трещинообразование в нем связано больше с растяжением, чем с вязко-пластичными деформациями. Ценность описанных выше испытаний значительно повышается, если они дополняются изучением естественного напряженного состояния массива. Значение модуля упругости $E$ определяется по формуле [185]

$$E = \frac{Pa^2(1+\nu)}{r\Delta r},$$

где $P$ — внутреннее давление; $a$ — радиус окружности опытной камеры; $r$ — радиус в точке измерения; $\Delta r$ — изменение радиуса; $\nu$ — коэффициент Пуассона.

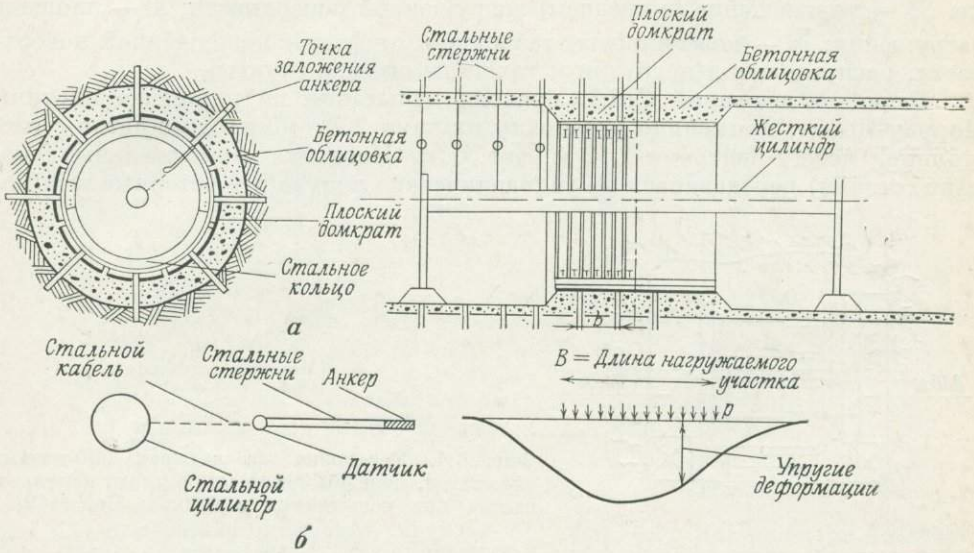
Значения модулей упругости $E$ и общей деформации $E_{\text{total}}$, определенные различными способами, сильно разнятся между собой.

*6.2.2. Австрийский метод.* Этот метод, разработанный австрийскими инженерами [415] и применявшийся также в Швейцарии, отличается от вышеописанного прежде всего тем, что радиальное давление в туннеле на участке длиной $\Delta L$ создается не гидравлически, а посредством цилиндрического пресса (фиг. 6.3). В Югославии радиальная нагрузка создается с помощью плоских домкратов [250].

Испытания такого рода проводились в туннеле Каунерталь, Австрия, диаметром 2 м. Породы вдоль туннеля отличались значительной неоднородностью,

что заставило провести ряд испытаний в различных его участках, а между ними исследовать свойства массива по скоростям распространения упругих волн. Инженеры, проектировавшие туннель, придавали большое значение этим работам, опасаясь перегрузки породы и деформаций за пределами упругости.

Опыты проводились посредством прибора, основная несущая часть которого представляла собой цилиндрический каркас длиной 2 м, позволявший развивать давление до 65 кг/см². Деформации измерялись не на контакте скальной поверхности с бетонной облицовкой, а в породе на глубине 15 см от контакта (фиг. 6.3).




Фиг. 6.3.

*а* — испытания австрийским методом [415], $B = 1{,}75 \div 2{,}00$ м, $b \cong 0{,}40$ м; *б* — деталь радиального измерительного устройства.

Деформации породы, вызванные такого рода цилиндрическими домкратами, неодинаковы, несмотря на то, что каждое стальное кольцо, составляющее домкрат, было нагружено равномерно. Теоретически деформации изменяются вдоль цилиндра, описывая подобие кривой распределения вероятностей (gaussian probability curve). Все деформации измеряются от неподвижной оси в приборе. Последний можно легко перемещать вдоль туннеля.

Этим методом можно достоверно определять необходимую толщину туннельной облицовки и в меньшей степени упругие и пластические свойства скального массива.

*6.2.3. Опытные нагрузки со штампами.* Опыты заключаются в нагружении плоской скальной поверхности и измерении ее деформаций. Их можно проводить в траншеях на открытой поверхности, в штольнях и туннелях и в специальных подземных камерах. Обычно предпочитают проводить испытания в штольнях, так как в них легче найти упор домкрату в кровле или в стенке, противоположной испытуемой. Опыты проводятся в вертикальном и в горизонтальном направлениях, с жесткими или с гибкими штампами; распределение напряжений под штампом зависит от формы и гибкости последнего. Сжатие породы замеряется под штампом или по оси на некотором расстоянии от него. Испытания проводятся с нагрузками от 50 т (Талобр) до 1200 т (4 × 300 т), как это было сделано в туннеле Бор, Франция (фиг. 6.4).

Теоретической основой этих опытов является хорошо известное решение Буссинеска о перемещении поверхности бесконечного упругого полупростран-

ства под действием нормально приложенной сосредоточенной нагрузки:

$$S_0 = \frac{P(1-\nu^2)}{\pi E r},$$

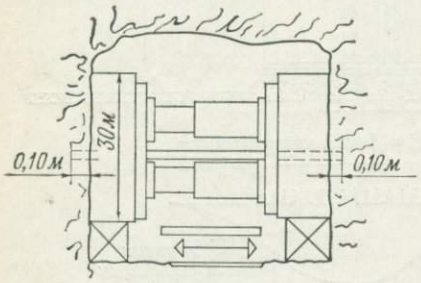
где $S_0$ — нормальное перемещение поверхности в радиусе $r$ от сосредоточенной нормальной нагрузки $P$; $\nu$ — коэффициент Пуассона; $E$ — модуль Юнга.

Перемещение подошвы штампа может быть выражено формулой

$$S_0^* = \bar{m} P \frac{(1-\nu^2)}{E\sqrt{A}},$$

где $S_0^*$ — перемещение (в среднем) нагруженной поверхности; $A$ — площадь нагружения; $\bar{m}$ — коэффициент, зависящий от формы нагруженной поверхности, распределения нагрузки и толщины штампа (плиты).

Бюро исследований США, проводя испытания на площадке плотины Морроу-Пойнт, применяло установку из двух 200-тонных домкратов с расстоянием между центрами 1,12 м (фиг. 6.5). Нагрузка через стальные башмаки (стойки) передавалась на гидравлические подушки и бетонные штампы




Фиг. 6.4. Установка из четырех 300-тонных домкратов, передвигаемая по рельсам; использовалась при испытаниях в туннеле Бор [449].

диаметром 0,61 м. Штампы были прибетонированы к поверхности скалы, предварительно вручную обработанной на 0,6 м ниже поверхности туннеля. Заданное давление в гидравлических подушках поддерживалось специальным регулирующим устройством. Под каждым штампом по центру его располагалась скважина диаметром 50 мм, глубиной 4,87 м, с экстензометром для измерения деформаций. Измерения диаметра туннеля между домкратами регистрировались с помощью микрометра.

Кларк в своих опытах бурил такие же скважины диаметром около 50 мм, глубиной 4,87 м (фиг. 6.6), в которые на цементе заделывались трубы наружным диаметром 25 мм, снабженные специальными щелемерами. Кроме того, в кровле и в почве туннеля в одну линию с вертикальным домкратом закладывались стальные анкеры, к которым прикреплялись инварные стержни. Деформация туннеля определялась по изменению зазора между этими стержнями, замеряемого микрометром. Перемещения в туннеле были обычно в пределах от 0,25 до 2,5 мм и могли регистрироваться мессурами в ценой деления 0,0002 мм и амплитудой 1,25 мм. Деформация на глубине $z$ вычислялась по формуле Хабиба

$$E = P\frac{(1+\nu)}{2\pi a}\left[\frac{az}{a^2+z^2} + 2(1-\nu)\operatorname{tg}^{-1}(a/z)\right],$$

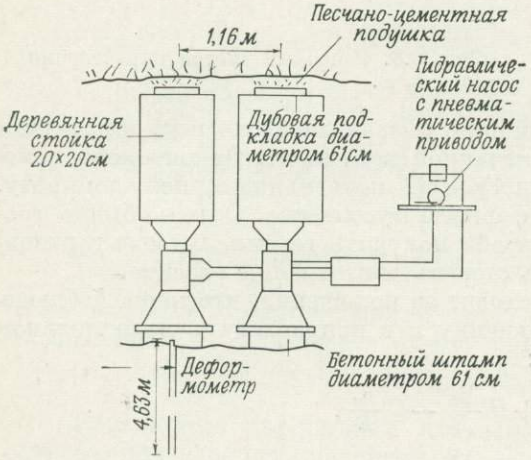
где $a$ — радиус штампа; $z$ — вертикальное расстояние ниже штампа.

Таким способом проводились испытания на плотине Дез в Иране, на арочной плотине Карадж и в других местах.

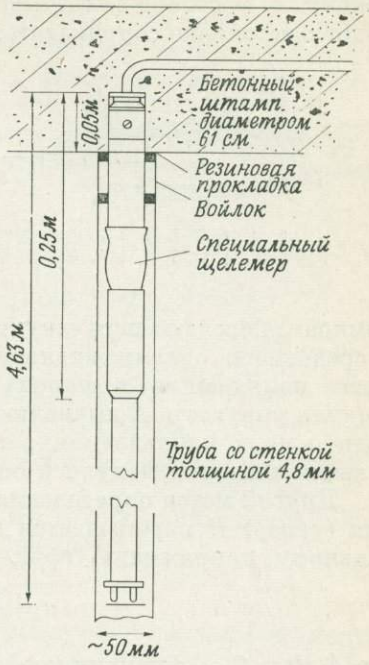
Некоторые исследователи считают штампы диаметром 61 см слишком малыми и объем породы, вовлеченной в работу такими штампами, так же как глубину распространения деформации недостаточными. Роха и др. [396]

проводили опыты со штампами 1 м² и нагрузкой до 300 т, а Штуки [443] применял штампы 1,2 м² с нагрузкой до 720 т.

Трехосные испытания in situ. Разрушение скальной породы под нагрузкой плоским штампом происходит вследствие деформаций

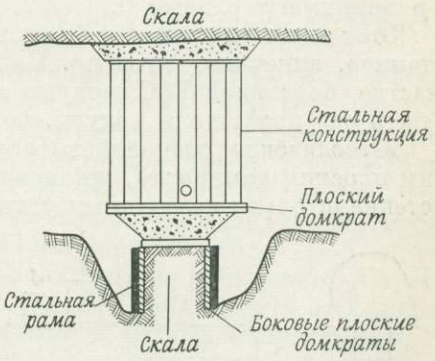



Фиг. 6.5. Домкратная установка, применяемая Бюро исследований США в опытах с пробными нагрузками.
Плотина Морроу-Пойнт.




Фиг. 6.6. Деформометр, применяемый при испытаниях со статическими нагрузками (Бюро исследований США).

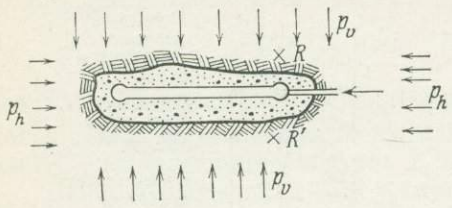
вязко-пластичного типа (см. формулу Прандтля — Терцаги). Швейцарские инженеры [127] разработали метод полевых трехосных испытаний, подобный лабораторному. Для этого в скальном массиве вырубают целик (блок) поро-




Фиг. 6.7. Испытания in situ с трехосной нагрузкой.
Прочность породы на раздавливание существенно меньше по сравнению с прочностью, полученной стандарным испытанием.

ды, по бокам которого устанавливают стальную раму, между которой и породой вставляют плоские домкраты. Нагрузка на целик создавалась как вертикальная, так и горизонтальная с помощью упомянутых плоских домкратов. Разрушение породы наступало при значительно меньших нагрузках, чем при классических опытах с плоскими штампами (фиг. 6.7).

*6.2.4. Испытания плоскими домкратами.* Плоские домкраты, прежде называвшиеся домкратами Фрейсине, применяющиеся для изучения естественных напряжений, могут быть использованы для определения модуля $E$ скального массива. Последний вычисляется по кривой деформация — напряжение $\varepsilon = \varepsilon(\sigma)$. С этой целью в массиве выбуривают щель, в которую на цементном растворе закладывают домкрат с расчетом, что с обеих сторон он будет равномерно соприкасаться со скалой. Затем на массив с помощью этого




Фиг. 6.8. Реперный метод определения модуля $E$.

домкрата передают нагрузку; деформации, вызванные последней, определяют в среднем по объему жидкости, закачанной в домкрат. Одновременно замеряют напряжения в породе в плоскости, перпендикулярной домкрату. Модуль упругости $E$ вычисляют по формуле Буссинеска. Опыты обычно проводят в двух направлениях, с тем чтобы получить вертикальное и горизонтальное значения модуля и оценить степень анизотропии массива.

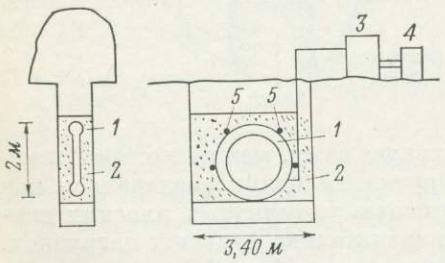
Другой метод определения $E$ исходит из положения, что точка наблюдения (репер) $R$ перемещается на величину $u$ в направлении, параллельном главному напряжению (фиг. 6.8):

$$u = A\frac{p}{E} + B\frac{p_h}{E} - C\frac{p_v}{E},$$

где $A$, $B$ и $C$ — функции коэффициента Пуассона, геометрии эллиптического отверстия для плоского домкрата и расположения точки $R$. Измерения производятся в двух симметрично противоположных реперных точках $R$ и $R'$ экстензометрами с точностью 0,00127 см для двух случаев расположения домкратов — вертикального и горизонтального. До установки домкрата (т. е. при $p = 0$) замеряют $u$, соответствующее перемещениям, вызванным разгрузкой породы, затем домкратом создается нагрузка $p_v - p_h$, приводящая точки наблюдения в исходные положения, т. е. к $u = 0$. Для подсчета $E$ в приведенное выше уравнение подставляют полученные значения $p_v$ и $p_h$, а $p$ принимают равным 0.

Этот метод дает иногда более высокие значения $E$, чем способы плоских штампов, анкерных тяг и др. На плотине Оровилл в плотных породах на участке подземной ГЭС модули $E$, определенные плоскими домкратами, в пять раз превышали модули, полученные другими способами.

Югославские специалисты опубликовали описание устройства с большим плоским домкратом, устанавливаемым в прорезь в обратном своде или в стенке штольни под прямым углом к оси выработки (фиг. 6.9).

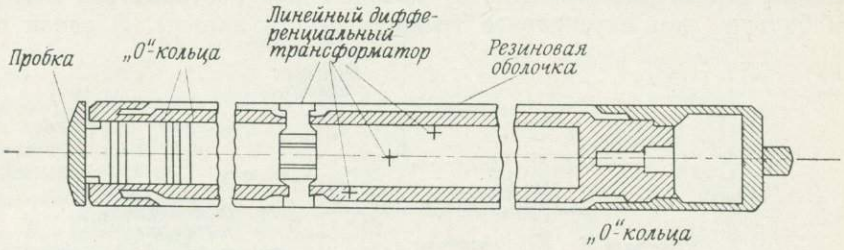



Фиг. 6.9. Испытания с плоскими гидравлическими домкратами (Югославия).

*1* — плоский домкрат; *2* — бетон; *3* — резервуар; *4* — насос; *5* — измерительные приборы.

*6.2.5. Другие способы испытаний.* При исследовании грунтов применяются цилиндрические домкраты, устанавливаемые в буровых скважинах. В 1963 г. в Лондоне, на третьих Ранкиновских чтениях, Мейер демонстрировал мощный цилиндрический домкрат, специально сконструированный в центре Исследований гражданских сооружений в Париже для испытаний скальных пород. С помощью этого прибора определялся модуль деформации массива в скважинах диаметром 76—86 мм. В «Электрисите де Франс» был сконструирован прибор высокого давления для скважин диаметром 160 мм (фиг. 6.10).

Теорию радиально-напряженной скважины можно построить, если рассматривать скважину как частный случай напорной камеры. Радиальные $\sigma_r$




Фиг. 6.10. Цилиндрический домкрат для испытаний в буровых скважинах.

и касательные $\sigma_t$ напряжения на внутренней поверхности скважины связаны с давлением $p$ от домкрата следующим отношением:

$$\sigma_r = -\sigma_t = p.$$

Радиальные деформации $u$ скважины радиуса $r$ связаны с модулем деформации $E$ породы уравнением

$$u = \frac{r}{E}\left(\sigma_t - \frac{1}{m}\sigma_r\right) = -\frac{r}{E}\left(1 + \frac{1}{m}\right)p,$$

где $1/m = \nu$ — коэффициент Пуассона.

Согласно Мейеру, увеличение $\Delta D$ диаметра буровой скважины выражается уравнением

$$\frac{\Delta D}{D_0} = \frac{1+\nu}{2E}\left[\sigma_v + \sigma_h + (3-4\nu)(\sigma_v - \sigma_h)\cos\theta\right],$$

где $\theta$ — угол наклона скважины к вертикали; $\sigma_v$ и $\sigma_h$ — вертикальное и горизонтальное напряжения соответственно.

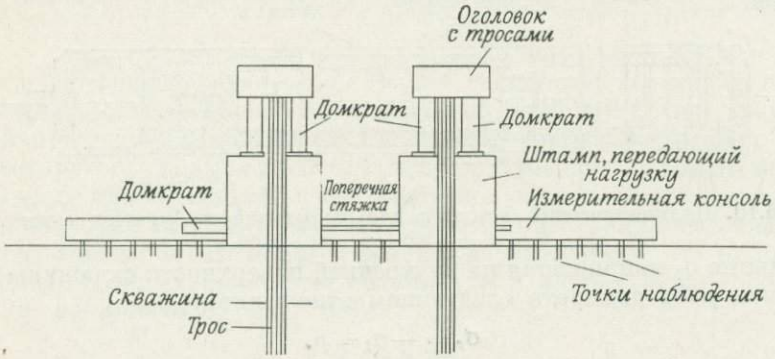
Мейер, не доверяя этой теории, проводил тарировку цилиндрического домкрата в мраморных или бетонных блоках, модуль упругости которых был известен. В одном из докладов на VIII Конгрессе по высоким плотинам приводится описание такой тарировки в бетонном блоке, прибетоненном к прочной скальной породе в туннеле ГЭС Ла-Бати. Блок был сделан заподлицо к скальной поверхности туннеля и измерения проводились на глубине 0,70 м от нее; нагрузка создавалась ступенями по 10 кг/см$^2$.

Приборы описанного типа могут применяться для наблюдений в процессе эксплуатации туннелей. Для этого их следует закладывать в скважины, пройденные из туннеля под разными углами в разных направлениях. По данным наблюдений можно судить о развитии трещин в породе на том или ином расстоянии от стенок выработки и о степени анизотропности массива. Исследованиями с цилиндрическими домкратами на одном из объектов была выявлена зона сильно трещиноватых разгруженных гнейсов в склонах долины и возрастающее уплотнение их в глубине массива.

К о н в е р г е н т н ы е и с п ы т а н и я (а н к е р н ы е) с развитием анкерного крепления, анкеры и скальные экстензометры, описанные в пре-

дыдущих главах, стали применяться для определения модуля $E$. Анкеры используются также для измерения деформаций скальных массивов в условиях их прогрессирующей разгрузки вокруг подземной выработки. Этот процесс изучается в функции времени.

Еще одним способом испытаний является нагружение скальной породы in situ посредством тросов. Описанные выше способы изучения скальных массивов имеют один общий недостаток, а именно: ими захватываются небольшие объемы породы. Так, например, при испытаниях в скважине напряжения в нетрещиноватой породе вокруг скважины на расстоянии одного диаметра составляют не более 1/9 от напряжений в самой скважине. Такое же примерно положение наблюдается с плоскими штампами, давление от которых распространяется неглубоко, но тем больше, чем интенсивнее трещиноватость породы. В связи с этим



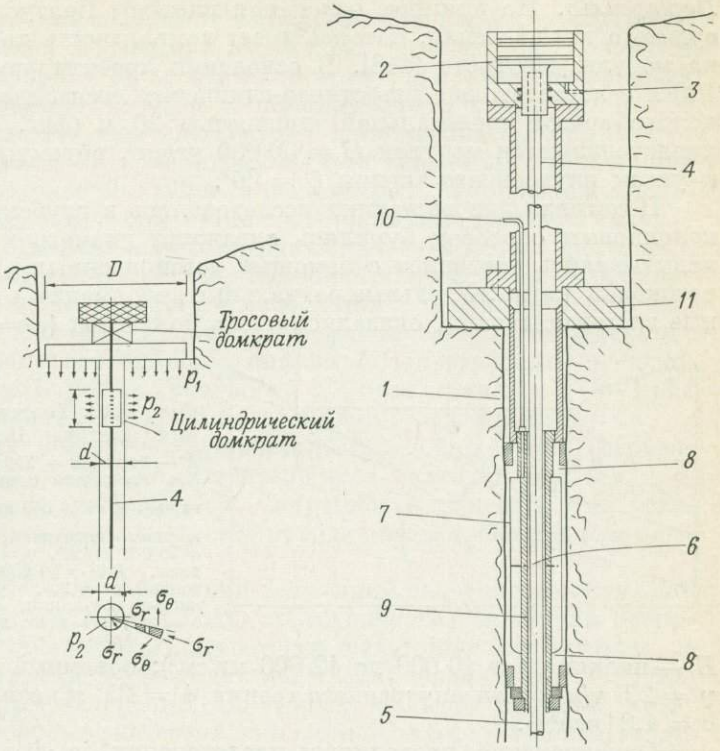

Фиг. 6.11. Установка для испытаний натяжными тросами.
Состоит из четырех тросов, каждый из которых напрягается тремя домкратами, горизонтальных домкратов и поперечных стяжей [513].

некоторые докладчики на VII Римском и на VIII Эдинбургском конгрессах по высоким плотинам рекомендовали проводить испытания in situ методом натяжения тросов.

В этом случае [512] нагрузка создается посредством стального троса, заанкерованного в глубине массива в скважине малого диаметра (фиг. 6.11). Чтобы реакция в точке заложения анкера не вызвала заметных перемещений на поверхности массива, глубина анкера должна быть не менее восьми-девяти диаметров штампа (подушки) на противоположном конце троса. Площадь нагружения можно без особого труда сделать достаточно большой, чтобы в анализе напряженного состояния массива пренебречь влиянием скважины. Давая на один трос нагрузку в 100 т, можно вовлечь в работу большой объем породы. Нагрузка значительно увеличивается при применении нескольких тросов. Метод этот имеет ряд преимуществ: им можно проводить испытания непосредственно в основании сооружения (плотины) и в направлении передаваемых им усилий. Испытания можно повторять несколько раз, по мере проходки котлована под сооружение, используя одну и ту же скважину и исследуя тем самым изменение свойств скального массива на глубину. С помощью двух рядом расположенных тросов [512, 513] удается создать нагрузку, касательную к поверхности, и определить изменение модуля упругости массива в разных направлениях (фиг. 6.11). Последнее очень важно, если учесть, что большая часть скальных массивов по своим деформационным свойствам в той или иной степени анизотропна.

Теоретическое решение задачи перемещения точки под действием тангенциальной нагрузки было дано Черрутти в 1887 г.; оно аналогично решению Буссинеска (1885 г.) и может быть использовано для обработки результатов опытов с тросами [190]. Митчелл предложил формулу, соответствующую

решениям Буссинеска и Черрутти, для трансверсально изотропного материала (т. е. материала с одной плоскостью изотропии, обладающего различными свойствами в направлении, нормальном к этой плоскости). Такое состояние




Фиг. 6.12. Комбинированные испытания скважинными домкратами и натяжными тросами.

*1* — испытуемый скальный массив; *2* — вертикальный домкрат; *3* — подача масла под давлением *p* в вертикальный домкрат; *4* — трос; *5* — нижний конец троса, заделанный в породе; *6* — скважина для радиальных нагрузок; *7* — надувная резиновая камера для радиального нагружения породы; *8* — изолирующая прокладка между трубой (*9*) и резиновой камерой (*7*); *9* — труба; *10* — подача под давлением масла в резиновую камеру; *11*—стальная плита для передачи на скалу осевой нагрузки.

достаточно типично для многих слоистых пород, обладающих пятью независимыми упругими характеристиками: двумя модулями упругости, двумя коэффициентами Пуассона и независимым модулем сдвига.

Если модуль упругости в направлении, перпендикулярном поверхности, обозначить $E$, а в направлении, параллельном ей,— $nE$ [314], то среднее перемещение одного квадратного штампа со стороной $a$ можно выразить формулой

$$S^* = 2{,}97 A_1 \frac{p}{a},$$

где $S^*$ — среднее перемещение штампа в направлении, перпендикулярном поверхности, и

$$\bar{u} = 2{,}97 B_1 \frac{Q}{a},$$

где $\bar{u}$ — среднее перемещение штампа в направлении, касательном к поверхности. В этом выражении $\nu_1 = \nu_2 = 0$, а $A_1$ и $B_1$ — функции от $E$ до $n$:

$$A_1 = \frac{1}{2\pi E}\left(1 + \frac{1}{n} + \frac{2}{\sqrt{n}}\right), \qquad B_1 = \frac{1}{2\pi E}\left(\frac{\sqrt{[2(1+n)]}}{n}\right).$$

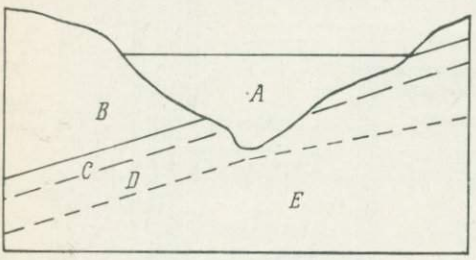
В полевых исследованиях, проведенных Зенкевичем и Стаггом, $E_v$ (вертикальное) колебалось от $2{,}5 \cdot 10^4$ до $2{,}7 \cdot 10^4$ кг/см$^2$, а $E_h$ (горизонтальное) — от $1{,}4 \cdot 10^4$ до $1{,}2 \cdot 10^4$ кг/см$^2$.

Джегер [198] предложил комбинированный способ испытаний с цилиндрическим домкратом и с натяжным тросом, пропущенным через домкрат (фиг. 6.12). Под действием домкрата возникают касательные растягивающие

напряжения, по которым можно судить о прочности породы на растяжение in situ в условиях трехосного сжатия и о модуле упругости $E$ в естественных условиях.

*6.2.6. Естественные напряжения и модули упругости. Пример плотины Пертусильо.* На примере основания плотины Пертусильо (Италия) можно судить о том значении, которое имеет компактность породы, и о влиянии ее на модуль упругости [118]. В основании проектируемой плотины высотой 100 м залегает толща известково-глинистых песчаников, перекрытая слоем конгломератов минимальной мощностью 20 м (фиг. 6.13). Конгломераты характеризуются модулем $E = 50\,000$ кг/см$^2$, объемным весом $\gamma = 2{,}4$ т/м$^3$ и углом внутреннего трения $\phi = 30°$.

Подстилающие песчаники исследовались в глубоких штольнях; из них колонковым способом бурились скважины диаметром 60—70 см, которые испытывались давлением с помощью установленных в них цилиндрических резиновых камер. Удельные радиальные деформации в песчаниках, измеренные экстензометрами, оказались очень большими ($\varepsilon = 5—7 \cdot 10^{-3}$, а модули




Фиг. 6.13. Геологический разрез основания плотины Пертусильо [118].
$A$ — бетон, $E = 250\,000$ кг/см$^2$, $\gamma = 2{,}5$. $B$ — слабые песчаники с прослоями глин, $E\downarrow = 25\,000$ кг/см$^2$, $\vec{E} = 40\,000$ кг/см$^2$, $\gamma = 2{,}4$, $\phi = 30°$. $C$ — крепкие песчаники, $E\downarrow = 35\,000$ кг/см$^2$, $\vec{E} = 50\,000$ кг/см$^2$, $\gamma = 2{,}4$, $\phi = 30°$. $D$ — конгломераты, $E\downarrow = 50\,000$ кг/см$^2$ — средний модуль толщи, $\gamma = 2{,}4$, $\phi = 30°$. $E$ — мергелисто-глинистые песчаники, $E = 10\,000$ кг/см$^2$, $\gamma = 2{,}5$, $\phi = 25°$, $c = 1$ кг/см$^2$.

$E$ — низкими (от 10 000 до 12 000 кг/см$^2$); объемный вес породы равнялся $\gamma = 2{,}5$ т/м$^3$, угол внутреннего трения $\phi = 25°$ и незначительное сцепление $c = 1{,}0$ кг/см$^2$.

Одновременно проводились исследования in situ сейсмическими методами, показавшие очень высокое значение модуля упругости песчаников $E = 500\,000$ кг/см$^2$. Судя по этим данным, можно предположить, что порода в естественном залегании была сильно уплотнена в течение длительного геологического времени. Такое состояние песчаники сохранили под влиянием веса вышележащих конгломератов. При проходке штолен и бурении скважин породы были разгружены и модуль упругости $E$ снизился.

Керны этих скважин подверглись трехосным испытаниям в приборах, развивавших давление до 2000 т. Опыты показали, что при малых нагрузках модуль деформации породы был низким, но после нескольких циклов нагрузки порода уплотнилась и конечный модуль упругости ее стал значительно большим.

Проект плотины был проверен на модели, доведенной до разрушения. Разрушилась модель арочной плотины, а основание, точно замоделированное в соответствующем масштабе, осталось неповрежденным. Это привело к выводу, что условия равновесия между плотиной и ее основанием запроектированы надежно, в достаточно широком диапазоне упругих характеристик. Несмотря на то что для модели основания был подобран материал с низким сцеплением и трением, основание выдержало испытание, потому что материал сильно уплотнился под действием приложенной нагрузки, моделирующей вес вышележащих толщ пород.

*6.2.7. Зависимость получаемой величины модуля E от метода его определения.* Результаты натурных определений модуля $E$ различными методами не всегда увязываются между собой. Это зависит от ряда причин: 1) от трещиноватости и естественных напряжений в породе; 2) от степени химического и физического выветривания породы по трещинам и разрывам; 3) от степени

увлажнения породы и от фильтрации по трещинам; 4) от способа приложения нагрузки, так как в одних случаях в породе возникают трещины растяжения, а в других, как, например, в опытах с плоскими штампами, — трещины скола. Очень важное значение имеют естественные напряжения.

Результаты исследований зависят от того, насколько породы разгружены с поверхности или вблизи подземных выработок. Они зависят также от соотношения горизонтального $\sigma_h$ и вертикального $\sigma_v$ полей естественных напряжений. При условии $\sigma_h \cong \sigma_v = p$ по окружности туннеля при его проходке возникают касательные сжимающие напряжения $\sigma_t$ в противоположность растягивающим $\sigma_t$, появляющимся при испытаниях в напорной камере. По окончании проходки туннеля радиальные напряжения уменьшаются, и у забоя выработки они становятся равными нулю. В случае $\sigma_h = 0$ могут появиться вертикальные трещины, из-за которых снижается значение модуля $E$, определенное методом напорной камеры. Так же влияют естественные напряжения на результаты испытания с плоскими штампами.

Современные исследования, проведенные французскими инженерами, показывают, что значения статического модуля $E$, определенные методом радиального нагружения буровых скважин, в 1,5 раза, а иногда в 5—8 раз больше полученных в опытах с плоскими штампами (раздел 6.6).

С помощью плоских домкратов, установленных в направлении, перпендикулярном оси туннеля, выявлено, что в процессе проходки туннеля продольные напряжения $\sigma_l$ не уменьшаются. Сохранность породы в этих условиях остается тем ближе к начальной, чем породы менее трещиноватые в радиальном направлении.

Конвергентные (анкерные) испытания дают иные значения модуля, чем опыты с плоскими штампами. Во-первых, по техническим причинам анкерные экстензометры обычно устанавливаются с некоторым отставанием от забоя туннеля; за это время происходят небольшие радиальные деформации, не учитываемые при измерении. Во-вторых, большое значение имеет масштабный эффект; анкерные экстензометры длиной от 3 до 9 м захватывают как зону, нарушенную проходкой, так и часть залегающих глубже сохранных пород; определенный таким способом так называемый «эффективный» модуль является средним для породы в том и в другом состоянии. Опыты с плоскими штампами относятся целиком к области разгруженных пород.

На участке плотины Оровилл среднее значение модулей, определенных на пяти различных участках, по данным конвергентных испытаний равнялось 182 000 кг/см$^2$, а по данным испытаний с плоскими домкратами — 546 000 кг/см$^2$.

Обычно считается, что основная причина расхождения результатов лабораторных и полевых исследований — трещиноватость скальных массивов, отличная по своим размерам и направлению от микротрещиноватости породы. К другим причинам относятся следующие:

1. *Выветривание*, которое может затрагивать саму породу и трещины в массиве. В разделе 4.8 были приведены результаты исследований португальских ученых влияния выветривания на прочность породы на сжатие и растяжение и связи модуля упругости $E$ с фактором «выветриваемости» и «коэффициентом пустотности» $i$. Чак [427] подтвердил данные исследований португальских инженеров. Он изучал филлиты и получил следующие результаты:

| $i$ | $E$, кг/см$^2$ |
|---|---|
| 0,3 | 85 000 |
| 2,0 | 55 000 |

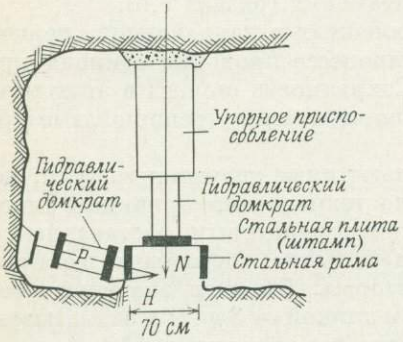
2. *Влияние водонасыщения.* Установлено, что водонасыщение породы может снизить значение модуля деформации. Чак на основании испытаний кварцевых филлитов установил, что модуль деформации образцов, которые

были погружены в воду в течение трех суток, снизился по сравнению с модулем сухих образцов на 70%. Берне нашел, что по той же причине прочность заполнителя трещин в известняках снизилась на 30%.

3. *Скорость проведения опыта.* Многие авторы (Талобр, Зибер, Харди и др.) указывают на уменьшение прочностных характеристик и значений модуля $E$ с уменьшением темпов (или увеличением продолжительности) нагружения породы. Лабораторные испытания проводятся обычно быстрее полевых; уменьшение модуля $E$ в зависимости от быстроты испытания может достигать в этом случае 50%. Такие же примерно результаты получил Зибер в полевых опытах in situ.

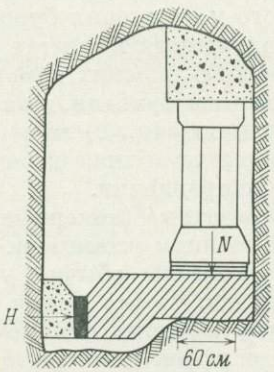
4. *Скорость распространения упругих волн* в скальных породах и в скальных массивах меняется в зависимости от коэффициента пустотности $i$ (см. раздел 6.6.1).

**6.3. Другие методы исследований in situ; опыты на сдвиг. Прочность скальных массивов на растяжение.** *6.3.1. Опыты на сдвиг.* По степени важности следующими за полевыми деформационными исследованиями идут




Фиг. 6.14. Португальский способ (Роха) испытаний на сдвиг.

Сила $P$ имеет горизонтальную составляющую $H$, вызывающую сдвиг.




Фиг. 6.15. Французский способ («Электрисите де Франс») испытаний на сдвиг.

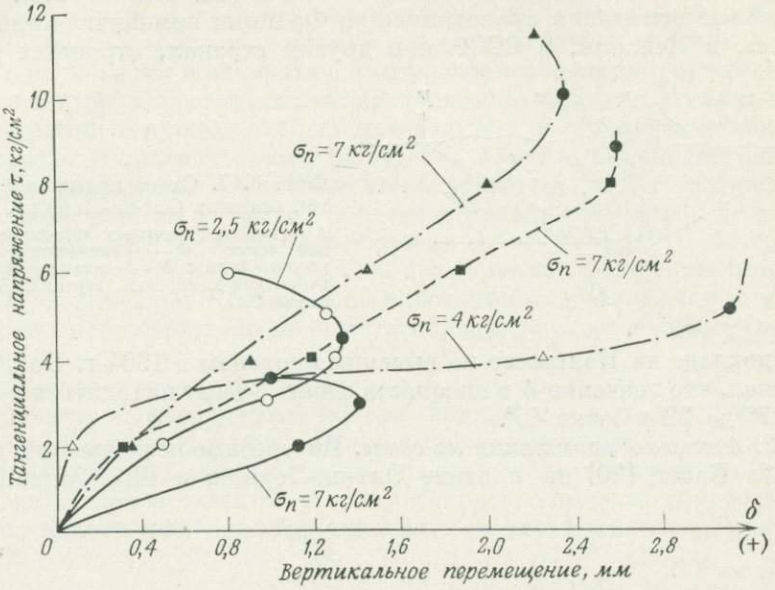
полевые опыты на сдвиг. Результаты последних дают представление о прочности породы на скалывание или о сопротивлении сдвигу бетона по породе.

Португальский метод. На пятом Международном конгрессе по механике грунтов в Париже в 1961 г. Серафим и Лопес доложили о способах исследования, применяемых в Португалии (фиг. 6.14). Опыты проводятся с целиками (блоками) породы достаточно больших размеров, не отделенными по подошве от скального массива, и с бетонными штампами, установленными на скальной поверхности (фиг. 6.15). Целики должны содержать типичные для скального массива трещины, и участки локального выветривания, а также должны сохранять слоистость. Размеры целиков 70 × 70 см, высота 30 см. Целики заключают в жесткую металлическую раму и, как и их основание, поддерживают в водонасыщенном состоянии в продолжение всего опыта. Тангенциальные перемещения измеряют в двух точках, а нормальные — в четырех. Сначала прикладывают нормальные силы и только после стабилизации деформаций породы — сдвигающие. Последние увеличивают ступенями, причем каждая последующая нагрузка прикладывается после стабилизации смещений, вызванных предыдущей.

По результатам опытов строят кулоновский график зависимости $\tau$ от $\sigma$; устанавливают два критерия предельного сопротивления сдвигу. Согласно первому, разрушение наступает при максимальном значении тангенциальных

напряжений, а по второму — при изменении направления вертикальных деформаций лобовой (низовой) грани блока (фиг. 6.16).

Было проведено 44 опыта, каждый параллельно и перпендикулярно слоистости сходных между собой пород с одинаковыми показателями пористости. Испытания вдоль слоистости дали несколько более низкие результаты, чем при сдвиге нормально слоям (см. раздел 12.3). В опытах со сдвигом




Фиг. 6.16. Полевые опыты на сдвиг [423].
Кривые вертикальных перемещений, указывающие пределы разрушений.

прибетоненных штампов разрушение большей частью происходило в породе. Некоторые результаты этих исследований приведены в табл. 6.1.

Метод Бюро исследований США. Опыты проводились в туннеле с целиками (блоками) породы размером 38,1 × 38,1 см и высотой 20,3 см, заключенными в металлическую раму; сдвигающее усилие прилагалось наклонно по линии, проходящей через центр плоскости скольжения

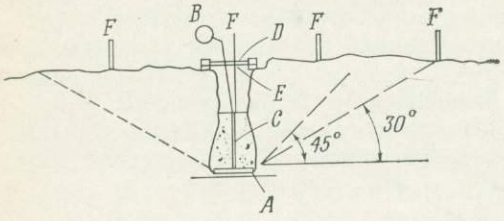
Таблица 6.1

**Результаты испытаний на сдвиг in situ скальных пород [423]**

| Порода | Вид испытаний | Критерий разрушения | Коэффициент пористости | Сопротивление сдвигу | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | | кг/см² | φ° |
| Выветрелые граниты | Сдвиг в сторону нижнего бьефа | Максимум тангенциальных напряжений $\tau_{max}$ | 3 | 13,4 | 62,5 |
| | | | 7 | 3,5 | 52 |
| | | | 10 | 2,2 | 46,5 |
| | | Изменение направления смещений | 3 | 6,5 | 63,5 |
| | | | 7 | 2,2 | 84,9 |
| | | | 10 | 1,5 | 42 |
| Выветрелые сланцы и бетон по сланцам | Параллельно кливажу | Максимум тангенциальных напряжений, $\tau_{max}$ | — | 0÷4 | 59÷64 |
| | Перпендикулярно кливажу | | — | 3,5÷9 | 60 |

между блоком и скальным массивом, с целью устранения влияния опрокидывающего момента. Измерения горизонтальных и вертикальных перемещений целика велись индикаторами часового типа. Результаты опытов для их лучшей интерпретации были сопоставлены с данными лабораторных испытаний образцов объемом 0,764 м³ на сдвиг и трехосное сжатие. Велись также исследования сдвига прибетоненных к породе штампов, имевших целью изучить сцепление и трение на контакте бетон — скала (см. раздел 12.3).

Подобные испытания проводились во Франции компанией «Электрисите де Франс», в Испании, в СССР и в других странах, строящих плотины.

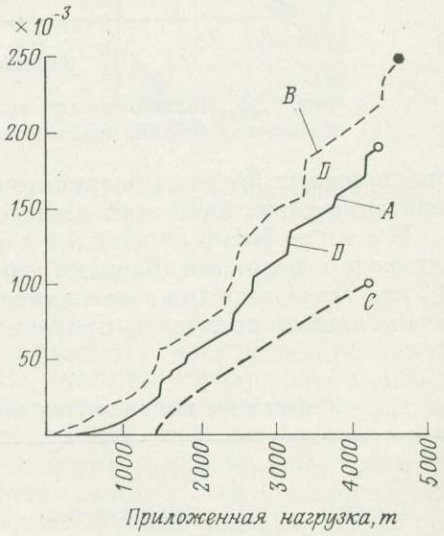



Фиг. 6.17. Схема испытаний с анкерами, плотина Олт-на-Леридж.

*A* — плоский домкрат Фрейсине; *B* — ручной насос *C* — дефлектометр; *D* — поперечная балка; *E* — стальные трубки; *F* — рейка для измерения вертикальных перемещений [20].

В своем докладе на Конгрессе по высоким плотинам в 1964 г. Болло (Франция) указал, что значение $\phi$ в плоскости сдвига может находиться в пределах от 12—17° до 22 и даже 45°.

*6.3.2. Анкерные испытания на сдвиг.* Интересные исследования с анкерами провел Банкс [20] на плотине Олт-на-Леридж в Шотландии. Сначала




Фиг. 6.18. Испытания с анкерами, плотина Олт-на-Леридж.

Кривые деформаций: *A* — вертикальные перемещения скальной поверхности относительно дна шурфа, ниже плоского домкрата; *B* — вертикальные перемещения бетонной пробки относительно дна шурфа; *C*—аппроксимированные абсолютные перемещения скальной поверхности, измеренные прецизионным нивелированием [20].

была запроектирована бетонная гравитационная плотина, рассчитанная на задержку до 8,3% годового стока реки. Затем разработали проект более высокой (25,3 м) бетонной плотины. Проектом предусматривалось анкерное крепление плотины, подобное впервые примененному в Алжире на плотине Шерфас, но с заменой тросов стержневыми анкерами. Граниты основания плотины Олт-на-Леридж отличались значительно большей прочностью, чем основание алжирской плотины.

Способ испытания прочности заделки таких анкеров изображен на фиг. 6.17. Абсолютные перемещения скальной поверхности определялись прецизионным нивелированием, а перемещения относительно забоя шурфа — посредством туго натянутых стальных проволок. Таким же способом

измерялись относительные перемещения верха бетонной пробки анкера. На фиг. 6.18 линией $A$ показаны относительные смещения поверхности скалы, линией $B$ — верха бетона относительно пород в забое шурфа, а линией $C$ — данные нивелирования. Результаты испытаний анкеров, заделанных на глубину 5,5 м, оказались убедительными и по ним было сделано заключение, что нагрузку на анкер глубиной 8 м можно довести до 4400 т против предусмотренной расчетом нагрузки $P = 1176$ т. Опыты проводились с открытой скальной поверхности, в то время как под плотиной поверхность основания удерживается весом плотины и силой $P$. Основание можно считать устойчивым до тех пор, пока вес и анкерные силы уравновешивают опрокидывающий момент, вызванный гидростатическим давлением на плотину. Анализ напряженного состояния в процессе опыта показал, что возникновение анкерных сил обусловлено сопротивлением сдвигу. Вес обратного породного конуса высотой 5,5 м, равный 435 т, совершенно недостаточен, чтобы противостоять выдергивающему усилию в 4400 т; последнее уравновешивалось не столько весом породы, сколько силами сопротивления сдвигу (трением). Из графика фиг. 6.18 видно, что в пределах $P = 1000$ т деформации были более или менее упругими; с увеличением $P$ появились пластические деформации и небольшие разрывные нарушения, но прочность породы на сдвиг не была еще превзойдена.

Этот сложный процесс подлежит детальному математическому анализу или исследованию на фотоупругой модели. Можно полагать, что в непосредственной близости от точки приложения силы напряжения велики и деформации на ограниченном участке имеют пластический характер, что существенно усложняет теоретическую сторону вопроса. Попытка обработать результаты описанного эксперимента, используя теорию Буссинеска, приведена в табл. 6.2.

Таблица 6.2

**Плотина Олт-на-Леридж, напряжения вблизи анкеров**

| Глубина ниже плиты анкера, м | $P = 1000$ т | | $P = 4400$ т | |
|---|---|---|---|---|
| | $\sigma_{v\,max}$, кг/см² | $\sigma_{h\,max}$ кг/см² | $\sigma_{v\,max}$, кг/см² | $\sigma_{h\,max}$, кг/см² |
| $x = 0{,}5$ | 192 | 10,6 | 840 | 46,5 |
| 1,0 | 48 | 2,6 | 210 | 11,6 |
| 5,5 | 1,6 | 0,08 | 7 | 3,8 |
| 7,95 | 0,75 | 0,04 | — | — |

Максимальное тангенциальное напряжение на 30% меньше $\sigma_{v,\,max}$ в направлении, расположенном под углом $\phi = 25°$ к вертикали. Наиболее опасные горизонтальные напряжения (растягивающие) появляются при $\phi = 0$. Максимальные вертикальные напряжения $\sigma_{max} = 840$ кг/см² для $P = 4400$ т, как это указано в табл. 6.2, несколько преуменьшены, поскольку сила $P$ была приложена к бетонному анкеру посредством шести плоских домкратов каждый диаметром 87 см, сводящих напряжение до

$$\sigma_{max} = 4400 \times 10^3/(6 \times 5900) = 120 \text{ кг/см}^2.$$

Плоские домкраты разорвались раньше, чем скала разрушилась.

*6.3.3. Прочность скальных массивов на растяжение.* До настоящего времени внимание было сосредоточено на прочности породы на сжатие (раздавливание). Проектировщики обычно хорошо осведомлены о вертикальных и тангенциальных напряжениях, передаваемых на скальное основание гравитационными, контрфорсными или арочными плотинами. Но не всегда ясно, как эти напряжения распределяются в скальном массиве.

Некоторые более углубленные исследования в этом важнейшем направлении показывают, что тангенциальные напряжения, параллельные поверхности полупространства, вызывают возникновение растягивающих напряжений внутри полупространства. Расчет растягивающих напряжений в основании преднапряженной плотины на участке между ее пятой и точкой заделки анкерного троса был сделан Зенкевичем. Проблема растягивающих напряжений обсуждалась на VII Конгрессе по высоким плотинам в Риме в 1961 г., и тогда ученые пришли к выводу, что скальные массивы не всегда способны воспринимать эти напряжения. В случае образования разрывных нарушений в основании по линии наибольших растягивающих напряжений плотина может оказаться в опасном положении с точки зрения возможного опрокидывания или сдвига. Зенкевич доказал, что подобные области растягивающих напряжений существуют вблизи подошвы контрфорсов контрфорсных плотин. Хименес-Салас и Уриель [227] и другие специалисты рассматривали этот вопрос применительно к обычным гравитационным плотинам и нашли, что области развития растягивающих напряжений в этом случае более обширны, чем это было установлено Зенкевичем для преднапряженных плотин. Это вполне возможно, если учесть влияние формы плотины на распределение напряжений в скальном основании.

Наблюдения, проведенные в туннеле Стрейт-Крик, США, показали, что вдоль свода туннеля встречаются области, испытывающие растягивающие напряжения, хотя свод был пройден в достаточно прочных породах. Эти участки были обнаружены с помощью анкерных экстензометров. Интересно отметить, что участки с растягивающими напряжениями располагались вблизи тех участков, расположение которых могло быть определено теоретически, при рассмотрении прочных однородных пород в их наиболее худшем положении, когда $K = \sigma_h/\sigma_v = 0$. Растягивающие напряжения распространяются в массив тем глубже, чем более он трещиноват. Все это подчеркивает значение, которое имеют растягивающие напряжения в скальных массивах, и их влияние на уменьшение устойчивости крупных инженерных сооружений.

В настоящее время мы не располагаем методами определения растягивающих напряжений в скальных массивах in situ. Косвенным способом может служить построение так называемых огибающих кривых (с использованием кругов Мора) вблизи точки $\sigma = 0$. Прочность на растяжение считается равновеликой сцеплению в породе, но нет доказательств, что это положение может быть распространено на скальные массивы.

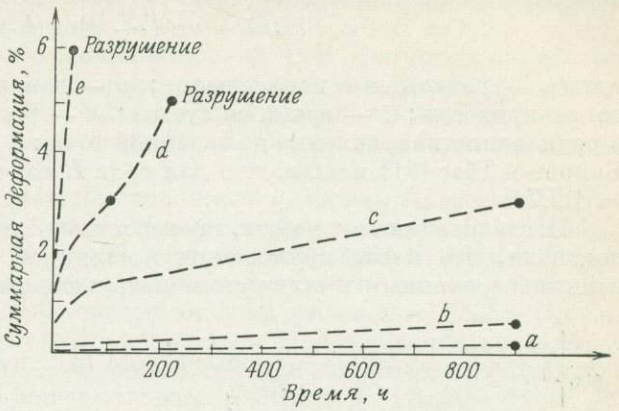
В целом проблема прочности скальных массивов на растяжение рассматривается ниже в несколько ином аспекте в разделе, посвященном туннеле- и плотиностроению. Модельные исследования, проведенные в лаборатории ISMES в Бергамо [119], указывают на опасность хрупкого разрушения скальной породы в случае недостаточно глубокой врезки плотины в основание. На большей глубине разрушение происходит главным образом в виде трещин скола.

**6.4. Ползучесть скальных массивов.** Развитие процесса ползучести породы во времени под постоянной нагрузкой можно наблюдать in situ и в лабораторных условиях. Эти медленные деформации обычно не приводят к каким-либо разрушениям; их можно видеть в соляных копях и в основании некоторых больших плотин. Медленные деформации другого типа, за пределами упругости или даже за пределами прочности на сжатие, возникают в туннелях, вскрывающих перенапряженные породы; такие деформации появляются в процессе проходки туннеля или вскоре после проходки.

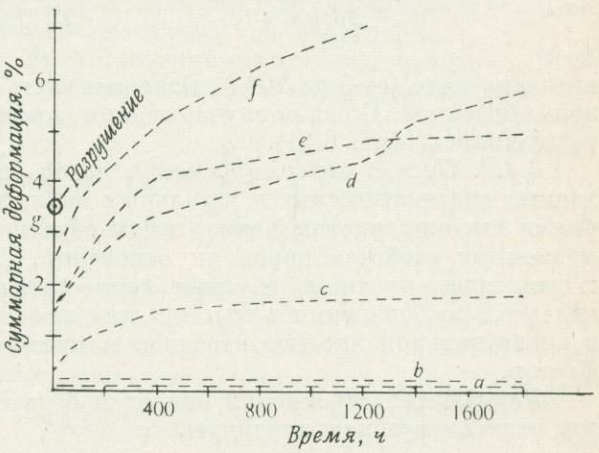
Оба вида ползучести развиваются под постоянной нагрузкой. Деформации, близкие по форме кривых время —деформация к ползучести, но связанные с повторными циклами нагрузка — разгрузка, вызваны появлением разрывных нарушений внутри породы даже в том случае, если видимого

разрушения последней не произошло. Такого рода деформации нельзя относить к ползучести; о них более подробно будет сказано ниже.

*6.4.1. Ползучесть каменной соли в шахтах.* Каменная соль на глубине находится в гидростатическом напряженном состоянии, и пройденные в ней выработки стремятся сомкнуться. Напряжения вокруг выработки цилиндрической или сферической формы создают условия трехосного сжатия породы, при котором радиальная составляющая давления в непосредственной близости от выработки представляет собой меньшее главное напряжение. Перемещения во времени в радиальном направлении зависят прежде всего от показателей ползучести каменной соли в условиях трехосного сжатия. На фиг. 6.19 и 6.20 приведены некоторые результаты исследований ползучести при трехосном и одноосном напряженном состояниях. Как это видно на фигурах, с повышением температуры суммарные деформации породы увеличиваются.




Фиг. 6.19. Трехосные испытания ползучести каменной соли.
Разница в напряжениях (фут/дюйм²): *a* — 1000; *b*—1500; *c* — 2500; *d* — 3125; *e* — 3750 [475].




| *Напряжение сжатия, psi* | | *Температура, °C* |
|---|---|---|
| *a* | 525 | 23 |
| *b* | 750 | 65 |
| *c* | 1750 | 23 |
| *d* | 1750 | 65 |
| *e* | 2250 | 23 |
| *f* | 2250 | 65 |
| *g* | 3000 | 23 |

Фиг. 6.20. Испытания каменной соли на одноосное сжатие [475].

Исходя из данных этих исследований радиальные деформации $\varepsilon_r$ каменной соли в шахтах могут быть выражены следующей формулой:

$$\varepsilon_r = 1{,}87 \times 10^{-13} (\sigma_1 - \sigma_3)^{2{,}98} t^{0{,}36},$$

где $(\sigma_1 - \sigma_3)$ — разница в напряжениях (в футах на кв. дюйм), а $t$ — время в часах.

Серия исследований для определения характеристик ползучести скальных пород, проведенная Григгсом в 1936 г. [138], позволила сделать вывод, что по отношению к породам, находящимся длительное время в напряженном состоянии, термины «предел упругости», «выбранная (заданная) точка», «прочность» теряют обычный смысл, так как обозначают свойства, выявленные в течение короткого периода испытаний. (Типичные полевые исследования ползучести проводятся с выдерживанием постоянной нагрузки в течение

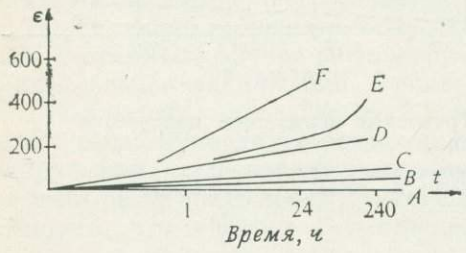
шести суток, разгрузкой до нуля за одни сутки, приложением следующей ступени нагрузки в течение последующих шести суток и т. д.)

На основании анализа процесса ползучести деформация круглой шахты, заложенной в каменной соли, может быть описана выражением

$$U_r = -pB\left(\frac{a^2}{r}\right)\log(1+bt),$$

где $U_r$ — радиальные перемещения; $p$ — давление в породе вокруг шахты до ее проходки; $t$ — время в сутках; $a$ — радиус шахты; $r$ — расстояние в радиальном направлении до заданной точки в массиве; $B$, $b$ — постоянные. Баррон и Тёвс [21] нашли, что для соли $B$ колеблется от 76,6 до 90,8, а $b$ = = 1/2,7.

Исследования ползучести, проведенные «Электрисите де Франс» в 1964 г., показали, что после приложения постоянной нагрузки деформации, вызванные переменным циклическим нагружением породы, увеличились срав-




Фиг. 6.21. Кривые ползучести.

$A$ — прочные кварциты, $\sigma = 56$ кг/см²; $B$ — сланцы, $\sigma = 48$ кг/см²; $C$ — аргиллиты, $\sigma = 56$ кг/см²; $D$ — выветрелые граниты, $\sigma = 19$ кг/см²; $E$ — очень выветрелые сланцы, $\sigma = 30$ кг/см²; $F$ — сланцы, $\sigma = 48$ кг/см²; $t$ — время в часах, $\varepsilon$ — деформации в мкм (Французский национальный комитет по высоким плотинам, 1964 г.).

нительно мало (от 5 до 20%). Большая часть деформаций ползучести оказалась обратимой. В одном случае сланцы, простояв пять дней под нагрузкой, разрушились (фиг. 6.21).

*6.4.2. Оценка деформируемости пород по осадкам высоких плотин.* По данным систематических и детальных наблюдений за осадками и перемещениями высоких плотин можно путем обратных расчетов определить деформационные свойства пород их оснований. Деформации, вызванные весом и давлением плотины, а также гидростатической нагрузкой, охватывают значительно бóльшие объемы, чем при любых испытаниях in situ. Поэтому в сравнительном анализе необходимо принимать во внимание масштабный фактор.

Радиальные отклонения консолей $\delta$ зависят от $\eta$; если рассматривать эту зависимость как линейную, то

$$\delta = \frac{1}{E_c}(a + b\eta),$$

где $\eta = E_c/E_r$; $E_c$ — модуль упругости бетона; $E_r$ — модуль упругости породы. Значение $E_c$ берется обычно приближенно. Задача сводится к определению $\eta$ и $E_r$ на основании серии исследований [125]. Во внимание могут приниматься модули упругости, модули общей деформации породы и данные о ползучести больших скальных массивов.

Французские инженеры устанавливали акустические экстензометры (типа Коин) одновременно в породу основания и в бетон. Допуская, что поле напряжений одинаково по обе стороны от контакта бетон — скала, по показаниям приборов можно определить $E_c$, $E_r$ и $\eta$. Так, например, для плотины Ла-Паллс $E_c$ = 240 000 кг/см², а $E_r$ колеблется от 85 000 до 130 000 кг/см². Графики наблюдений показали, что в начале наполнения водохранилища деформации основания были значительно большими, чем в бетоне; это продолжалось до тех пор, пока не установилось постоянное отношение $\eta$.

Не менее важны наблюдения за перемещениями упоров арочных плотин. Верхняя арка плотины Шодан, Франция, передает на породу усилие в 275 т. Радиальные перемещения в центре арки достигли 8 мм, а тангенциальные смещения упоров — 0,85 мм. $E_c$ равно 200 000 кг/см², а вычисленные значения $E_r$ были порядка 320 000 кг/см². Таким же способом было определено, что на плотине Тинь $E_r$ равно 110 000—170 000 кг/см².

В докладах французских специалистов на VIII Конкрессе по высоким плотинам указывалось, что разные методы испытаний дают разные результаты, которые трудно увязать между собой. Указывалось также, что значения $E_r$, вычисленные по данным наблюдений за осадками плотин, выше полученных при испытаниях.

Интересные данные были опубликованы по плотинам Лану и Грандваль, Франция. На плотине Лану доля обратимых деформаций по отношению к суммарным составила 40% по результатам испытаний in situ и 50% по данным наблюдений за осадками плотины. Детальные исследования были проведены на плотине Россенс, построенной на песчаниках [125]. Пробные нагрузки, так же как лабораторные испытания, дали горизонтальный модуль деформации порядка 20 000 ÷ 40 000 кг/см² при минимальных значениях от 8 000 до 10 000 кг/см² и максимальных от 80 000 до 120 000 кг/см². Так называемые пластические деформации составляли от 20 до 50% общих. Испытания в вертикальном направлении показали деформируемость песчаника на 50% бóльшую, чем в горизонтальном.

Модуль бетона $E_c$ был равен 400 000 кг/см². Плотина была запроектирована с $\eta = 10$ для арок и $\eta = 15$ для консолей и проверена на $\eta = 20$ и 30 из опасений возможной ползучести песчаника в ее основании.

Тщательные наблюдения за отклонениями плотины велись в 1949—1951 гг. и затем с 1952 по 1962 г. Жико провел анализ этих наблюдений и выразил их следующим образом:

$$\frac{1}{E_c} = \alpha, \quad \frac{1}{E_r} = \beta, \quad \eta = \frac{E_c}{E_r} = \frac{\beta}{\alpha};$$

$\delta$ — вычисленное радиальное отклонение консолей — равно

$$\delta = \frac{1}{E_c}(a + b\eta) = a\alpha + b\beta.$$

Фактически наблюденные отклонения обозначаются $\delta_0$, а разница между вычисленными и наблюденными выражается как

$$\varepsilon = a\alpha + b\beta - \delta_0.$$

Условия для $\Sigma\varepsilon^2 =$ минимум требуют

$$\sum \varepsilon \frac{\partial \varepsilon}{\partial \alpha} = 0 \text{ и } \sum \varepsilon \frac{\partial \varepsilon}{\partial \beta} = 0.$$

Тогда

$$\sum a(a\alpha + b\beta - \delta_0) = 0$$

и

$$\sum b(a\alpha + b\beta - \delta_0) = 0.$$

Из этого следует:

$$\alpha = \frac{\sum ab \sum b\delta_0 - \sum b^2 \sum a\delta_0}{[\sum ab]^2 - \sum a^2 \sum b^2}$$

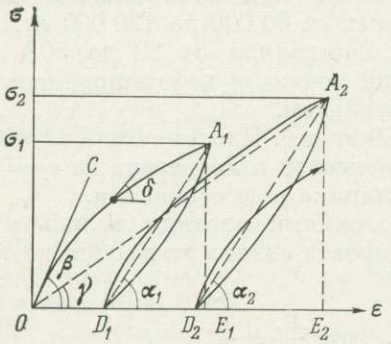
и

$$\beta = \frac{\sum ab \sum a\delta_0 - \sum a^2 \sum b\delta_0}{[\sum ab]^2 - \sum a^2 \sum b^2}.$$

Используя этот метод, установили, что в период 1952—1962 гг. $E_c$ было равно 300 000 кг/см², а $\eta = 4{,}2$ против $E_c = 400\,000$ кг/см² и $\eta =$ от 3 до 4,5 в 1949—1951 гг. Соответствующие значения $E_r$ оказались большими, чем определенные опытным путем. Жиго постарался разделить упругие и неупругие деформации и нашел, что в первый период (1948—1951 гг.) неупругие деформации непосредственно следовали за подъемом уровня воды в верхнем бьефе.

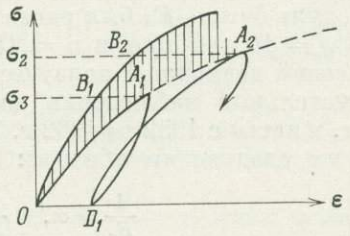
Была сделана попытка определить аналитическим путем эффект ползучести бетона; было найдено, что в конечной стадии этот эффект равен 0,002% для $\sigma = 1$ кг/см². При такой ползучести остаточные деформации породы соответствуют значению $\Delta\eta = 4{,}0$ и суммарной величине $\eta_{total} = 4{,}2 + 4{,}0 = 8{,}2$. Если принять, что ползучесть бетона равна только 0,001%, $\Delta\eta$ становится равным 5,6, а $\eta_{total} = 9{,}8$, что соответствует модулю деформации породы около 45 000 кг/см² и модулю упругости около 90 000 кг/см².

**6.5. Интерпретация кривых деформация — напряжение.** *6.5.1. Общее описание.* Кривые связи деформаций с напряжениями или $\sigma = \sigma(\varepsilon)$ дают представление о состоянии скального трещиноватого массива под действием




Фиг. 6.22. Типичные кривые деформация — напряжение для пробных нагрузок скального массива in situ.

Определение модулей упругости $E = \operatorname{tg}\alpha$ и общей деформации $E_{total} = \operatorname{tg}\gamma$, а также коэффициента $k = OD/OE$.




Фиг. 6.23. Кривые медленного ($OA_1A_2$) и быстрого ($OB_1B_2$) нагружения скального массива.

Заштрихованная часть выражает энергию деформации при медленном нагружении породы.

равномерно распределенной нагрузки. Форма их зависит от методов определения деформаций, от места производства измерений (т. е. на поверхности скального массива или в глубине) или от расстояния от точки нагружения. Она зависит также от интенсивности и направления приложения нагрузки. Для передачи на породу давления от цилиндрического домкрата в буровой скважине требуются минуты, тогда как испытания по американской методике с опытными нагрузками в туннелях и галереях продолжаются неделями.

Большое значение имеет и способ создания напряженного состояния. На фиг. 6.22 приведена типичная диаграмма деформация — напряжение, на которой $\varepsilon$ — деформация, а $\sigma$ — напряжение сжатия. Кривая $OA$ на ней соответствует нагружению от $\sigma = 0$ до $\sigma = \sigma_1$; обычно она имеет вогнутую по отношению к оси абцисс форму, указывающую на нелинейный характер деформаций. При разгрузке и снятии напряжения $\sigma$ кривая не возвращается в точку $O$ ($\varepsilon = 0$), а приходит к точке $D_1$. При последующей нагрузке до $\sigma_2 > \sigma_1$ и затем разгрузке получается кривая $D_1A_2D_2$. Деформации $OD$ и $OD_2$ — остаточные и зависят, очевидно, от уплотнения трещин в массиве. Кривые $A_1D_1$ и $A_2D_2$ соответствуют среднему значению упругих деформаций трещиноватого скального массива. Эти линии иногда параллельные, но обычно необходимо несколько циклов нагрузки — разгрузки, чтобы угол наклона $\alpha$ стал постоянным. Не всегда удается достичь упругих деформаций.

Линия $A_1D_1$ представляет модуль упругости $E_{\sigma_1} = \operatorname{tg}\alpha_1$ для первого цикла нагрузки до $\sigma_1$, а линия $A_2D_2$ выражает $E_{\sigma_2} = \operatorname{tg}\alpha_2$ для второго цикла с $\sigma_2$. Значения $E_\sigma$ соответствуют более или менее упругим деформациям скального массива. Линия $OA_2$ определяет $E_{\text{total}\,\sigma_2} = \operatorname{tg}\gamma$, т. е. модуль общей деформации при нагрузках и разгрузках $\sigma_1$ и $\sigma_2$. Касательная $OC$, проведенная через начальную точку кривой $OA_1$, характеризует модуль $E_0 = \operatorname{tg}\beta$. Теоретически $E_0$ должен быть равен модулю, определенному в лаборатории на образцах породы, но нет достаточных доказательств, чтобы утверждать это. Наконец, по любой точке кривой $\sigma = \sigma(\varepsilon)$ можно определить частный модуль $E = dp/d\varepsilon = \operatorname{tg}\delta$.

Описанная кривая $OA_1A_2$ получена методом медленного нагружения. Австрийские исследователи строят еще кривую $OB_1B_2$, подобную $OA_1A_2$, полученную способом быстрого нагружения (фиг. 6.23). Обе эти кривые называются рабочими кривыми (Arbeitslinie), так как они выражают внутреннюю энергию деформации породы. Заштрихованный участок диаграммы между кривыми $OB_1B_2$ и $OA_1A_2$ называется Arbeitsbereich; он характеризует количество энергии, затраченной на деформацию при длительном проведении опыта, т.е. при медленном наращивании нарузки. Это не имеет ничего общего с настоящей ползучестью.

Значения $E_e$ [$E_e$ — модуль упругости.— *Ред.*] и $E_{\text{total}}$, полученные из кривой $\sigma = \sigma(\varepsilon)$, имеют такое же важное значение, как и коэффициент $k = OD_1/OE_1$, где $OD_1$ — остаточная, или пластическая, деформация, являющаяся частью общей деформации $OE_1$. Американские геологи придают очень большое значение этому коэффициенту. Следует добавить, что сама форма кривой $\sigma = \sigma(\varepsilon)$ весьма показательна для состояния и, возможно, для строения скального массива. Величины $E_0$, $E_e$ и $E_{\text{total}}$, так же как $k$ характеризуют напряженно-деформированное состояние массива. Эти показатели должны всегда сопровождаться указанием, при каком значении $\sigma$ они были определены и каким способом было создано напряжение $\sigma$.

Большая часть кривых деформация — напряжение получены в результате испытаний в туннелях и штольнях при нагрузках, не превышающих прочности скального массива на сжатие (раздавливание). Из 300 кривых, полученных в опытах, проведенных «Электрисите де Франс», только три соответствуют испытаниям, в процессе которых произошло явное разрушение скального массива. В штольнях ГЭС Розеленд и Життаз, Франция, давление во время опытов доводилось до 320 кг/см$^2$, при этом заметных признаков разрушения породы не отмечалось.

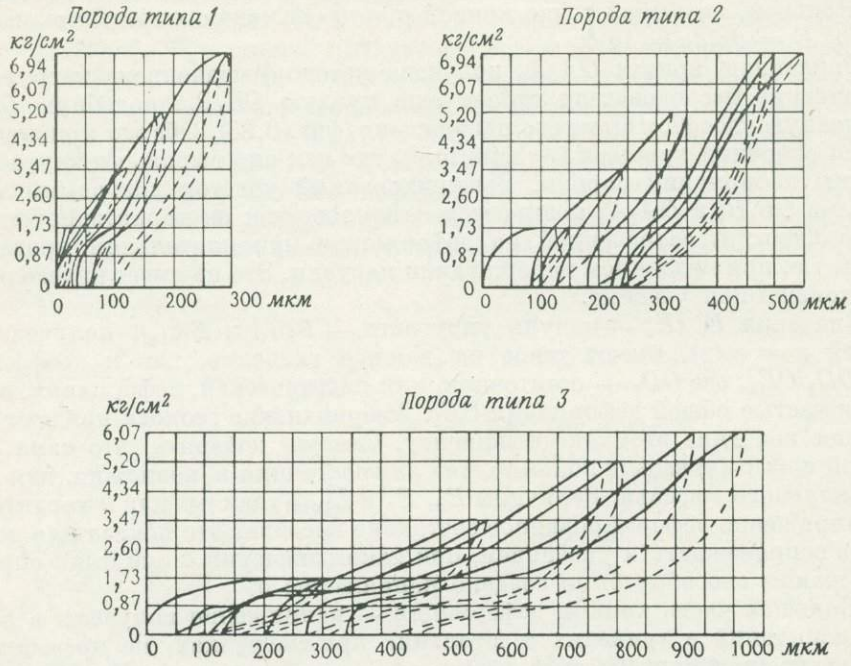
*6.5.2. Интерпретация кривых деформация — напряжение.* На собрании Австрийского общества по механике скальных пород в Зальцбурге в 1961 г. Оберти демонстрировал кривые деформация — напряжение, характеризующие прочные, средние и слабые породы (фиг. 6.24). В случае прочных пород (тип *1*) значение $k$ было небольшим и в процессе опыта упругие деформации были достигнуты быстро. Не вызывает сомнения, что кривые типа *2* характеризуют менее прочные, а типа *3* — слабые породы. Докладчик пытался проанализировать кривые $\sigma = \sigma(\varepsilon)$ в деталях. Если эти линии имеют вид прямой, значит порода находится в упругом состоянии (фиг. 6.25, *а*). Точка $A$ дисконтиниума (перелома) (фиг. 6.25, *б*) указывает на присутствие в скальном массиве некоторых разрывных нарушений, возможно, на локальную поверхность сдвига. Отклонение от прямой линии может служить признаком внутренних пластических деформаций (фиг. 6.25, *в*).

Более полное представление о состоянии скального массива дает анализ петель гистеризиса. Такую работу проделал Мазено, который располагал большим количеством данных, полученных «Электрисите де Франс». В своем исследовании он базировался на теории, развитой Талобром (см. раздел 6.5.3).

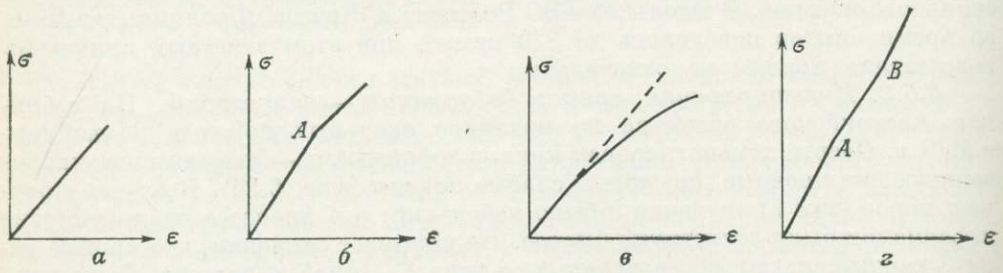
На некоторых кривых отчетливо выделяются не одна, а две точки перелома. Так, например, Чак [426] получил для метаморфической породы типа

кварцевого филлита кривую (фиг. 6.25, *г*) с двумя точками предела упругости: *A* для филиттовой составляющей и *B* для крупнокристаллической кварцевой. Следует обращать внимание на характер кривизны и направление линий на диаграмме.

Полезные сведения можно получить из анализа кривых разгрузки. Так, например, если при быстром снятии нагрузки деформации не восстанавливаются, то это означает, что в массиве имеются разрывные нарушения и он



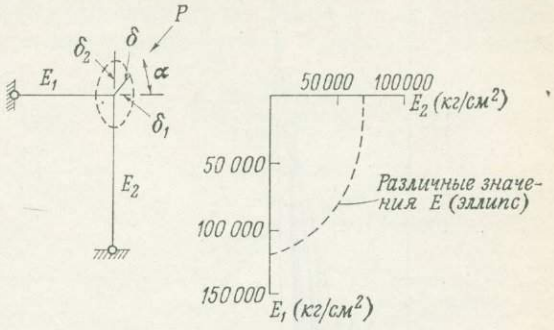

Фиг. 6.24. Кривые деформация — напряжение для различных типов пород [351].




Фиг. 6.25. Типы кривых деформации.

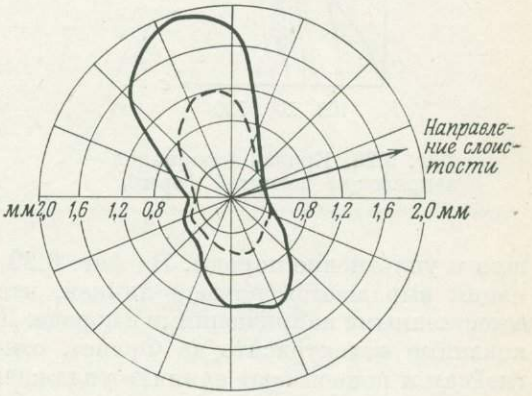
в большей степени утратил свои упругие свойства (Талобр). В обычной практике испытания с нагрузками производятся в двух направлениях с целью выявления поверхностей ослабления, всегда присутствующих в осадочных и часто встречающихся в изверженных и метаморфических породах. В слоистых скальных массивах модуль упругости $E_1$ в направлении, параллельном напластованию, может быть в два-три раза больше модуля $E_2$ нормально слоистости. Зная, что $E_1 > E_2$, можно применительно к схеме, изображенной на фиг. 6.26а, вычислить модуль $E_\alpha$ под любым углом к направлению $E_1$. На схеме деформации $\varepsilon$ даны в виде эллипса с $\varepsilon_1$ и $\varepsilon_2$, отложенными по его главным осям [183]. В этом отношении опыты с радиальной нагрузкой в ка-

мерах круглой формы дают возможность полнее всего изучить свойства массива. Деформации ε, измеренные в любом направлении при любой нагрузке σ, наносятся на круговую диаграмму (фиг. 6.26б); по ним легко определить направление их максимальных и минимальных значений. Последнее необходимо знать, особенно при проектировании обделок туннелей.




Фиг. 6.26а. Модули упругости в слоистых породах.

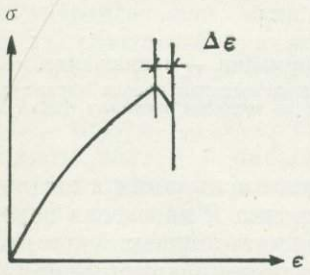
$E_1$ и $E_2$ определены параллельно и перпендикулярно слоистости. $E$ меняется от $E_2$ до $E_1$ в зависимости от угла $\alpha$ [182].




Фиг. 6.26б. Типичная диаграмма радиальных деформаций, определенных в напорном туннеле Каунерталь.

Пунктирная линия — упругие деформации; сплошная линия — общие (суммарные) деформации. Опыт проводился в направлении, параллельном слоистости мергелей, изучались участки мощностью 0,30 м, длиной 3,0 м [416].

По кривым деформация — напряжение можно судить о свойстве ползучести скальных массивов; это видно из графика фиг. 6.27, на котором приращение деформации $\Delta\varepsilon$ происходит при спаде напряжений в функции времени.

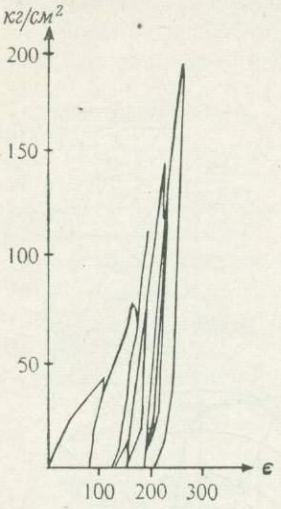



Фиг. 6.27. Кривая деформация — напряжение.

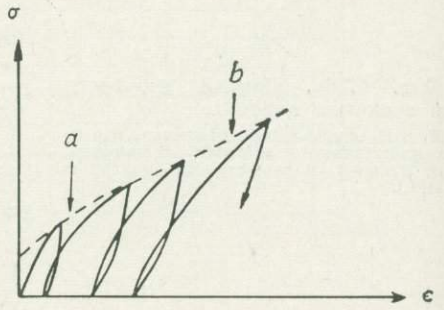
Специалисты «Электрисите де Франс» проводили исследования ползучести, выдерживая в течение 24 ч выветрелые граниты под нагрузкой 19 кг/см², сланцы небольшой прочности под нагрузкой 30 кг/см² и прочные известняки и гнейсы под давлением 80 и 160 кг/см². Наиболее интересные результаты дали испытания сланцев, которые после 200 ч показали увеличение ползучести (фиг. 6.21, кривая $E$).

Эти исследования показали, что деформации ползучести могут быть реверсивными или остаточными, мгновенными или установившимися, но выделить эти типы на графиках трудно. Есть основания полагать, что установившаяся ползучесть составляет от 5 до 20% мгновенной. Разумеется, трудно судить о возможной ползучести скального основания плотины за многие годы эксплуатации при переменных гидростатических давлениях по испытаниям нескольких кубических метров породы в течение 10 дней. Был случай, когда деформации оказались целиком обратимыми и вернулись к нулю ($\varepsilon = 0$) через три месяца после снятия нагрузки.

Некоторые сведения о строении скального массива можно почерпнуть из основной тенденции кривых деформация — напряжение. Так, например, кривые на фиг. 6.28 после нескольких циклов нагрузки — разгрузки сохранили вогнутую форму, что указывает на прогрессирующее сжатие пор и тре-

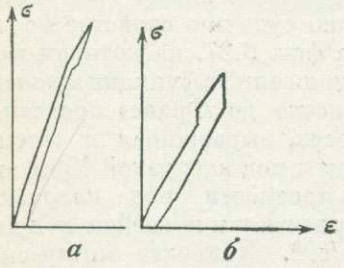



Фиг. 6.28. Кривая деформация — напряжение вогнутой формы.




Фиг. 6.29. Кривая деформация — напряжение; вначале вогнутой формы (*а*), а затем прямая (*б*)

щин и уплотнение породы. На фиг. 6.29 тенденция общих суммарных деформаций выражается прямой линией, что, вероятно, связано с некоторыми естественными напряжениями в породе. Диаграммы *а* и *б* на фиг. 6.30, опубликованные «Электрисите де Франс», относятся к сухим и водонасыщенным гнейсам и показывают влияние увлажнения на свойства скальных массивов.




Фиг. 6.30. Кривые деформация — напряжение.
*а* — сухая порода; *б* — водонасыщенная порода (Французский национальный комитет по высоким плотинам, 1964 г.).

*6.5.3. Диаграммы Талобра.* Талобр [448] проводили испытания в штольнях с передвижной установкой мощностью 50 т. Нагрузка $P$ на массив передавалась через сравнительно небольшой жесткий металлический штамп и доводилась до величины, при которой в породе возникали разрывные нарушения, приводившие к так называемым пластическим деформациям.

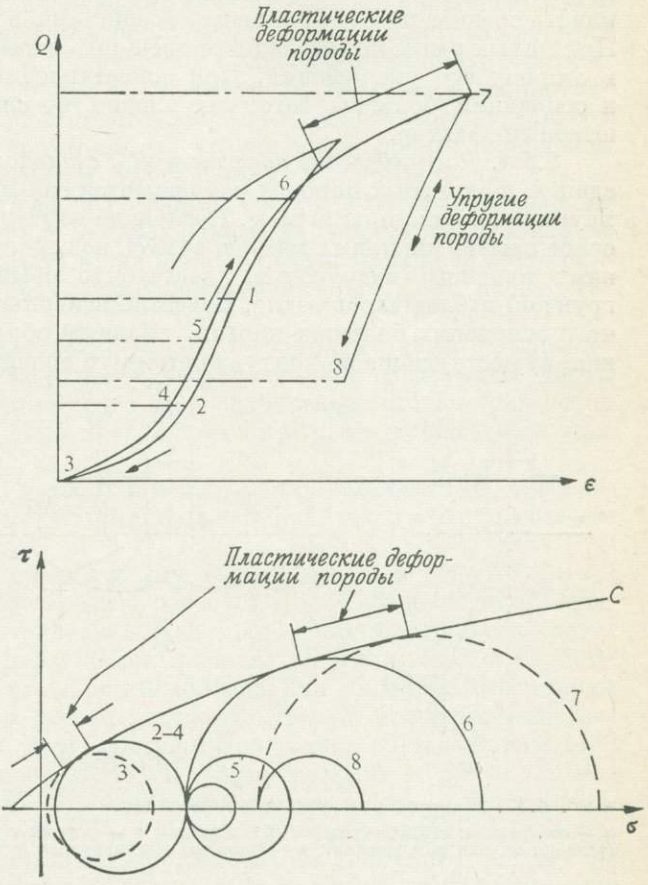
При интерпретации результатов испытаний Талобр строил кривые деформация — напряжение $\sigma = \sigma(\varepsilon)$ и диаграммы кругов Мора $\tau = \tau(\sigma)$ (фиг. 6.31). Согласно теории Мора, напряжения разрушения изображаются кругами, пересекающими или касающимися огибающей кривой, общей для всех кругов. Так, например, если допустить, что в точке *1* кривой $\sigma = \sigma(\varepsilon)$ главное напряжение $\sigma_1$ известно ($\sigma_1 = p$), а два других — $\sigma_2$ и $\sigma_3$ — могут быть определены непосредственными измерениями в натуре (например, методом плоских домкратов), то на диаграмме ($\sigma$, $\tau$) может быть построен соот-

ветствующий круг Мора. При разгрузке от точки *1* до точки *2* деформации, как это следует из кривой $\sigma = \sigma(\varepsilon)$, остаются упругими (что, по мнению Талобра, указывает на преобладание бокового давления $\sigma_3$), а далее между точками *2* и *3* и при повторном нагружении между точками *3* и *4* деформации становятся неупругими и соответствующие им круги касаются огибающей. От точки *4* до точки *6* деформации вновь упругие и круги Мора лежат ниже огибающей. С увеличением давления домкрата около точки *6* деформации опять становятся пластическими и круги *6* и *7* касаются огибающей.

По Талобру, на огибающей кривой *C* можно выделить участки чрезмерного нагружения массива, вызывающего в нем внутренние разрывы ограниченных размеров. Подобные участки могут быть очерчены на кривой *C* и при разгрузке; они соответствуют нарушению равновесия в напряженном состоянии массива и развитию в нем дальнейших разрывных нарушений. При условии, что второе главное напряжение известно или может быть измерено, применима формула

$$\frac{\sigma_3 - \sigma_1}{2c\,\mathrm{ctg}\,\phi + \sigma_3 + \sigma_1} = \sin\phi,$$

которая рассматривается в следующем разделе.




Фиг. 6.31. Кривые деформация — напряжение и соответствующие круги Мора [448].

Примером могут служить некоторые данные, полученные при испытаниях слюдистых сланцев в туннеле Бор, где пластические деформации начались при $\sigma_3 = 20$ кг/см². Опыты велись с нарастающей нагрузкой, доведенной до 40 кг/см², при которой второе главное напряжение $\sigma_1$ было равно $x$. Затем нагрузку стали снижать, что вызвало упругие деформации, продолжавшиеся до тех пор, пока $\sigma_3$ не стало равным 6 кг/см², после чего деформации перешли в пластические. Допуская, что второе главное напряжение не изменилось и $\sigma_1 = x$, имеем

$$\frac{40 - x}{2c\,\mathrm{ctg}\,\phi + 40 + x} = \frac{x - 6}{2c\,\mathrm{ctg}\,\phi + x + 6}.$$

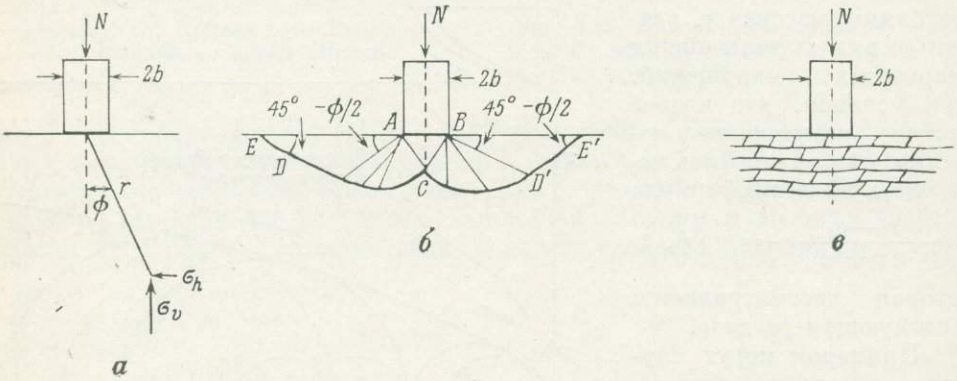
При $c\,\mathrm{ctg}\,\phi = 10$ кг/см² $x$ равен 18 кг/см².

Критики Талобра указывали, что в расчетах по его методу остаются неизвестными или второе главное напряжение $\sigma = x$, или $c\,\mathrm{ctg}\,\phi$; однако не следует забывать, что в начале испытаний второе главное напряжение равно остаточным напряжениям в массиве и может быть измерено. Другие критики

указывают на изменение направления второго главного напряжения в процессе увеличения нагрузки, обусловленное коэффициентом Пуассона ν.

Более веские замечания, касающиеся размеров опытных штампов, относятся в равной мере ко всем испытаниям такого рода; при небольшой площади нагружения напряжения, вызванные нагрузкой, распространяются в массив на малую глубину. Тем не менее в «Электрисите де Франс» методика Талобра положена в основу интерпретации кривых деформация — напряжение, полученных в результате опытных работ. Во всех случаях необходимо сравнивать среднее расстояние между трещинами в массиве с диаметром штампа. При малых размерах последнего трещины значительно влияют на значение $E$ в сторону его уменьшения. При сопоставлении условий опытных участков и оснований больших бетонных плотин не следует упускать из виду масштабный фактор.

*6.5.4. Распределение напряжений в скальном массиве.* Кроме разрушения сдвига, в скальных породах наблюдаются еще два главных вида деформации: хрупкие и вязко-пластичные. Последние изучались в опытах на сдвиг и одноосное сжатие скальных массивов [127], но действительное разрушение в условиях плоского нагружения (достаточно обычное при испытании мягких грунтов) наблюдалось редко. Известно несколько случаев разрушения скального основания больших плотин, главным образом из-за перегрузки. Условия, существующие по контуру бетонных арочных и гравитационных плотин,




Фиг. 6.32. Нагружение скальных массивов.

*а* — однородные породы (условие Буссинеска); *б* — породы с низким сцеплением или без сцепления (условия начала разрушения); *в* — слоистые трещиноватые породы.

таковы, что возникающие под их воздействием напряжения сдвига и сжатия приводят к полному изменению напряженного состояния и развитию деформаций в их основании. Эти деформации смягчают напряжения на контакте с бетоном. Скальный массив можно рассматривать как однородное изотропное полупространство или, альтернативно, как трещиноватую среду или систему блоков (фиг. 6.32).

*6.5.5. Хрупкое и вязко-пластичное разрушение.* Испытания на сжатие и сдвиг скальных массивов в полевых условиях и образцов скальных пород в лаборатории могут быть существенно дополнены исследованиями на моделях, воспроизводящих геологическое строение, трещиноватость и более крупные разрывные нарушения изучаемых массивов.

Хрупкое разрушение происходит всегда, когда классическое, «идеальное» главное напряжение превышает предел прочности среды на одноосное сжатие. Во всех остальных случаях имеет место вязко-пластичный тип разрушения, причем чем больше в среднем изотропность сжимающих напряжений $\sigma_0 = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$ с учетом отдельных отклонений $(\sigma_1 - \sigma_0)$, $(\sigma_2 - \sigma_0)$ и $(\sigma_3 - \sigma_0)$, тем интенсивнее микротрещинообразование и больше дефор-

мации. Теория огибающих кривых, более подробно рассматриваемая ниже, может быть с успехом применена к анализу вязко-пластичного разрушения.

Хрупкое разрушение скальных массивов происходит большей частью по кристаллическим контактам, в которых состояние всестороннего изотропного сжатия обычно несколько понижено. Граничные связи в скальных массивах не обусловлены большим количеством контактов (hyperstatic connections), и разрушение в них наступает сразу по достижении предела упругих деформаций.

В одной из своих работ, посвященных устойчивости упоров арочных плотин, Фумагалли [120] следующим образом описывает развитие процесса разрушения скального массива, вызванного пластично-вязкими деформациями. По мере увеличения нагрузки фронт развития деформаций сопротивляющейся среды все глубже проникает в породу и все больше отделяется от поверхности приложения нагрузки. С углублением фронта сцепление в окружающей его толще постепенно уменьшается, а сопротивление увеличивается за счет мобилизации сил внутреннего трения и перераспределения напряжений. При установившейся нагрузке скорость деформаций снижается и остается равной нулю до тех пор, пока вновь не будет нарушено состояние статического равновесия. Когда разрушение наступает, оно носит всеобщий характер.

Это описание развития пластично-вязких деформаций дано Фумагалли на основании лабораторных модельных исследований с доведением упора плотины до полного разрушения. Этот тип разрушения трудно поддается наблюдению в опытах с пробными нагрузками in situ, но лучше виден при полевых испытаниях на сдвиг.

*6.5.6. Теории и методы.* В методах и в способах определения распределения напряжений в напряженно-деформированных скальных массивах имеется ряд условностей.

Классическая теория однородного изотропного упругого полупространства. В первом приближении скальные породы рассматриваются как однородная изотропная среда, и расчет напряжений вокруг подземной выработки на ограниченной глубине в массиве является типичным примером использования общепринятой теории прочности. Другим примером может служить случай полупространства, равномерно нагруженного с поверхности. Большинство задач решается с помощью уравнений Буссинеска [44] и Черрутти (фиг. 6.32, *а*). Метод Прандтля — Терцаги (фиг. 6.32, *б*) является развитием решения Буссинеска.

Трещиноватые породы. Мюллер и Пахер разработали методику оценки напряженного состояния трещиноватого скального массива на базе детального изучения последнего и отчетливого представления о направлении и распространении основных систем трещин. Считается, что прочность на растяжение и на сдвиг в любой точке скального массива и в любом заданном направлении зависит от его трещиноватости.

Кластические породы. В вышеперечисленных методах считается, что скальный массив обладает прочностью на сдвиг и на растяжение и способен передавать напряжения через трещины хотя бы на короткое расстояние.

Массивы кластических пород представляют собой систему наложенных друг на друга блоков, не способных к взаимной передаче сдвигающих и растягивающих усилий. Только сжимающие напряжения могут распространяться через контактовые поверхности между блоками. Эта теория разрабатывалась последнее время несколькими авторами и приспособлена Троллопом [471] к задачам механики скальных пород. Несколько моделей такого типа были исследованы Крсмановичем [246].

Современные методы анализа напряженно-деформированного состояния скальных массивов применяются

для решения специальных вопросов, рассматриваемых в гл. 7. Обычно математический подход, основанный на уравнении Буссинеска, дает весьма оптимистические результаты, но альтернативные методы, разрабатываемые Мюллером, Троллопом, Зенкевичем и др., являются более реальными.

**6.6. Геофизические методы исследований скальных массивов.** Непосредственное определение in situ статического модуля упругости связано с громоздкими и дорогостоящими подготовительными работами. Этот способ дает очень ценные результаты, но малопригоден для изучения больших объемов пород. Сейсмический метод позволяет определить динамический модуль упругости скальных массивов для сопоставления со статическим модулем. Кроме того, он дает представление о степени трещиноватости массива. Резистивиметрия, применяемая в механике грунтов, может быть использована и для изучения скальных пород.

*6.6.1. Сейсмический метод.* Возбуждение упругих колебаний в массиве пород и их улавливание на расстоянии с помощью сейсмоприемников дают возможность определить скорость и длину упругих волн и средний модуль упругости толщи. Существуют различные способы возбуждения таких волн. Так, например, при изучении обломочных пород, залегавших на тонком слое ила, Эвисон [106] применял высокочастотный вибратор. При подводных исследованиях скального ложа Ла-Манша использовался электроискровый источник с частотой от $^1/_4$ до $^1/_2$ с. При исследованиях на больших глубинах в небольших подводных камерах взрывалась смесь пропана с водородом. С помощью взрывных или акустических волн производится просвечивание породных массивов между скважинами различной глубины. Этот способ применяется в туннелях и штольнях для определения мощности зоны, нарушенной взрывными работами.

В некоторых случаях этот метод малопригоден, например: если границей раздела служат выветрелые породы (выветрелый гранит); когда обе толщи пород по своим свойствам почти одинаковы и $E_1$ только немного меньше $E_2$ или когда верхняя толща перекрыта тонким слоем с более высоким модулем упругости $E_0 > E_1$. Обычно сейсмические исследования проводятся с низким уровнем напряжений, вызванных высокочастотной вибрацией очень малой амплитуды. Они не так точны, как испытание с пробными нагрузками домкратами, но могут при очень малых затратах дать сведения об изменении свойств пород на больших площадях основания сооружения.

После удара (или взрыва) на поверхности или внутри тела с модулем упругости $E_d$ и плотностью $\rho$ во все стороны распространяются ударные волны различного типа. Среди них выделяют продольные разрежения, продольные сжатия высокой скорости $v_e$ и поперечные, или сдвиговые, волны со скоростью $v_s$, меньшей $v_e$.

Применительно к теории упругости связь между продольными и поперечными волнами $v_e$ и $v_s$, коэффициентом Пуассона $\nu$ скального массива и динамическим модулем упругости может быть выражена следующими уравнениями:

$$E_d = v_e^2 \rho \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)}, \qquad (1)$$

$$E_d = 2v_s^2 \rho (1+\nu). \qquad (2)$$

Поперечные волны обычно трудно поддаются точной регистрации, и поэтому для определения $E_d$ ограничиваются первыми продольными волнами. Коэффициент Пуассона $\nu$ может быть определен по образцам породы.

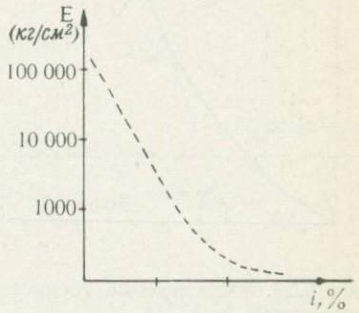
Интересным примером являются детальные сейсмические исследования основания высокой арочной плотины Вайонт. Они велись до и после проведения укрепительной цементации, которая была прекращена после того, как скорости в среднем достигли 3000 м/с. Работы проводились также по склонам ущелья Вайонт и горы Ток и дали представление о прогрессирующем ухуд-

шении состояния породы в склоне последней, приведшем к оползню и катастрофе.

Для определения в туннелях мощности зоны пород, нарушенных взрывными работами, применяются ультразвуковые волны. У поверхности таких зон скорости распространения волн меньше, чем в нижезалегающих сохранных породах. Кровля последних залегает обычно на глубине от 1,50 до 2,00 м от внутренней поверхности выработки.

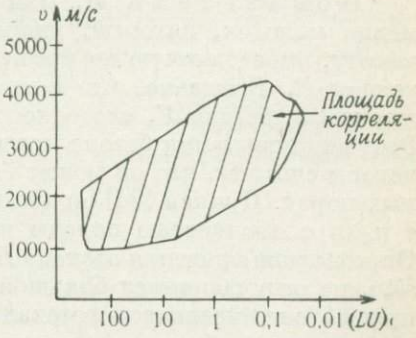
Эффект дисконтиниума (нарушения сплошности) скального массива оценивается сравнением скорости продольных волн $v_e = v$, определенной in

Фиг. 6.33. Корреляционная зависимость между отношением скоростей упругих волн $v/v_L$ по полевым и лабораторным определениям и показателем $RQD$ [82]




Фиг. 6.34. Корреляционная зависимость между модулем $E$ и показателем $i$, определенным в лаборатории [151].

situ, со скоростью волн в звуковом диапазоне $v_L$, установленной в лаборатории на сохранных образцах породы, отобранных из этого же массива. На фиг. 6.33 приведен график, позволяющий судить о том, как отношение $v/v_L$ может быть связано с показателями породы ($RQD$) [81]. Установлены корреляционные зависимости между $v_L$ и показателем пустотности $i$ [94, 321], между



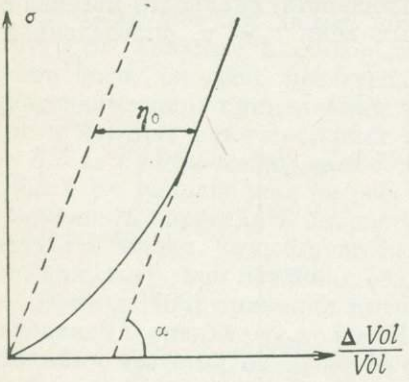

Фиг. 6.35. Корреляционная зависимость между скоростью распространения упругих волн (м/с) и водопроницаемостью в единицах Люжона ($LU$) для двух гранитных оснований.

Одна единица Люжона соответствует расходу 1 л/мин на 1 м длины скважины при давлении 10 кг/см² (Труды Французского национального комитета по высоким плотинам, 1964 г.).

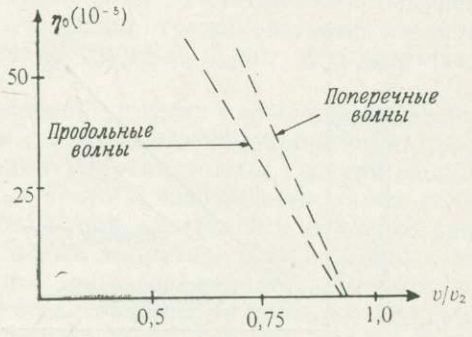
лабораторным статическим модулем упругости $E_{stat}$ и показателем $i$ [151] (фиг. 6.34) и, наконец (по данным французских исследователей), между $v_L$ и коэффициентом фильтрации в единицах Люжона ($LU$) (фиг. 6.35). Морлие [321] изучал характер отношений $v/v_L$ на очень плотных породах без пустот, но слегка трещиноватых. Вместо применяемого Дунканом, Серафимом, Хемролом и др. показателя пористости (пустотности) $i$ он предложил понятие «трещинная пористость (пустотность) $\eta_0$» (фиг. 6.36), считая, что при всестороннем обжатии породы относительное уменьшение ее объема $\Delta vol/vol$ в зависимости от $\sigma$ следует кривой, подобной изображенной на фиг. 6.36;

здесь $\operatorname{tg}\alpha$ выражает модуль упругости для чисто упругих деформаций, а $\eta_0$ — смыкание трещин. Значение $\eta_0$ меняется от $10^{-5}$ до $5 \cdot 10^{-5}$ для гранитов и от $100 \cdot 10^{-5}$ до $300 \cdot 10^{-5}$ для плотных кварцитов.

Принимая $v'_L$ за теоретическую скорость распространения волн в прочных плотных породах, Морлие построил кривую зависимости $v/v'^2_L$ от $\eta_0$ для различных гранитов, кварцитов и других подобных пород и сделал вывод, что отношение $v/v'_L$ является приблизительно линейной функцией от $\eta_0$




Фиг. 6.36. Определение трещинной пустотности $\eta_0$ [321].




Фиг. 6.37. Зависимость между $\eta_0$ и $v/v_L$ для восьми различных типов гранитов [321].

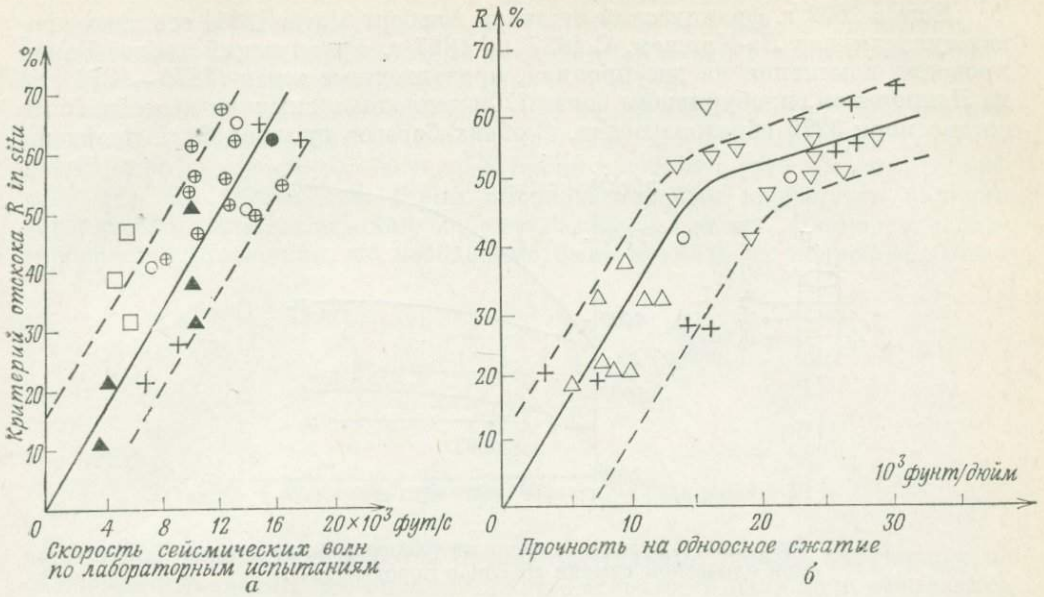
(фиг. 6.37). Это значит, что любая пустота или трещина влияют на уменьшение скорости звуковых и ударных (сейсмических) волн; это в равной мере относится к продольным и поперечным волнам.

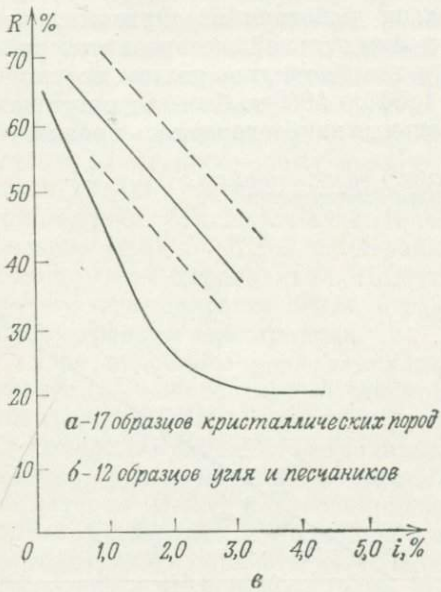
Следовательно, существует группа взаимосвязанных показателей ($v$, $v_L$, $v/v_L$, $\eta_0$, $i$, $E$, единицы Люжона и т. д.), прямо или косвенно характеризующих пористость и трещиноватость скальных пород и массивов. Эти связи требуют более тщательного изучения, так как лежат в основе других характеристик скальных пород.

Показатель $R$. Для определения прочности бетона Шмидт применял молоток, который, ударяясь о поверхность бетона, отскакивает на высоту, определяемую по масштабной линейке. Высота отскока служит критерием $R$. Доказано, что существует определенная связь между модулем упругости бетона $E$, его одноосной прочностью на сжатие и критерием $R$. Этот вид испытания бетона применяется в течение последних 20 лет и многие авторы считают, что он может быть использован для изучения in situ скальных пород. Дункан [94] опубликовал ряд диаграмм, показывающих связь $R$ с $v_L$ и с прочностью породы на сжатие (раздавливание) (фиг. 6.38, *а*, *б*). Определение критерия отскока $R$ является ускоренным способом испытаний in situ, не отличающимся большой точностью; он не дает представления о трещиноватости исследуемого скального массива, но позволяет выделить в нем отдельные ослабленные участки.

Последние работы Хабиба, Вюйе и Одибера [147] показали, что одноосным или трехосным сжатием породы до 500 или 1000 кг/см$^2$ можно значительно увеличить скорость прохождения в них некоторых продольных и поперечных волн (фиг. 6.39).

Исследования по корреляции $E$ и $v$. Руссел [400], основываясь на неопубликованном тезисе Шнейдера, построил кривую зависимости $k = E_{\text{dyn}}$ (динамический): $E_{\text{stat}}$ (статический) от $\lambda_T$ (в метрах), в которой $\lambda_T$ — длина волн, а $E_{\text{dyn}}$ — динамический модуль, рассчитанный по поперечным волнам в породе. Кривая отражает значительное разнообразие



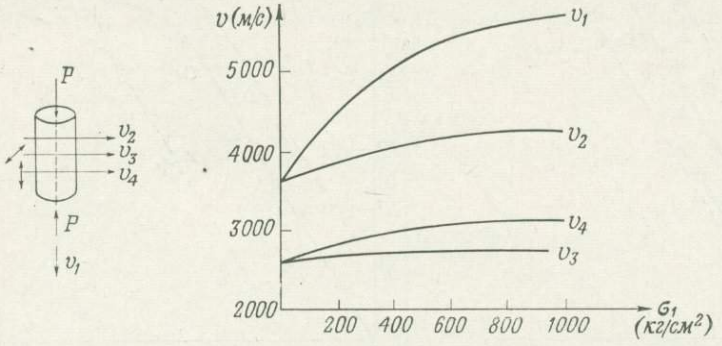

Фиг. 6.38.

*а* — связь между критерием отскока $R$ in situ (в %) и скоростью сейсмических волн $v_L$ по лабораторным определениям.
Темные треугольники — сланец; светлые квадратики — уголь; темные кружки — базальт; светлые кружки — гранит; кружки с крестиком — песчаник; крестики — аргиллит.
*б* — связь между $R$ и прочностью на сжатие: светлые кружки — гранит; светлые треугольники — сланец; крестики — аргиллит; перевернутые треугольники — песчаник.
*в* — связь между $R$ и показателем пустотности $i$ [93].

значений $k$ (от 1 до 13) (фиг. 6.40). Кларк нашел, что значение $k$ может меняться в пределах от 0,85 до 29. Взаимосвязь этих величин оказалась достаточно отчетливой, и даже гнейсы Мальпассе легли на кривую (точка 13). На фиг. 6.41 приведена кривая зависимости $E_{stat}$ от частоты поперечных волн, возбужденных методом падающего молота и измеренных на базе 40 м (фиг. 6.42).

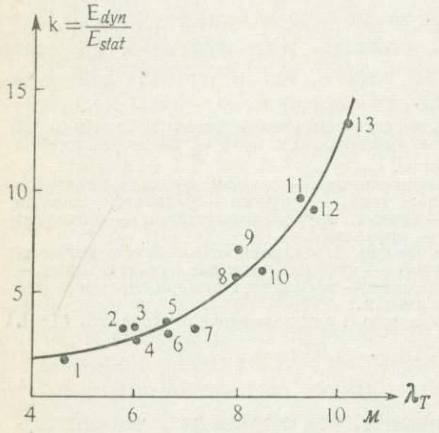
Теоретический анализ показывает, что, хотя значения $E_{stat}$ и $E_{dyn}$ различны, они связаны между собой физическими коэффициентами, часть из которых поддается непосредственному измерению. Анализ подчеркивает практическое значение поперечных волн, которыми часто пренебрегают. Работы Руссела, Морлие, Дункана, Серафима, Берне и др. показывают, насколько структура скальных пород и скальных массивов зависит от их пустотности и трещиноватости.

Еще в 1802 г. французский инженер Альберт Матье [384] составил проект туннеля под Ла-Маншем. С 1837 по 1867 г. французский геолог Гамон проводил изыскания на дне пролива, продолженные затем (1875—1876 гг.) де Лаппараном, пробурившим более 7700 подводных скважин и отобравшим со дна моря 3276 образцов пород. С обоих берегов пролива были пройдены

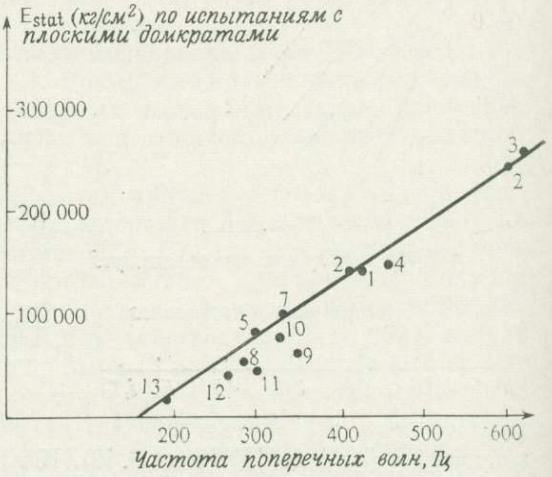



Фиг. 6.39. Увеличение скорости распространения волн при одноосном сжатии образцов породы [147].

разведочные штольни. Над проектом больше работали во Франции, чем в Великобритании. После первой мировой войны дальнейшие проектные проработки по Ла-Маншу были прекращены и возобновились только по окончании второй мировой войны. В период с 1850 по 1960 г. был выдвинут ряд конкурирующих предложений: две параллельные дамбы через весь пролив —




Фиг. 6.40. Связь между $E_{dyn}/E_{stat}$ и $\lambda_T$ для поперечных волн по данным исследований на 13 участках расположения плотин [400].



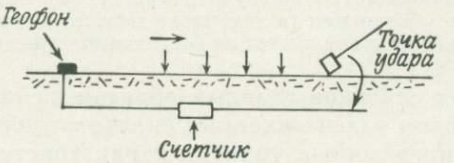

Фиг. 6.41 Связь между $E_{stat}$ (испытания с плоскими домкратами) (в кг/см²) и частотой поперечных волн (в Гц) [400].

одна железнодорожная, другая автодорожная, между которыми от Кале до Дувра в обоих направлениях могли бы безопасно курсировать баржи и мелкие суда; плотина через пролив; мостовые переходы (в разных вариантах); дюкер по дну пролива.

После второй мировой войны международная организация занялась изучением и анализом материалов, полученных в свое время Лаппараном. Выяснилось, что наибольшие затруднения по трассе могут представить

сильно трещиноватые или раздробленные скальные породы и древние переуглубления, заполненные водонасыщенными песчаными и гравелистыми отложениями, пересечение которых туннелем было бы из-за высокого гидростатического давления сложным и дорогостоящим.

Еще в 1867 г. Гамон установил, что нижнемеловые отложения на дне пролива по своим свойствам вполне пригодны для строительства туннеля. Примерно одну четвертую часть всей толщи пород мелового возраста составляет мел. Он представлен серым высокодисперсным карбонатом кальция органического происхождения без кремнезема и трещин. Лаппаран закартировал эти отложения, но необходимо было изучить их подробнее. Были




Фиг. 6.42. Метод падающего молота на базе длиной 40 м.

выполнены разведочные работы. Экспериментальные данные, полученные по скважинам, показали, что породы нижнего и среднего мела мало отличаются друг от друга по скорости прохождения волн, что затрудняет проведение между ними четкой границы. В связи с этим в 1958 г. [384] были проведены исследования методом отраженных волн, использующим высокочастотный звуковой источник, расположенный под катером. Результаты получились хорошие, но мощность источника энергии оказалась недостаточной, чтобы преодолеть поглощающую способность меловых отложений. Тогда обратились к электроискровому методу («Sparker» method) с установкой напряжением 12 000 В и подводным электродным разрядником, закрепленным на конце троса, буксируемого катером. Зазор разрядника регулировался в интервале от 0,25 до 0,5 с. Отраженные волны принимались на гидрофоне, буксируемом параллельно. Поступающие сигналы усиливались, фильтровались и печатались на ленте, в результате чего получалась непрерывная запись строения дна пролива.

При подобного рода изысканиях может применяться другой источник энергии — неоднократный сейсмоакустический возбудитель RASS (Repeatable Acoustic Seismic Source), принцип действия которого основан на взрывах (с помощью искрового разрядника) смеси пропана и кислорода в небольшой камере, установленной в торпедовидном контейнере, влекомом на буксире за катером. Импульсы, возникающие таким образом, обладают относительно высокой энергией и низкой частотой и могут проникать на значительную глубину ниже морского дна. На дне Мексиканского залива такие импульсы отражались с глубины 1219 м. Параллельное использование обоих методов позволяет одновременно изучать толщи, залегающие на большой и незначительной глубине.

*6.6.2. Метод электрических сопротивлений (резистивиметрия).*

Мур [317] следующим образом описывает целесообразность применения геофизических методов исследований:

Сейсмические методы дают хорошие результаты при разведке оснований мостов, зданий и плотин, а также при изучении пород по трассе дорожных выемок и в порталах проектируемых туннелей. Они менее пригодны для разведки естественных строительных материалов, например песка, гравия, и для детального изучения оползней. На участках залегания тонких слоев относительно твердых пород, например песчаников, известняков или сравнительно молодых и плотных вулканических пород, подстилаемых выветрелыми образованиями или формациями пониженной плотности, сейсмические исследования неэффективны, так как волны с большими скоростями, характерные для плотных пород,

доходят до сейсмоприемников первыми и искажают волны, идущие через более слабые нижележащие породы.... В настоящее время в Бюро общественных дорог, Вашингтон, сейсмические методы применяют либо для пополнения сведений, полученных резистивиметрией, либо для подтверждения этих сведений в случаях, когда возникают затруднения в интерпретации последних.

Метод электрических сопротивлений пригоден для изучения оснований сооружений так же, как и сейсмический, и во многих случаях дает отличные результаты при решении вопросов, связанных с проектированием откосов. На его точность не так сильно влияет присутствие тонких твердых прослоев, залегающих на менее плотных; он позволяет оконтурить площадь, занимаемую сланцами или другими образованиями с низким удельным сопротивлением, которые перекрыты песчаниками или породами, характеризующимися высоким удельным сопротивлением. Резистивиметрия дает хорошие результаты при разведке естественных строительных материалов и при изучении оползней. Этим методом можно достаточно точно и подробно изучить строение и условия образования оползневого тела, характер его обводнения (в том числе непосредственно поверхностей скольжения), степень влажности и консистенцию отдельных прослоев в нем и т. д.

Эта точка зрения основана главным образом на опыте дорожного строительства. Для решения задач механики скальных пород, связанных с изучением оснований, определением упругих характеристик, оценкой эффективности цементации, необходимы сейсмические методы исследований. Последние очень эффективны при наблюдениях за возникновением оползневых подвижек при прогрессирующем разрушении скальных массивов (гл. 7).

## 7. Аналитический подход к оценке напряженно-деформированного состояния скальных массивов

**7.1. Общепринятые формулы.** В предыдущих разделах отмечалась сложность напряженно-деформированного состояния трещиноватых скальных массивов. Определению этого состояния посвящено много теорий и методов: из них в разделе 6.5.4 упоминались следующие четыре метода: 1) классического однородного изотропного упругого пространства (решения Буссинеска и Черрутти); 2) трещиноватых пород; 3) кластического (блочного) массива; 4) современного анализа напряжений — деформаций.

*7.1.1. Круги Мора*; *скалывающие напряжения*; *огибающая кривая.* Теория Мора приводится в большинстве справочников по сопротивлению материалов и механике грунтов. Поскольку на ней основана большая часть положений механики скальных пород, ниже дается краткое ее описание.

Задачи, решаемые посредством этой теории, в основном сводятся к следующему: известны напряжения $\sigma_x$, $\sigma_y$, и $\tau_{xy}$, действующие в двух ортогональных плоскостях $x$ и $y$ в точке $O$; определяются напряжения $\sigma$, $\tau$, действующие в плоскости, расположенной под углом $\alpha$ к $Ox$. Проекция всех сил в направлениях $\sigma$ и $\tau$ выражается (фиг. 7.1, *а*) как

$$\sigma = \frac{\sigma_y + \sigma_x}{2} + \frac{\sigma_y - \sigma_x}{2} \cos 2\alpha + \tau \sin 2\alpha, \tag{1}$$

$$\tau = \frac{\sigma_y - \sigma_x}{2} \sin 2\alpha + \tau \cos 2\alpha. \tag{2}$$

Определяются максимальные и минимальные значения $\sigma_{max}$ и $\sigma_{min}$ для случая $\partial\sigma/\partial\alpha = 0$:

$$\operatorname{tg} 2\alpha = \frac{2\tau}{\sigma_x - \sigma_y}, \tag{3a}$$

$$\sin 2\alpha = \pm \frac{2\tau}{\sqrt{[(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2]}}, \tag{3b}$$

$$\cos 2\alpha = \pm \frac{\sigma_y - \sigma_x}{\sqrt{[(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2]}}. \tag{3c}$$

Соответствующие значения $\sigma_{max}$ и $\sigma_{min}$ оказываются равными:

$$\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min}} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \frac{1}{2}\sqrt{[(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2]}. \quad (4)$$

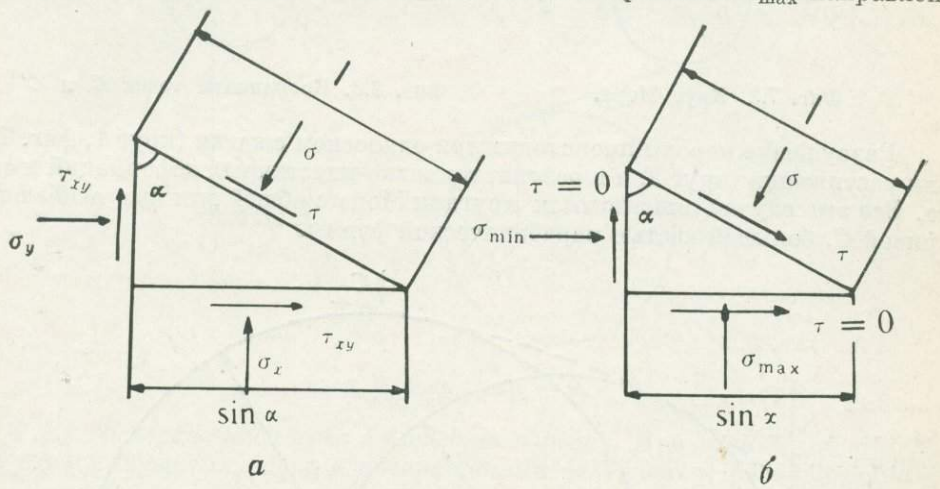
Таким же образом определяется максимальное скалывающее напряжение $\tau_{max}$ при $\partial\tau/\partial\alpha = 0$:

$$\operatorname{tg} 2\alpha' = \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2\tau} = \frac{1}{\operatorname{tg} 2\alpha}. \quad (5)$$

Углы $\alpha'$ и $\alpha$ связаны отношением

$$\alpha' = \alpha \pm \frac{\pi}{4}. \quad (6)$$

Это означает, что максимальное скалывающее напряжение $\tau_{max}$ направлено




Фиг. 7.1. Напряжения в ортогональных плоскостях.

под углом 45° к главным напряжениям $\sigma_{max}$ и $\sigma_{min}$. Далее, условие $\partial\tau/\partial\alpha = 0$ приводит к

$$\tau_{max} = \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{2} = \pm \frac{1}{2}\sqrt{[(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2]}. \quad (7)$$

Сжимающие или растягивающие напряжения, нормальные к $\tau_{max}$, равны

$$\sigma\tau_{min} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2}. \quad (8)$$

Связав $\sigma_x$, $\sigma_y$ и угол $\alpha$ с главными напряжениями $\sigma_{max}$ и $\sigma_{min}$, приняв, что скалывающее напряжение нормально к главным $\tau = 0$, имеем

$$\sigma = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} + \frac{\sigma_{min} - \sigma_{max}}{2}\cos 2\alpha, \quad (9)$$

$$\tau = \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{2}\sin 2\alpha. \quad (10)$$

Приведенные выше уравнения могут быть выражены кругами Мора, построенными в системе координат ($\sigma$, $\tau$), принимая $OA = \sigma_{min}$ и $OB = \sigma_{max}$ (фиг. 7.2). Радиус круга с центром в точке $M$ равен $MA = MB = {}^1/_2\,(\sigma_{max} - \sigma_{min})$, а $OM = {}^1/_2\,(\sigma_{max} + \sigma_{min})$. Проводя радиус $MC$ под углом $2\alpha$, имеем

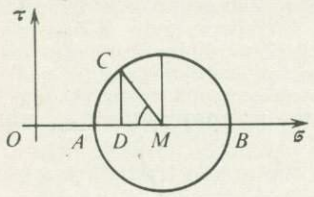
$$OD = \sigma = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} + \frac{\sigma_{min} - \sigma_{max}}{2}\cos 2\alpha,$$

$$DC = \tau = \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{2}\sin 2\alpha.$$

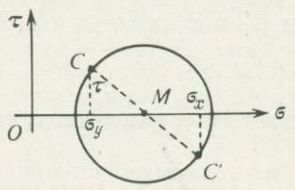
Зная $\sigma_x$, $\sigma_y$ и $\tau_{xy}$, можно определить координаты точек $C$ и $C'$ в системе $(\sigma, \tau)$ (фиг. 7.3). Принимая, что центр круга $M$ лежит на прямой $CC'$ и радиус его равен $MC = MC'$, получаем

$$OM = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2}.$$

Это основные свойства кругов Мора, положенные в основу дальнейшего анализа напряженного состояния скальных пород.

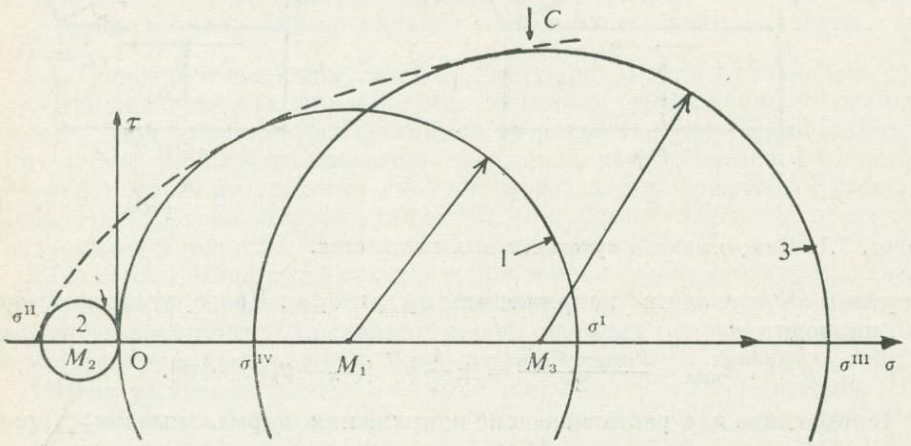



Фиг. 7.2. Круг Мора.




Фиг. 7.3. Координаты точек $C$ и $C'$

Разрушение породы происходит при одноосном сжатии (круг 1, фиг. 7.4) или растяжении (круг 2) и в результате вязко-пластичных деформаций и скола. Все эти случаи описываются кругами Мора с общей для них огибающей кривой $C$, большей частью параболической формы.




Фиг. 7.4. Огибающая кривая $C$ для скальной породы.
Круг Мора 1 (центр $M_1$), $\sigma_I$ — прочность на одноосное сжатие; Круг Мора 2 (центр $M_2$), $\sigma_{II}$ — прочность на растяжение. Круг Мора 3 (центр $M_3$), $\sigma_{III}$ и $\sigma_{IV}$ — главные напряжения, вызывающие разрушение, в условиях трехосного сжатия.

*7.1.2. Теория Кулона — Мора.* В механике грунтов широко применяется закон Кулона, не учитывающий поровое давление в грунте:

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \phi \qquad (11)$$

где $\tau$ — максимальное напряжение скола (сдвига); $c$ — внутреннее сцепление; $\phi$ — угол внутреннего трения и $\sigma$ — сжимающее напряжение, нормальное к поверхности сдвига. Условие может быть выражено кругами Мора для случаев $c = 0$ или $c > 0$.

1. При $c = 0$ напряжение скола (сдвига) $\tau = \sigma \operatorname{tg} \phi$ описывается прямой, проведенной через начало координат $O$ (фиг. 7.5). Точка касания круга с этой прямой соответствует началу разрушения, отвечающему условию

$$\frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}} \geq \frac{OO^* - O^*P_2}{OO^* + O^*P_1} = \frac{OO^* - R}{OO^* + R} = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi},$$

или

$$\frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}} \geq \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\phi}{2}\right). \tag{12}$$

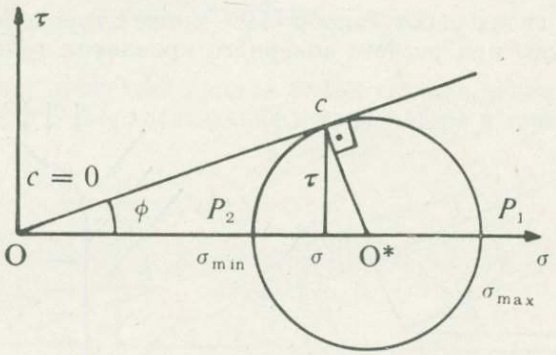
2. При $c > 0$ (фиг. 7.6)

$$\frac{\sigma_{min}+c\operatorname{ctg}\phi}{\sigma_{max}+c\operatorname{ctg}\phi} \geq \frac{1-\min\phi}{1+\min\phi}, \tag{13}$$

или

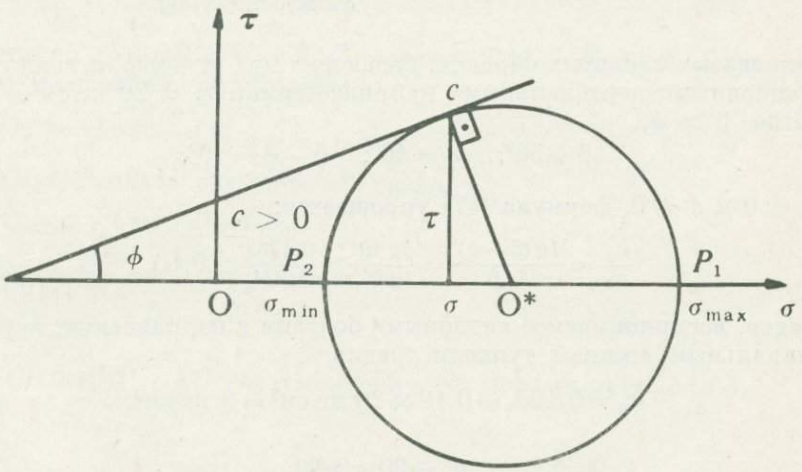
$$\sin\phi \geq \frac{\sigma_{max}-\sigma_{min}}{\sigma_{max}+\sigma_{min}+2c\operatorname{ctg}\phi}. \tag{14}$$

Когда условия разрушения сдвига определяются по закону Кулона, огибающая $c$ заменяется прямой.




Фиг. 7.5. Закон Кулона при $c = 0$.

*7.1.3. Поверхности сдвига в слоистых породах.* При оценке сопротивления сдвигу слоистых пород с поверхностями ослабления, расположенными




Фиг. 7.6. Закон Кулона при $c > 0$.

под определенным углом к направлению главных напряжений, уравнение Кулона принимает вид

$$\tau \leq c + (\sigma - u)\operatorname{tg}\phi, \tag{15}$$

где $u$ — поровое или взвешивающее давление по контактам (трещинам) в массиве.

Проекции сил $Z = \sigma_z \cos\beta$ и $Y = \sigma_y \sin\beta$, действующих в направлениях $\sigma$ и $\tau$, показанных на фиг. 7.7, описываются уравнениями

$$\sigma = -\sigma_z \cos\beta \cos\beta - \sigma_y \sin\beta \sin\beta,$$

$$\tau = -\sigma_z \cos\beta \sin\beta + \sigma_y \sin\beta \cos\beta.$$

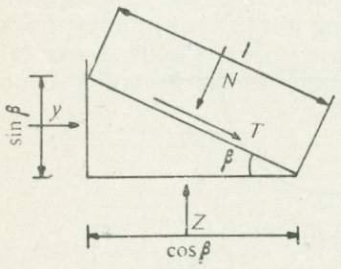
Подставляя $\sigma$ и $\tau$ в уравнение Кулона, получаем

$$\sigma_x \cos\beta \sin(\phi - \beta) + \sigma_y \sin\beta \cos(\phi - \beta) + c\cos\phi - u\sin\phi > 0. \qquad (16)$$

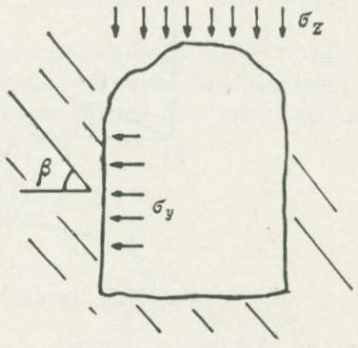
При $c = 0$ и $u = 0$ уравнение принимает более простой вид:

$$\frac{\sigma_y}{\sigma_z} = -\frac{\cos\beta \sin(\phi - \beta)}{\sin\beta \cos(\phi - \beta)} = -\frac{\operatorname{tg}(\phi - \beta)}{\operatorname{tg}\beta} = \frac{\operatorname{tg}(\beta - \phi)}{\operatorname{tg}\beta}. \qquad (17)$$

В одной из своих работ Талобр [448] привел хороший пример применения этой формулы при расчете анкерного крепления туннеля, пройденного




Фиг. 7.7. Поверхность разрушения в трещиноватой породе.




Фиг. 7.8. Устойчивость подземной галереи, пройденной в породах с наклонной слоистостью [448].

в трещиноватых слоистых породах, падающих под углом $\beta$, и естественными гравитационными вертикальными напряжениями, $\sigma_z = 20$ кг/см$^2$.

Когда $\beta > \phi$,

$$\beta = 50°; \quad \phi = 40°; \quad \beta - \phi = 10°.$$

При $u = 0$ и $c = 0$, формула [17] упрощается:

$$\frac{\sigma_y}{\sigma_z} = \frac{\operatorname{tg}(\beta - \phi)}{\operatorname{tg}\beta} = \frac{\operatorname{tg} 10°}{\operatorname{tg} 50°} = \frac{0{,}1763}{1{,}734} \cong 0{,}10,$$

и давление, воспринимаемое анкерными болтами в направлении, нормальном к вертикальным стенкам туннеля, равно

$$\sigma_y = 0{,}10\sigma_z = 0{,}10 \times 20 \text{ кг/см}^2 = 2 \text{ кг/см}^2,$$

или

$$\sigma_y = 20 \text{ т/м}^2.$$

*7.1.4. Эффективные напряжения сдвига (скола); уравнение Прандтля — Терцаги.* Согласно основному условию Кулона,

$$\tau \leq c + \sigma \operatorname{tg}\phi,$$

сдвиг не может произойти, если напряжение скалывания будет меньше правой части неравенства. Сдвиг произойдет при $\tau = \tau_{\lim}$ ($\tau_{\lim}$ — прочность на скалывание (сдвиг)).

Эффективное напряжение сдвига представляется в виде

$$\tau^* = \tau - \sigma \operatorname{tg} \phi, \tag{18}$$

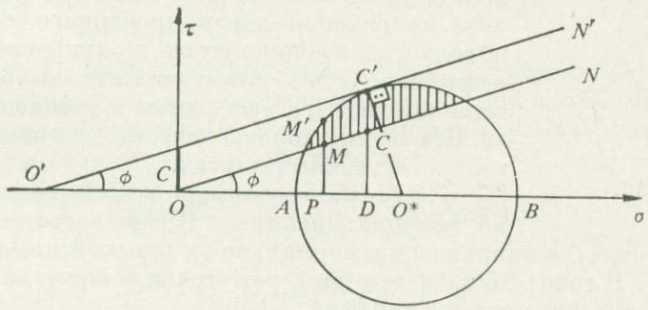
где $\tau^*$ является частью $\tau$, обусловленной только сколом, но не трением. По уравнению (11) скол может произойти, если $\tau^*$ будет равно $c$, т. е. сцеплению в породе. Это положение во многих случаях имеет бо́льшее значение, чем условие Кулона. Таким образом, возникает необходимость в определении максимального значения $\tau^*$ или $\tau^*_{max}$.

Рассмотрим произвольную точку в напряженном теле (фиг. 7.9), обозначив главные напряжения $\sigma_{max}$ и $\sigma_{min}$ и угол внутреннего трения $\phi$.

Соответствующий круг Мора имеет диаметр $AB = \sigma_{max} - \sigma_{min}$ и центр в точке $O^*$:

$$OO^* = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}.$$

Из начала координат проведена прямая линия $ON$ под углом $\phi$ к оси $\sigma$ и параллельная ей линия $O'N'$, касательная к кругу Мора в точке $C'$.




Фиг. 7.9. Максимальное эффективное сопротивление на сдвиг $\tau^*_{max} = CC'$.

Принимая $\sigma = OP$ и $\tau = PM'$, находим $PM = \sigma \operatorname{tg} \phi$ и, исходя из предыдущего положения, определяем

$$MM' = \tau^* = \tau - \sigma \operatorname{tg} \phi.$$

Отсюда максимальное значение $\tau^*$ равно

$$\tau^*_{max} = C'C = C'D - CD,$$

$$\tau_{max} = \frac{AB}{2} = O^*C = \frac{1}{2}(\sigma_{max} - \sigma_{min}),$$

$$C'D = \tau_{max} \cos \phi,$$

$$CD = (OO^* - DO^*) \operatorname{tg} \phi = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} \operatorname{tg} \phi - \tau_{max} \sin \phi \operatorname{tg} \phi,$$

или

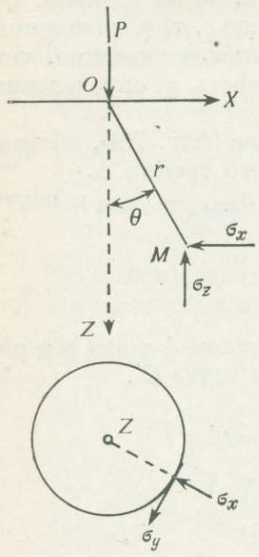
$$\tau^*_{max} = \frac{\tau_{max}}{\cos \phi} - \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \times \frac{\sin \phi}{\cos \phi}$$

и

$$\tau^*_{max} = \frac{1}{2 \cos y} \left[ \sqrt{\{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2\}} - (\sigma_x + \sigma_y) \sin \phi \right]. \tag{19}$$

Когда $\tau^*_{max}$ достигает критического значения сцепления в породе, появляется опасность разрушения последней. $\tau^*_{max}$ возникает под углом $\alpha = \pi/4 - \phi/2$ к главному напряжению. Согласно этой теории, опасным является не значение $\tau_{max}$ под углом 45° к главным напряжениям, а $\tau^*_{max}$.

Уравнение (19) хорошо известно как способ определения максимального эффективного скалывающего напряжения различных материалов и опубликовано в французских справочниках по сопротивлению материалов. Оно было введено в механику грунтов Прандтлем и Терцаги.




Фиг. 7.10.

**7.2. Теория полупространства Буссинеска — Черрутти.** В 1885 г. Буссинеск опубликовал работу о напряженно-деформированном состоянии однородного полупространства под действием одной силы, нормальной к свободной поверхности. В 1888 г. было опубликовано сообщение Черрутти, в котором рассматривалась та же проблема в отношении изолированной силы, действующей в направлении, параллельном поверхности полупространства. Оба исходили из теории допустимости приложения к сочетаниям сил или нагрузок некоторых дополнительных сил. На базе этих фундаментальных работ был разработан ряд аналогичных проблем. Результаты анализа напряженно-деформированного состояния неоднородного трещиноватого полупространства, проведенного более совершенными методами, всегда сопоставляются с решениями Буссинеска — Черрутти. Эти теории хорошо известны и ниже описываются только в главных чертах.

*7.2.1. Изолированная сосредоточенная нагрузка на полупространство.* Предполагается, что сила $P$ действует в точке $O$ в направлении, нормальном к плоской поверхности полупространства. В точке $M$ на расстоянии $r$ от точки $O$ под углом $\theta$ к нормали действуют следующие напряжения (фиг. 7.10):

$\sigma_x$ — горизонтальное радиальное;
$\sigma_y$ — горизонтальное тангенциальное;
$\sigma_z$ — вертикальное;
$\tau_{xz}$ — скалывающее (сдвигающее).

$$\sigma_x = \frac{P}{2\pi}\left[\frac{3x^2z}{r^5} - (1-2\nu)\frac{1}{r(r+z)}\right] = \frac{P}{2\pi r^2}\left(3\cos\phi\sin^2\phi - (1-2\nu)\frac{1}{1+\cos\phi}\right),$$

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

$$= -(1-2\nu)\frac{P}{2\pi r^2}\left(\cos\phi - \frac{1}{1+\cos\phi}\right),$$

$$\sigma_z = \frac{3P_z^3}{2\pi r^5} = \frac{3P}{2\pi} \times \frac{\cos^3\phi}{r^2},$$

$$\tau_{xz} = \frac{3P}{2\pi} \times \frac{z^2x}{r^5} = \frac{3P}{2\pi r^2}\cos^2\phi\sin\phi.$$

Перемещения точки $M$ в направлениях $x$, $y$ и $z$ равны

$$u = \frac{P}{2\pi r} \times \frac{1+\nu}{E}\left[\frac{x^2}{r^2} - (1-2\nu)\frac{x}{r+z}\right],$$

$$v = \frac{P}{2\pi r} \times \frac{1+\nu}{E}\left[\frac{yz}{r^2} - (1-2\nu)\frac{y}{r+z}\right],$$

$$w = \frac{P}{2\pi r} \times \frac{1+\nu}{E}\left[\frac{z^2}{r^2} + 2(1-\nu)\right].$$

Вертикальные силы $\sigma_z$, не зависящие от $\nu$, имеют обычно наибольшее значение при $\phi = 0$, $r = z$ и

$$\sigma_{max} = \frac{3P}{2\pi z^2}.$$

Некоторые результаты определений для $P = 1000$ т приведены в табл. 7.1. Наиболее опасные горизонтальные напряжения $\sigma_x$ возникают при $\phi = 0$, когда они растягивающие, как это приведено в табл. 7.2.

Таблица 7.1

| $z$ | $\sigma_{max}$, кг/см² |
|---|---|
| 0,5 | 192 |
| 1,0 | 48 |
| 5,5 | 1,6 |
| 7,95 | 0,75 |

Таблица 7.2

| $z$ | $\sigma_{max}$, кг/см² |
|---|---|
| 0,5 | 10,6 |
| 1,0 | 2,6 |
| 5,5 | 0,08 |
| 7,95 | 0,04 |

Скалывающие напряжения определяются умножением $\sigma_{max}$ на следующие постоянные $C_1$, зависящие от угла $\phi$:

| | | | |
|---|---|---|---|
| $\phi = 0°$ | $C_1 = 0$ | $\phi = 45°$ | $C_1 = 0{,}177$ |
| 25° | 0,284 | 60° | 0,054 |
| 30° | 0,282 | 90° | 0 |

Максимальные скалывающие (сдвигающие) напряжения равны примерно 30% $\sigma_{max}$ в направлении, расположенном под углом около 25° к вертикали.

*7.2.2. Полупространство под линейной нагрузкой.* Нагрузка на единицу длины равна $p$. Напряжения выражаются как

$$\sigma_x = \frac{2P}{\pi}\frac{zx^2}{(x^2+z^2)^2} = \frac{2P}{\pi r}\sin^2\theta\cos\theta,$$

$$\sigma_z = \frac{2P}{\pi}\frac{z^3}{(x^2+z^2)^2} = \frac{2P}{\pi r}\cos^3\theta,$$

$$\tau_{xz} = \frac{2P}{\pi}\frac{xz^2}{(x^2+z^2)^2} = \frac{2P}{\pi r}\sin\theta\cos^2\theta.$$

*7.2.3. Деформации под прямоугольной нагрузкой; круглый штамп.* Анализ состояния пород оснований гравитационных и арочных плотин в значительной степени основан на рассмотрении деформаций прямоугольного нагруженного пространства. Формулы, аналогичные применяемым для определения прогиба нагруженной плиты, используются для расчета деформаций и напряжений в опытах с плоскими штампами. Следует помнить, что опыты с пробными нагрузками (штампами) in situ представляют собой трехмерную задачу, в которой немалое значение имеет коэффициент Пуассона $\nu = 1/m$. Результаты опытов зависят также от используемого оборудования; малейшая неравномерность в приложении давления может привести к существенным ошибкам в определении модуля Юнга.

Решение задачи базируется на двух формулах Буссинеска [44] и двух формулах Черрутти (1888 г.).

Сосредоточенная нагрузка. В случае полупространства, нагруженного сосредоточенной вертикальной силой $P$, приложенной в точке $O$*, вертикальные $\delta_n$ и радиальные $\delta_r$ деформации в точке $O$ рассчитываются по формуле Буссинеска [44] (фиг. 7.11):

$$\delta_n = \frac{P}{r\pi E}\left(1 - \frac{1}{m^2}\right); \qquad (1)$$

$$\delta_M = \delta_r = -\frac{P}{2\pi r}\frac{(m-2)(m+1)}{Em^2}; \quad \delta_x = \frac{x}{r}\delta_r, \qquad (2)$$

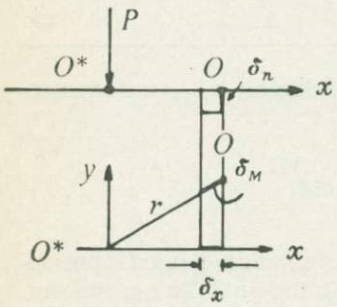
где $\delta_n$ — прогиб вниз в направлении, параллельном силе $P$; $\delta_r$ — радиальное перемещение; $m = 1/\nu$.

Аналогичное решение для деформаций, вызванных нагрузкой $Q$, действующей в направлении, параллельном полупространству, дано Черрутти (фиг. 7.12):

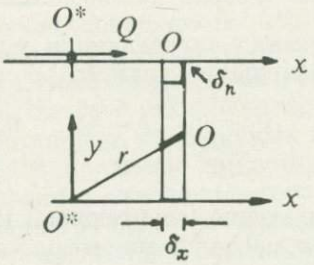
$$\delta_n = \frac{Q_x}{Er^2} = \frac{(m-2)(m+1)}{2\pi m^2}, \tag{3}$$

$$\delta_x = \frac{m+1}{m}\frac{Q}{\pi E}\left(\frac{1}{r} - \frac{1}{m}\frac{y^2}{r^3}\right). \tag{4}$$

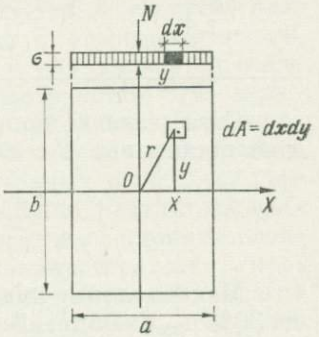
Распределенная нагрузка. На фиг. 7.13 изображен прямоугольник $A = ab$ под нагрузкой $N = \sigma A$. К элементарной площадке




Фиг. 7.11.




Фиг. 7.12.




Фиг. 7.13.

$dA = dx\,dy$ приложена нагрузка $\sigma dA$, под действием которой произошли вертикальные перемещения точки $O$, равные

$$\Delta\delta_n = \frac{\sigma dx\,dy}{\pi E r}\left(1 - \frac{1}{m^2}\right) = \frac{\sigma N}{EA}\left(\frac{(1-1/m^2)}{\pi}\frac{dx\,dy}{\sqrt{(x^2+y^2)}}\right). \tag{5}$$

Под влиянием всей нагрузки $N = \sigma A$ вертикальное перемещение точки $O$ в центре рассматриваемого прямоугольника равно [190]

$$\delta_n = \frac{N}{EA}\frac{(1-1/m^2)}{\pi}\int\frac{dx\,dy}{\sqrt{(x^2+y^2)}} = \frac{cNa}{EA}. \tag{6}$$

Коэффициент $c$ зависит от отношения $b/a$:

| $b/a$ = | 1,0 | 2,0 | 4,0 | 10,0 | 20,0 |
|---|---|---|---|---|---|
| $c$ = | 1,08 | 1,47 | 1,88 | 2,44 | 2,86 |

Вальдорф и др. [479] предложили для определения среднего значения прогиба $\bar{u}$ под плитой площадью $A$ формулу, в знаменателе которой вместо $A$ стоит корень квадратный из A:

$$\bar{u} = \frac{\bar{m}\left(\sum P\right)(1-\nu^2)}{E\sqrt{A}},$$

где $m$ — коэффициент, значения которого для случая равномерно нагруженной круглой или прямоугольной плиты приведены в табл. 7.3 [479].

Таблица 7.3

| Круглая плита | Прямоугольная плита с отношением сторон | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 1:1 | 1:1,5 | 1:2 | 1:3 | 1:5 | 1:10 | 1:100 |
| 0,96 | 0,95 | 0,94 | 0,92 | 0,88 | 0,82 | 0,71 | 0,37 |

Для круглой плиты при различном распределении нагрузки значения $m$ приведены в табл. 7.4

Таблица 7.4

| Перемещение | Характер нагружения | | |
|---|---|---|---|
| | жестким штампом | равномерное | жесткой сферой |
| В центре | 0,89 | 1,13 | 1,33 |
| В среднем | 0,89 | 0,96 | 1,00 |

Под жестким штампом наибольшие напряжения сосредоточены по его краям, а деформации одинаковы по всей площади. Под жесткой сферой наибольшее давление в центре.

Для сравнения ниже приведены формулы, часто встречающиеся в технической литературе.

Прогиб круглой жесткой плиты:

$$\bar{u} = \frac{P}{2E} \frac{1-\nu^2}{2}. \tag{7}$$

Прогиб круглой гибкой плиты:
в среднем:

$$\bar{u} = 0{,}54 \frac{P}{E} \frac{(1-\nu^2)}{r}; \tag{8}$$

в центре плиты:

$$\bar{u}_c = \frac{2}{\pi} \frac{P}{E} \frac{(1-\nu^2)}{r}; \tag{9}$$

по краям плиты:

$$u_e = \frac{4}{\pi^2} \frac{P}{E} \frac{(1-\nu^2)}{r}. \tag{10}$$

Все приведенные выше формулы исходят от теории Буссинеска о нормально загруженном полупространстве.

*7.2.4. Перемещения, вызванные моментом сил M или сдвигающей силой Q.* Теория Буссинеска может быть использована для решения задачи о перемещениях поверхности полупространства при приложении к нему треугольной нагрузки, равновеликой моменту $M$ (фиг. 7.14). Под действием последнего происходит прогиб под углом $\alpha$, определяемый интегрированием прямоугольника $A = ab$,

$$\alpha M = \frac{0{,}6M}{EI} \tag{11}$$

и перемещение точки $O$, равное

$$\delta_m M = \frac{0{,}08a^2}{EI} M, \tag{12}$$

где $E$ — модуль упругости породы; $I$ — момент инерции в плоскости приложения треугольной нагрузки (фиг. 7.15). Подобным же образом сила $Q$, параллельная поверхности полупространства, вызывает горизонтальное смещение (фиг. 7.16)

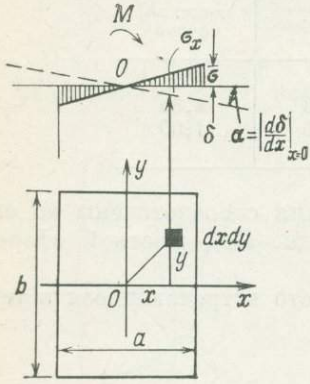
$$\delta_q Q = \frac{2aQ}{EA}, \qquad A = ab, \tag{13}$$

и угловое перемещение (прогиб)

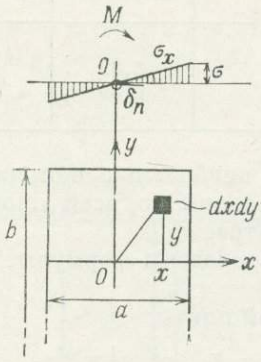
$$\alpha_q Q = \frac{0{,}6Q}{EI}. \tag{14}$$

Коэффициенты в этих уравнениях имеют среднее (приближенное) значение, поскольку они зависят от отношения $b/a$.

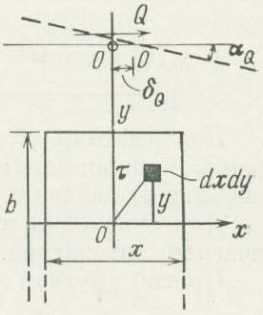
*7.2.5. Перемещения поверхности основания. Модули упругости в глубине и в слоистой толще.* Основное уравнение перемещения нагруженной поверхности может быть использовано для расчета вертикальных перемещений $u_\rho$




Фиг. 7.14.




Фиг. 7.15.




Фиг. 7.16.

точки, расположенной за пределами круглой нагруженной плиты. В этом случае уравнение для равномерно распределенной нагрузки принимает вид

$$u_\rho = C_\rho \frac{|Q(1-\nu^2)}{aE},$$

где $C_\rho$ — коэффициент, зависящий от отношения $\rho/a$, в котором $a$ — радиус нагруженной поверхности, а $\rho$ — расстояние до точки $P$, расположенной за контуром плиты.

По Вальдорфу [479] $C_\rho$ равно

$$C_\rho = \frac{4}{\pi^2(a/\rho)}\left[\int_0^{2\pi}\left(1-\frac{a^2}{\rho^2}\sin\theta\right)^{1/2}d\theta - \left(1-\frac{a^2}{\rho^2}\right)\int_0^{2\pi}\left(1-\frac{a^2}{\rho^2}\sin\theta\right)^{-1/2}d\theta\right]. \quad (15)$$

Здесь оба интеграла эллиптические, значения их могут быть взяты из соответствующих математических таблиц.

По перемещениям поверхностных точек, расположенных за пределами приложения нагрузки, можно более точно определить модуль деформации породы, залегающей ниже зоны, нарушенной взрывными работами. Эти точки отражают деформации, происходящие на глубине. Точки, расположенные под центром плиты ниже нее на расстоянии $z$, могут быть охарактеризованы следующими величинами:

перемещения:

$$U_z = p\frac{z}{E}\left[\left((1+\nu)\left(1-\sqrt{\frac{z^2}{a^2+z^2}}\right)+2(1-\nu^2)\left(\sqrt{\frac{(a^2+z^2)}{z^2}}\right)-1\right)\right]; \quad (16)$$

вертикальные напряжения:

$$\sigma_z = p\left[\frac{z^3}{(a^2+z^2)^{3/2}}-1\right]. \quad (17)$$

К точкам, расположенным на некотором расстоянии от площади приложения нагрузки, полностью применимы положения теории упругости [479] (фиг. 7.17).

Перемещения и напряжения на глубине $z = 3a$, ниже подошвы плиты, в сопоставлении с $z = 0$ характеризуются следующим образом:

| Под плитой | | На расстоянии $\rho=3a$ | |
|---|---|---|---|
| $u_z=30\%$ | $U_{z=0}$ | $U_{\rho z}=93\%$ | $U_{\rho z}=0$ |
| $\sigma_z=13\%$ | $\sigma_{z=0}$ | | |

Из приведенного следует, что на глубине $z = 3a$, непосредственно под плитой, деформации упруги на 70%, а на расстоянии $\rho = 3a$ они упруги только на 7%. Согласно таблицам, опубликованным Вальдорфом и Велтропом, модули упругости породы на глубине могут быть на 15 ÷ 30% больше, чем на поверхности (измерения проводились в подземных галереях).

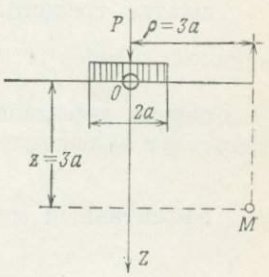
Масштабный эффект и его значения при неоднородном основании. В таких случаях, например при наличии в верхней части слоя слабых пород или на небольшой глубине трещины с рыхлым заполнителем, формула Буссинеска неприменима и вертикальные перемещения $\bar{u}$ вычисляются по следующим формулам:

для прямоугольной плиты площадью $A$ и давлением в среднем $p = Q/A$

$$u=\frac{\bar{c}p(1-\nu^2)\sqrt{A}}{E}; \qquad (18)$$

для круглой плиты

$$\bar{u}=\frac{cpa(1-\nu^2)\sqrt{\pi}}{E}.$$




Фиг. 7.17.

Таким образом, если в процессе опытных нагрузок к скальному массиву с модулем $E$ на площади $A_1$ была приложена равномерно распределенная нагрузка $p_1$, под действием которой произошел прогиб на замеренную величину $u_1$, то прогиб прототипа площадью $A_2$ под нагрузкой $p_2$ может быть, принимая масштабный эффект, вычислен из отношения

$$\frac{u_2}{u_1}=\frac{p_2}{p_1}\sqrt{\left(\frac{A_2}{A_1}\right)}. \qquad (19)$$

Это относится только к перемещениям (осадкам); напряжения и деформации в соответствующих точках должны быть одинаковыми.

В упомянутой работе [479] приводятся результаты опытных нагрузок круглым штампом радиусом $a = 0{,}225$ м на ослабленную скальную породу мощностью 1,0 м, залегающую на прочной породе с модулем $E_2 = 163\,700$ кг/см². Прогибы, замеренные под штампом, отнесены за счет деформаций частично в слабой, а частично в подстилающей прочной породе. Деформации в слабом слое подсчитаны с использованием формулы (17). Расчеты как для штампа, так и для прототипа — основания плотины, в котором мощность ослабленной породы достигала 5 м, сделаны очень тщательно для всех значений $U$. В результате было установлено, что эффективный (или обобщенный) модуль $E_{\text{eff}}$ равен

$$\frac{1}{E_{\text{eff}}}=\frac{f_1}{E_1}+\frac{f_2}{E_2}, \qquad (20)$$

где $E_1$ и $E_2$ — модули верхнего слоя и подстилающего скального массива, а $f_1$ и $f_2$ — соответствующие перемещения.

*7.2.6. Эффективный модуль трещиноватой породы в натурных условиях.* Присутствие трещин значительно снижает модули деформации и коэффициенты Пуассона, определенные в натурных условиях. Контакты по трещинам не сплошные, а частичные; поэтому упругое сжатие и смещение сдвигового характера контактов суммируются с соответствующими деформациями блоков породы. Вальдорф, Велтроп и Кертис исследовали модель скального массива, который был разбит трещинами на блоки более или менее кубической формы. Между блоками имелись отдельные жесткие контакты, а сами трещины был открытыми. Площадь каждого контакта по сравнению с размерами блоков была очень небольшой.

Первоначально суммарная площадь всех контактов равнялась $nh^2$; здесь $n$ — количество контактов, а $h^2$ — площадь каждого из них. Принималось, что $d$ — сторона блока кубической формы, $\sigma$ — в среднем напряжение в блоке, $\sigma d^2$ — нагрузка на блок, под действием которой происходило сжатие модели.

Определялись следующие величины:

сжатие трещины в районе контактов:

$$\frac{2\bar{c}\sigma d^2(1-\nu^2)}{nhE};$$

общая деформация $\delta$:

$$\delta = \frac{\sigma d}{E} + 2\bar{c}\,\frac{\sigma d^2(1-\nu^2)}{nhE};$$

эффективный модуль:

$$E_{eff} = E\,\frac{1}{1+2c\,(1-\nu^2)\,d/nh}.$$

Значение $c\ (1-\nu^2)$ Вальдорф считал равным приблизительно 0,9, в связи с чем

$$E_{eff} = E\,\frac{1}{1+1{,}8\,(d/nh)}.$$

В конкретном исследованном случае он нашел, что $n = 10$, $h/d = 0{,}18$, $E_{eff} = E/2$.

Давление на контактах было $\sigma\,(d^2/h^2)$, или приблизительно $3\sigma$.

При $\sigma = 70$ кг/см$^2$, расстоянии между трещинами $d = 0{,}5$ м и $E_{\text{породы}} = 300\,000$ кг/см$^2$ может произойти сжатие (смыкание) трещин на 0,1 мм, и этого будет достаточно, чтобы снизить эффективный модуль до $E_{eff} = 175\,000$ кг/см$^2$.

С другой стороны, зная $E$ и $E_{eff}$ и расстояние между трещинами $d$, можно вычислить $nh$ и проверить этим данные геологической документации, как это и предусмотрено австрийским методом.

Рост давления приводит к увеличению площади контактов, что может быть выражено уравнением

$$\delta = C_2\left(\frac{P}{E}\right)^{2/3},$$

где $\delta$ — сжатие (смыкание) контактов поверхностей; $C_2$ — постоянная. Приведенные выше соображения по оценке соотношения $E_{eff}/E$ были первоначально использованы для принятия коэффициента $\nu_{eff}$, отличного от коэффициента Пуассона.

**7.3. Трещиноватый скальный массив.** *7.3.1. Условия устойчивости трещиноватых скальных массивов.* В гл. 4 описаны два вида разрушения скальных пород: хрупкое и вязко-пластичное, вызванное сдвигом и выраженное кругами Мора. Были рассмотрены результаты испытаний на разрушение трещиноватых и монолитных образцов породы (фиг. 4.10).

Аналогичные типы разрушения трещиноватых скальных массивов были рассмотрены в разделе 6.5.5, а математическое выражение их приведено

в разделе 7.1. Возможен более углубленный анализ этих явлений с учетом направления разрывных нарушений [46, 338]. В этом случае принимается, что скальный массив напряжен и $\sigma_1$ и $\sigma_2$ являются двумя главными напряжениями в точке $O$. Условия устойчивости по возможной поверхности разрушения, наклоненной под углом $\beta$ к первому главному напряжению, описываются уравнением Кулона

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \phi,$$

которое используется также для выражения напряженного состояния:

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} + \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{2} \cos 2\beta,$$

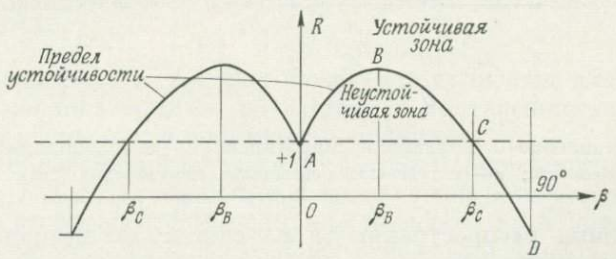
$$\tau = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{2} \sin 2\beta.$$

При $c = 0$ для состояния, близкого к предельному

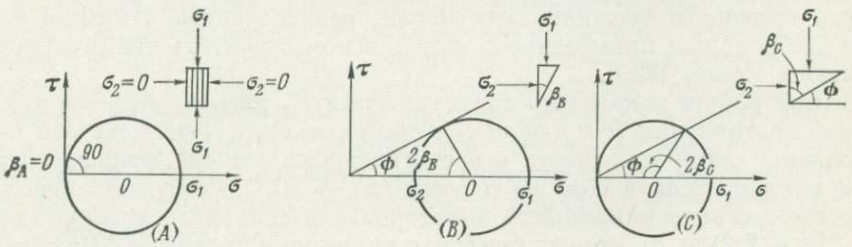
$$R = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{\sigma_1 - \sigma_2} = \frac{\sin(2\beta + \phi)}{\sin \phi}.$$

Диаграмма $R = R(\beta)$ (фиг. 7.18а) легко интерпретируется с помощью кругов Мора, как это показано ниже:

1. Точка $A$ на фиг. 7.18а. Для $\beta_A = 0$, $R = 1$, сжимающее напряжение $\sigma_1$ параллельно плоскости сдвига ($\beta_A = 0$). Хрупкое разрушение наступает,




Фиг. 7.18а. Условия устойчивости трещиноватого скального массива.
$R = (\sigma_1 + \sigma_2)/(\sigma_1 - \sigma_2)$, $\beta_A = 0°$, $\beta_B = 45° - \phi/2$, $\beta_C = 90° - \phi = 2\beta_B$.




Фиг. 18б. Условия устойчивости трещиноватого скального массива.

$$R = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{\sigma_1 - \sigma_2} = \frac{\sin(2\beta + \phi)}{\sin \phi}.$$

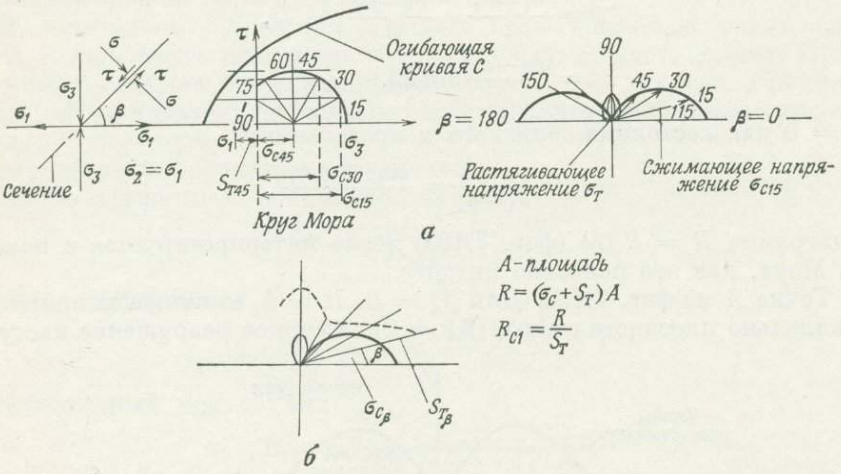
(A) $\beta_A = 0$, $R = 1$, $\sigma_2 = 0$, (B) $\beta_B = 45° - \phi/2$, $R > 1$.

когда $\sigma_2 = 0$ или имеет отрицательный знак (в этом случае $\sigma_2$ — растягивающее).

2. Точка $B$ на фиг. 7.18а. Для $\beta_B = 45° - \phi/2$ разрушение происходит в условиях, описанных в классической механике грунтов. Прямая Кулона является касательной кругу Мора (фиг. 7.18б) и заменяет собой огибающую. На фиг. 7.18а точка $B$ соответствует этим условиям.

3. Точка $C$ на фиг. 7.18б. $C$ соответствует условию $\beta_C = 90° - \phi = 2\beta_B$. Для этой точки $R = 1$ и $\sigma_2 = 0$. Это отвечает случаю, когда порода сдвигается по трещине, не испытывая бокового сдерживающего усилия.

Точка $B$ — единственная, в которой разрыв происходит в условиях, обычных для механики грунтов. Как это видно из фиг. 7.18а, от точки $A$ до точки $C$ угол $\beta$, соответствующий наклону поверхности разрыва, меняется от 0° до 90° — $\phi$, а наклон поверхности — от 90° до $\phi$, т. е. он круче угла трения $\phi$, что указывает на высокую устойчивость напряженных трещиноватых скальных массивов.




Фиг. 7.19. Представление о «показателе сопротивления» растяжению скального массива
*а* — условия напряженности; *б* — определение показателя сопротивления [229].

Эти замечания распространяются на систему из нескольких семейств трещин. Сопротивление массива в этом случае уменьшается. При большом количестве трещин или при малом расстоянии между ними скальный массив можно сравнить с рыхлым грунтом.

*7.3.2. Анализ прочности по Пахеру и Мюллеру.* Основные положения анализа прочности трещиноватых пород, разработанные Пахером и Мюллером [325], нашли применение в гражданском строительстве и горном деле и описаны Йоном [229].

В этой работе показатель сопротивления $R_q$ рассматривается как отношение сопротивления $R$ в любом сечении скального трещиноватого массива растяжению, сколу или сдвигу к растягивающим или скалывающим (сдвигающим) напряжениям в этом же сечении ($R_q = R/S$). Сопротивление $R$ зависит от геомеханических свойств анизотропного скального массива (см. разделы 3.1 и 3.2) и от формы приложения к нему нагрузки. Напряженное состояние зависит в основном от последнего. $R_q$ имеет двух- или трехразмерный характер, вследствие чего он может быть определен в любом сечении массива. $R_q$, равный единице, означает предельное состояние или начало разрушения в зависимости от того, какая гипотеза разрушения рассматривается в соответствующем (расчетном) сечении.

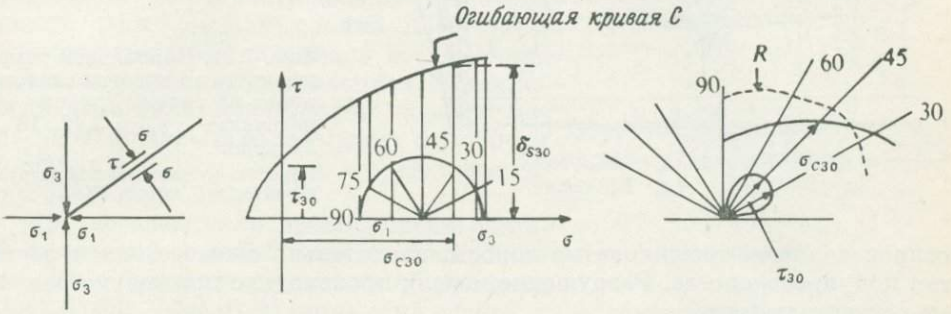
На фиг. 7.19 дается графический анализ разрушения через растяжение (напряженное состояние сведено для простоты к двумерному). Для рассматриваемой точки построен круг Мора, в котором $\sigma_1$ и $\sigma_3$ — главные напряжения. Проведена огибающая $C$. Для любого угла $\beta$ в круге Мора может быть выделено сжимающее $\sigma_C$ или расстягивающее $S_T$ напряжение, которое можно изобразить в полярных координатах. По той же огибающей $C$ для любого угла $\beta$ можно определить по кругу Мора соответствующую прочность

на растяжение $S_T$. Сопротивление растяжению $R = (\sigma_C + S_T)$ и показатель сопротивления $R_q = R/S_T = (\sigma_C + S_T)/S_T$.

На фиг. 7.19 изображены условия нетрещиноватой изотропной породы. В случае трещиноватой породы определяется протяженность ее трещин. Приняв площадь трещин равной $A_1 + A_2 + \ldots$, выводим коэффициент

$$\varkappa_2 = \frac{A_1 + A_2 + \ldots}{A},$$

где $A$ — суммарная площадь. В этом случае сечение в скальном массиве равно $A\ (1 - \varkappa_2)$, а прочность на растяжение в направлении, нормальном




Фиг. 7.20. Представление о показателе сопротивления скального массива на сдвиг [229].

к трещине, равна $S_T\ (1 - \varkappa_2)$. Она может быть вычислена для любых углов $\beta$ и зависит от наклона трещин, их частоты и протяженности. Значения $\sigma_C$, $\sigma_T$, $S_T$ и $R_q$ выражаются в полярных координатах.

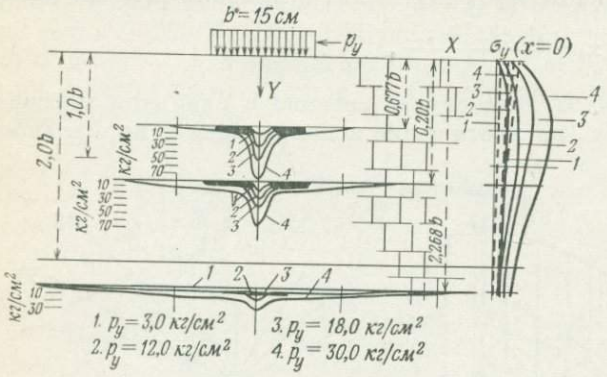
Таким же образом определяется «показатель сопротивления» скалыванию (сдвигу) (фиг. 7.20). Скалывающие и сжимающие напряжения читаются по кругу Мора и изображаются в полярных координатах. Прочность на скалывание $S_s$ скальной породы берется по огибающей кривой $C$ и $R_q = S_s/\tau$, вычисляется и наносится на график. Фиг. 7.20 относится к нетрещиноватой породе. В противном случае для всех углов определяется площадь трещин и соответственно вычисляется прочность на скалывание.

**7.4. Теория кластических скальных массивов** [1]. *7.4.1. Лабораторные испытания на прерывистых (дисконтиниум) и блочных моделях.* Согласно Троллопу [471], кластическая среда представляет собой систему отдельностей, каждая из которых имеет определенную форму, например круглую, кубическую, эллипсоидную. В зависимости от формы поверхности отдельности стремятся уложиться в агрегаты с определенным порядком расположения, и массив в целом является совокупностью таких агрегатов. Кластическая модель прямо противоположна математической модели сплошной среды «континиума».

Крсманович и Милич [248] воспроизвели скальное основание на модели размером 100 × 100 × 16 см, сложенной горизонтальными слоями из параллелепипедальных блоков размером 4 × 4 × 16 см. Нагрузка на блоки передавалась посредством пластин 15 × 16 см и варьировала от 3 до 30 кг/см². Модуль упругости «породы» равнялся $E = 40\,000 \div 23\,000$ и 15 670 кг/см², угол внутреннего трения сохранной «породы» был порядка 50 ÷ 56°, а в трещинах 30 ÷ 36°. Сцепление сохранных твердых пород было низким — 0,12 кг/см², а прочность на сжатие равнялась 65 кг/см². В типичных точках модели измерялись напряжения и деформации. Было установлено, что рас-

[1] Массивы блочного строения с элементами разной формы и параметров.— *Прим. ред.*

пределение напряжений в значительной степени зависело от 1) толщины пластин, передававших нагрузку на «породу» модели и 2) величины предварительного вертикального напряжения $\sigma_3$, созданного в трещиноватой модели. Было также определено, что механизм разрушения в дисконтиниуме,

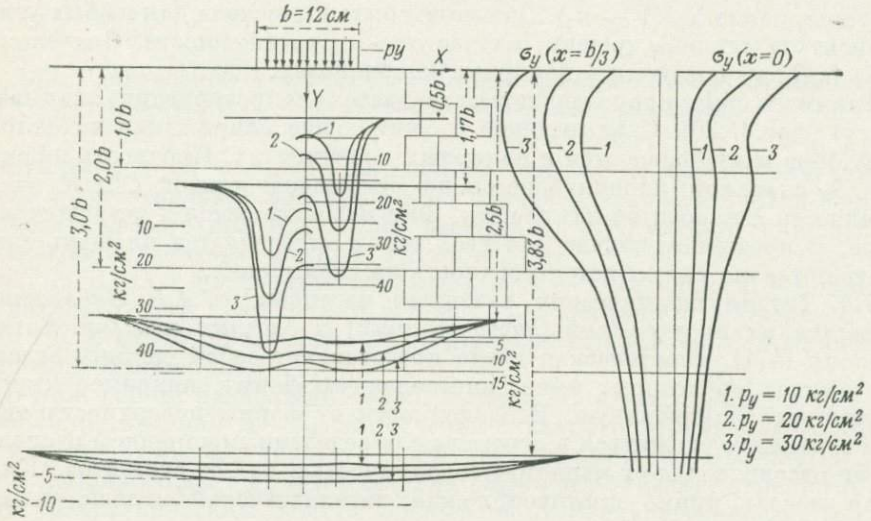



Фиг. 7.21. Нормальные напряжения $\sigma_y$ в трещинах слоистых пород на разной глубине при нагрузках $p_y$ = 3,12, 18 и 30 кг/см².

Передача сосредоточенной нагрузки через гибкий штамп [248].

воспроизводящем трещиноватые породы, значительно сложнее, чем в зернистом полупространстве. Разрушение модели происходило при весьма различных обстоятельствах.

В Политехнической школе во Франции [296] ведутся аналогичные исследования в области передачи напряжений в среде с нарушенной сплошностью



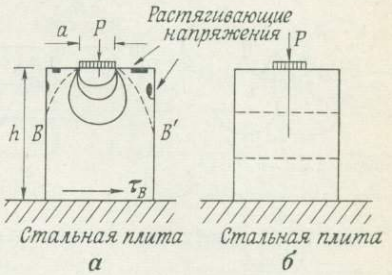

Фиг. 7.22. Нормальные напряжения $\sigma_y$ в трещинах слоистых пород на разной глубине при нагрузках $p_y$ = 10, 20, и 30 кг/см².

Передача нагрузки через штамп большой жесткости. Свободная поверхность модели равномерно нагружена ($p_y$ = 3 кг/см²) для предварительной консолидации породы до начала испытаний [248].

(дисконтиниум). Первая серия опытов заключалась в передаче через пластину нагрузки $P$ на упругое тело, покоящееся на жестком стальном основании. Во второй серии опытов нагружалось несколько слоев упругого материала, расположенных один на другом. В обоих случаях применялся новый фотоупругий материал с модулем $E$ = 29 500 кг/см² и коэффициентом Пуассона $\nu$ = 0,43. Этот материал отлично в линейной зависимости реагировал на нагрузку. В процессе испытаний боковое давление не прикладывалось, что

давало возможность модели свободно расширяться. В ходе экспериментов предполагалось определить сдвигающие напряжения при различных углах внутреннего трения между двумя слоями пластмассы либо между ней и стальным основанием.

Малый угол трения $\phi = 1{,}5°$ был получен путем покрытия гладкой поверхности пластмассы тонким слоем «тефлона (*R*)» и «ланолина». Двадцать циклов нагрузки и разгрузки упругой модели не внесли поправки в этот показатель. Пластмасса без покрытия имела $\phi = 24°$, который не изменялся в процессе 20 циклов нагружения. Увеличение трения до 33° достигалось добавлением очень тонкого песка между слоями пластмассы и доводилось до 37° подсыпкой песка между пластиком и стальным основанием. Металлическая пластинка, посредством которой модель нагружалась, имела ширину $a = 30$ мм и толщину $e = 10$ мм и была гораздо жестче упругой модели высотой $h$.




Фиг. 7.23.

Другие испытания проводились с упругой пластиной с $e = 20$ мм, сделанной из того же материала, с отношением $h/a$, равным 7; 3 и 1,5 (фиг. 7.23, *а*). Напряжения сдвига $\tau_B$ в основании были сопоставлены с напряжениями $\tau_{B_0}$ на том же уровне в сплошном полупространстве. Значения $\tau_B/\tau_{B_0}$ в различных условиях опыта приведены в табл. 7.5. Распределение напряжений в модели с $\phi = 1{,}5°$ оказалось более беспорядочным, чем в модели с $\phi = 24°$ или $\phi = 33°$. Такое же явление наблюдалось в моделях, разрезанных в нескольких плоскостях (фиг. 7.23, *б*).

Таблица 7.5

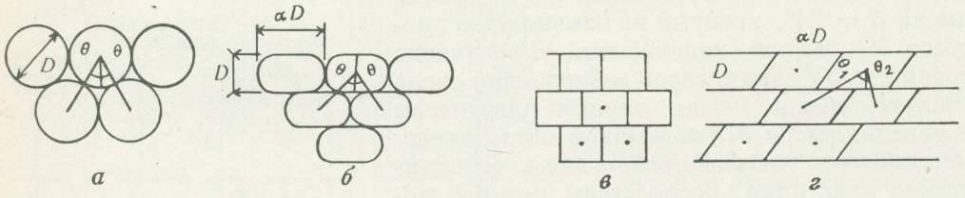
| | $h/a=3$ | $h/a=7$ |
|---|---|---|
| $\phi=1{,}5°$ | $\tau_B/\tau_{B_0}=2{,}0$ | 1,9 |
| $\phi=24°$ | $\tau_B/\tau_{B_0}=1{,}3$ | 1,1 |
| $\phi=33°$ | $\tau_B/\tau_{B_0}=1{,}0$ | 1,0 |

При малых значениях $\phi$ напряжения сжатия более сконцентрированы. Возникали растягивающие напряжения, отсутствовавшие в сплошном полупространстве. Дискретные модели, представляющие трещиноватые скальные массивы, получили широкое применение при исследованиях плотин. Некоторые лаборатории пользуются пластмассовыми моделями с масштабным отображением трещин [120]. Путем изменения коэффициента трения вдоль этих трещин было установлено, что степень ослабления скального массива трещинами зависит от сцепления в нем. Подробнее технология моделирования описывается ниже, в разделе, посвященном основаниям плотин.

Надо обращать внимание на сложность и опасность развития растягивающих напряжений, возможность чего теорией сплошного полупространства не предусматривается.

*7.4.2. Кластическая теория.* На фиг. 7.24, *а* показаны «кластические модели». Допустив отсутствие трения между шаровыми, эллипсоидными, кубическими и др. элементами, можно увидеть, что для обеспечения статического равновесия контактовые силы $p$, $q$ и $r$ (фиг. 7.25, *а*) должны проходить через центр тяжести системы этих элементов.

Троллоп [468—473] считает степень сводообразования главным показателем при решении многих вопросов. На фиг. 7.25, *б* показана модель, в которой все силы больше нуля. На фиг. 7.25, *в* изображены условия, не допускающие сводообразования, когда $x_1 = x_2 = 0$, а на фиг. 7.25, *г* — условия полного сводообразования с $W_2 = Y_1 = 0$. $\alpha$ — постоянная, соответствующая типу элемента, а $\theta$ — угол распределения. Для частиц толщи-

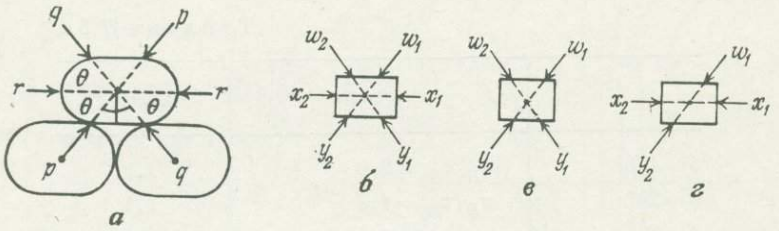



Фиг. 7.24. Кластические (блочные) модели.

ной $D$ (фиг. 7.24, *б*) с углом распределения $\theta$ и весом $w$ средняя плотность $\gamma$ равна (глубина модели $B = 1$)

$$\gamma = \frac{2w \operatorname{tg} \theta}{D^2}.$$

Расстояние между последующими слоями равно $(d/2)$ ctg $\theta$. Нетрудно убедиться, что для прямоугольника (фиг. 7.24, *в*) tg $\theta = 1/2$ и $\gamma = w/D^2$



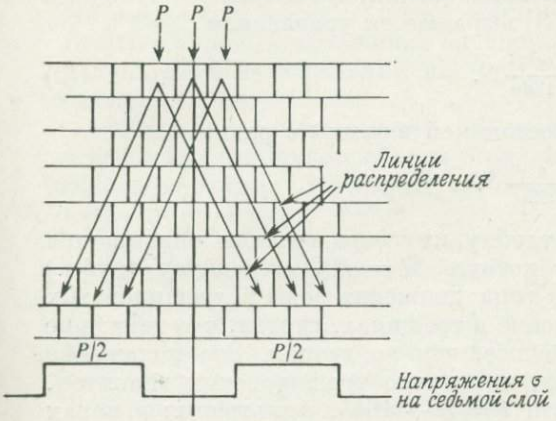

Фиг. 7.25. Отсутствие условий сводообразования [471].

(при глубине модели $B = 1$). Аналитические выражения могут быть составлены для напряжений от собственного веса элементов и для передачи внешних усилий от слоя к слою, принимая различные значения для $k = q/P$ (фиг. 7.25, *а*) или $k = Y_1/Y_2$ (фиг. 7.25, *б*), считая $k$ — коэффициентом сводообразования. Троллоп провел анализ экспериментов Крсмановича, используя кластическую теорию, развитую им в отношении давления $P$.

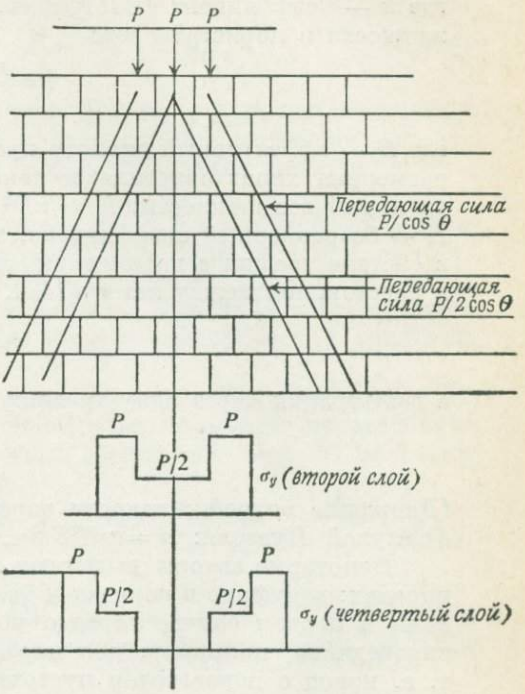
При отсутствии сводообразования ($k = 1$) силы распространяются вдоль «линий распределений». Отсутствуют горизонтальные контактовые усилия и относительные подвижки блоков. Магнитуда сил, направленных вдоль упомянутых линий, равна $P/2 \cos \theta$. Распределение давления в девятом слое показано на фиг. 7.26.

В случае «полного сводообразования» ($k = 0$) силы $P/\cos \theta$ и $P/2 \cos \theta$ передаются вдоль линий распределения и распределение вертикальных сил отлично от предыдущего случая (фиг. 7.27). Ни одно из распределений не соответствует точно опытам Крсмановича, которые, вероятнее всего, больше подходили к условиям частичного сводообразования ($0 < k < 1$). Имеется

существенное противоречие между подходом Троллопа, допускающим отсутствие трения внутри скального массива, и опытами Крсмановича, Хабиба, Фумагалли и др., учитывающих трение.




Фиг. 7.26. Отсутствие условий сводообразования [471].




Фиг. 7.27. Условия полного сводообразования [471].

Кластическая теория нашла применение при решении различных вопросов, связанных с горным делом, в том числе таких, как давление на обделки подземных галерей, давления в процессе проходки выработок, сдвижение горных пород и устойчивость откосов.

## 8. Трещинные воды в скальных породах и массивах

**8.1. Общие положения.** Необходимость изучения водонепроницаемости скальных пород и существующие методы исследований описаны в разделе 4.9 настоящей книги. Проблема трещинных вод и влияния их на скальные массивы очень сложна. Она касается химического взаимодействия воды и пород; физических свойств воды и ее состояния в пористых и трещиноватых породах; образования подземных каверн, пещер и рек, а также устойчивости скальных массивов. Часть этих вопросов рассматривается подробнее в разделах, посвященных скальным склонам, туннелям и плотинам.

**8.2. Основные уравнения движения воды в трещинах.** Движение воды в пористой среде, как, например, в бетоне или породах, зависит от гидравлического градиента

$$S = \operatorname{grad}(z + p/\gamma) = \operatorname{grad} U, \qquad (1)$$

где $z$ — уровень; $p$ — давление в данной точке; $\gamma$ — удельный вес воды; $U$ — гидравлический потенциал. Изменение давления воды между двумя точками вызывает в породах дифференциал поверхностных сил, эквивалентных объемным. Обычно считается, что поток воды или другой жидкости (нефти) в пористой среде подчиняется закону Дарси [76, 194, 336], согласно

которому скорость фильтрации $v$ пропорциональна градиенту $S$:

$$v = kS = k \operatorname{grad} U, \tag{2}$$

где $k$ — коэффициент фильтрации, см/с. В условиях движения однородной жидкости в пористой среде

$$k = \frac{\varkappa D^2 \gamma}{\mu} = K \frac{\gamma}{\mu}, \tag{2а}$$

где $D$ — эффективный диаметр пустот (пор или трещин) твердой среды или размерная характеристика ее текстуры; $\mu$ — динамическая вязкость; $\gamma$ — удельный вес жидкости; $K = \varkappa D^2$ — физический коэффициент фильтрации, $K$ — безразмерный коэффициент, зависящий от геометрии пор. Фильтрация в системе трещин с параллельными поверхностями, с раскрытием трещин $e$ и расстоянием между ними $d$ [422, 448] выражается уравнением

$$v = \frac{e^3 \gamma}{12 d \mu} S, \tag{3}$$

а фильтрация через одну трещину постоянной ширины $e$ равна

$$v = \frac{e^2 \gamma}{12 \mu} S. \tag{3а}$$

(Движение вязкой жидкости через трубку круглого сечения описывается формулой Пуазеля: $v = \gamma R^2 S / 8\mu$, в которой $R = D/2$ = радиусу трубы.)

Некоторые авторы выделяют два типа движения воды в трещиноватых породах: движение в породах и движение в трещинах, считая, что движение воды в первом случае гораздо медленнее, чем во втором. Это положение справедливо, например, для плотных, но сильно трещиноватых гранитов, т. е. пород с показателем пустотности $i = 5 \div 10\%$, фильтрация в порах которых может иметь существенное значение. Степень корреляции между коэффициентом фильтрации $k$ и напряжением сжатия зависит от формы пустот и мелких трещин в породе (разделы 4.9, 4.10). В большинстве случаев, когда водопроницаемость породы связана с открытыми трещинами, коэффициент $k$ зависит от направления, в котором она определена. Если $x$, $y$ и $z$ — главные оси анизотропии [421], то

$$\{v\} = [K] \{\operatorname{grad} U\}, \tag{4}$$

причем $[K]$ является $3 \times 3$-матрицами, численно выраженными девятью коэффициентами. Тремя компонентами $\{v\}$ являются

$$v_x = k_1 \frac{\partial u}{\partial x}, \quad v_y = k_2 \frac{\partial u}{\partial y}, \quad v_z = k_3 \frac{\partial u}{\partial z}. \tag{5}$$

Анализ установившегося движения воды в анизотропной скальной породе показывает, что количество жидкости, поступающей в единицу объема пористого тела в единицу времени, равно количеству жидкости, вытекающей из этого объема. Таким образом,

$$\operatorname{div}(\gamma v) = \frac{\partial}{\partial x}(\gamma v_x) + \frac{\partial}{\partial y}(\gamma v_y) + \frac{\partial}{\partial z}(\gamma v_z) = 0. \tag{6}$$

Допуская, что жидкость (или газ) не сжимаема, можно прийти к выводу, что два предыдущих уравнения образуют

$$\frac{\partial k_1}{\partial x}\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial k_2}{\partial y}\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial k_3}{\partial z}\frac{\partial u}{\partial z} + k_1 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + k_2 \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + k_3 \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = 0. \tag{7}$$

Если написать

$$\bar{x} = \frac{x}{\sqrt{k_2}}, \quad \bar{y} = \frac{y}{\sqrt{k_2}}, \quad \bar{z} = \frac{z}{\sqrt{k}} \tag{8}$$

и опустить первый член предыдущего уравнения

$$\frac{\partial k_1}{\partial x}, \quad \frac{\partial k_2}{\partial y} \quad \text{и} \quad \frac{\partial k_3}{\partial z},$$

получаем

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = 0, \quad \text{или} \quad (\nabla^2 u = 0). \tag{9}$$

В случае однородного поля фильтрации с $k_1 = k_2 = k_3$ смысл последнего уравнения очевиден. Решение для такого уравнения Лапласа хорошо известно; оно применяется в механике грунтов, при рассмотрении проблем грунтовых вод, фильтрации в рыхлых породах и т. д. Методы потенциального потока применяются во многих случаях, в том числе и в механике скальных пород, при этом допускается, что фильтрация имеет однородный характер. Применив этот метод, Пахер и Йокота [358] показали, что данные измерений in situ в буровых скважинах на площадке плотины Куробе IV соответствуют результатам исследований на моделях и методам электрических аналогий (раздел 11.3.4).

Если в процессе движения часть воды удерживается или возникает в заданном единичном объеме в одной точке, поток принимает неустановившийся характер. В этом случае левая часть уравнений (6) и (7) не равна нулю и имеет вид

$$\frac{\partial q}{\partial t} = \left[ k_1 \frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + k_2 \frac{\partial^2 p}{\partial y^2} + k_3 \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} + \frac{\partial p}{\partial x}\frac{\partial k_1}{\partial x} + \frac{\partial p}{\partial y}\frac{\partial k_2}{\partial y} + \frac{\partial p}{\partial z}\frac{\partial k_3}{\partial z} + \gamma \frac{\partial k_3}{\partial z} \right] dV,$$

где $dV$ — объем; $\gamma$ — удельный вес жидкости, принимаемый постоянным. Можно считать, что вес воды в объеме $dV$ пропорционален объему пустот или пор $n$ в нем в процентном выражении и меньше объема воздуха «$a$» тоже в процентном выражении. Тогда

$$q = \gamma (1 - a)\, n \cdot dV.$$

Если жидкость сжимаема, ее удельный вес при давлении равен

$$q = \gamma_0 \beta p + \gamma_0,$$

где $\gamma_0$ — удельный вес при давлении $p_0$, равном атмосферному; $\beta$ — объемная сжимаемость. Теорию можно дальше развивать в том же направлении [421].

**8.3. Эффективные напряжения в скальных массивах.** Много фактов указывает на то, что понятие об эффективных напряжениях, выраженное уравнением

$$\tau = \tau_0 + (\sigma - p) \operatorname{tg} \phi = \tau_0 + \sigma' \operatorname{tg} \phi,$$

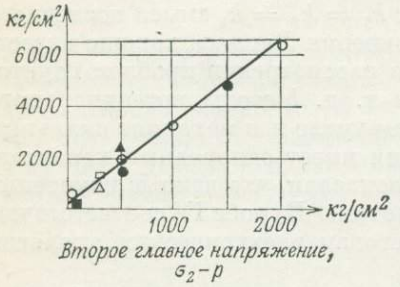
применяемое в механике грунтов, во многих случаях может быть распространено на механику скальных пород. Хандин и Хагер [152] и другие исследователи нашли, что предел прочности, который зависит от эффективного давления, в условиях трехосного сжатия различных пород, в том числе алевролитов, песчаников, известняков, сланцев, при наличии или в отсутствие порового давления одинаков (фиг. 8.1). Они установили, что для песчаников Береа

$$\tau = 153{,}8 + (\sigma - p) \operatorname{tg} 29°15'.$$

Было показано также, что теория разрушения Гриффитса хорошо согласуется с экспериментальными данными, когда поровое давление исключается из главных напряжений.

Представляется, что поровое давление мало влияет на хрупкие пористые породы [421]. Это значит, что их прочность зависит главным образом от прочности контактов между твердыми элементами или зернами, а не от

прочности на сдвиг. Поровое давление вызывает два независимых явления: сжатие твердого материала, что приводит к уменьшению объема скелета, и возникновение объемных сил, пропорциональных изменению давления. Сериес [425] обнаружил, что модуль упругости юрских известняков зависит от их пористости, что подтверждает некоторые положения, высказанные Серафимом и Хемродом (см. раздел 4.8).




Фиг. 8.1. Трехосные испытания песчаников Береа при различном поровом давлении $p$,кг/см². Светлые кружки — $p = 0$; темные кружки — $p = 500$; светлые треугольники — $p = 1000$; темные треугольники — $p = 1500$; светлые квадраты — $p = 1750$; темные квадраты — $p = 2000$.

**8.4. Движение воды в скальных массивах с большими трещинами.** В предыдущих разделах рассматривались условия фильтрации воды в сравнительно слабо трещиноватом массиве. Иное положение складывается в массиве, разделенном развитой сетью больших трещин.

*8.4.1. Уравнение движения воды в трещинах.* Виттик [489], Виттик и Луи [490] предлагают принять следующее:

1) для ламинарного движения в трещинах (поток типа Пуазейля)

$$q_1 = \frac{g}{12}\nu(2a)^3 S;$$

2) для турбулентного движения в трещинах с гладкими поверхностями (поток типа Блазиуса) в большинстве случаев

$$q_1 = \left\{\frac{g}{0{,}079}\left(\frac{2}{\nu}\right)^{1/4}(2a)^3\right\}^{4/7} S^{4/7};$$

3) для трещин с песчаным заполнением

$$q_1 = 2a \times k \times S.$$

В этих уравнениях $q_1$ — расход воды в трещине; $g$ — ускорение силы тяжести; $\nu$ — кинематическая вязкость ($\nu = 1{,}2 \cdot 10^{-6}$ м²/с при температуре $t = 13°$ С); $2a$ — ширина трещины в метрических единицах; $S$ — гидравлический градиент потока. Кроме того, может применяться формула Дарси

$$S = \lambda \frac{1}{R_h}\frac{v^2}{2g},$$

где $R_h$ — гидравлический радиус ($R_h = 4a$); $\lambda$ — фактор трения Дарси или Никурадзе. (Более подробные сведения по этим четырем формулам содержатся в справочниках по механике жидких сред.)

*8.4.2. Необходимость компьютеров.* Виттик применяет эти формулы для скальных массивов с двумя (или тремя) системами трещин. На фиг. 8.2, *а* показан массив с двумя системами трещин, из которых $k_1$ — главная, а $k_2$ — подчиненная. В любой точке пересечения трещин $N$ алгебраическая сумма притекающей и вытекающей воды равна нулю: $\Sigma_N q = 0$. Аналогично сумма потерь давления (напора) в трещинах в замкнутом контуре, например контуре $R$ на фиг. 8.2, *а*, равна нулю.

Подлежащие учету граничные условия те же, что и рассматриваемые механикой грунтов [220]. При корректной постановке задачи приходится решать столько уравнений, сколько имеется неизвестных, что практически

возможно с помощью ЭВМ. Необходимо также построение эквипотенциальных линий или поверхностей согласно теории фильтрации в однородной пористой среде.

*8.4.3. Передача водой усилий на скальный массив.* Силы, действующие в объеме породы между двумя эквипотенциалами, являются силами взвешивания

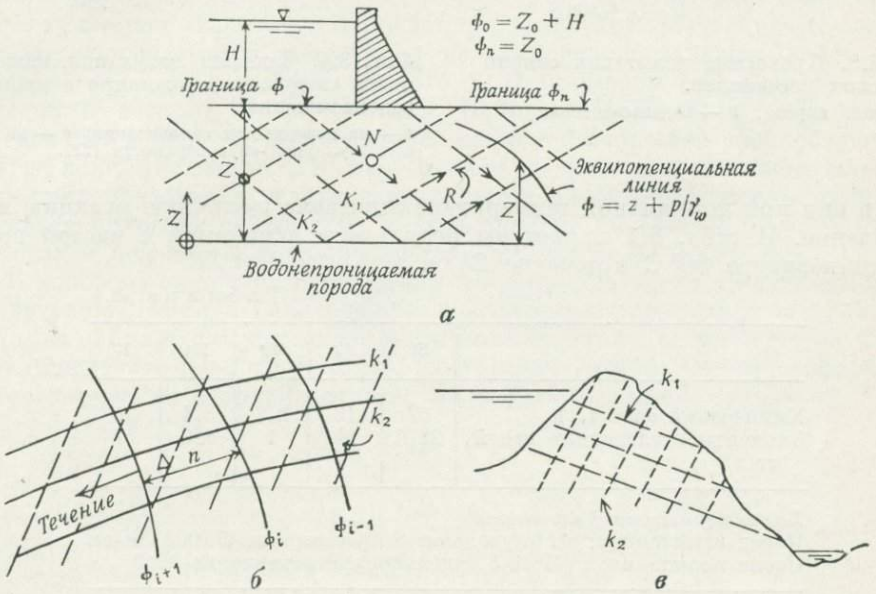
$$U = \gamma_w \text{ (объем)},$$

где $\gamma_w$ — удельный вес воды.

Сила давления (напор) $P$ в направлении потока равна

$$p = \gamma_w \frac{\Delta_\phi}{\Delta_n} \text{ (объем)},$$

где $\Delta\phi = \phi_i - \phi_{i+1}$, а $\Delta_n$ — расстояние между эквипотенциалами.




Фиг. 8.2.

8.4.4. *Примеры.* Виттик проверил свой метод на модели. Он измерял на ней давление, строил эквипотенциальные линии и сравнивал их с результатами вычислений. Расхождения получились небольшими.

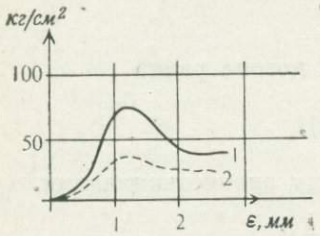
Типичным примером применения вышеописанной методики может служить расчет давления и потерь на фильтрацию через трещиноватый скальный выступ, использованный для создания водохранилища (фиг. 8.2, *в*). Расчеты показали, что для обеспечения устойчивости массива необходим его дренаж.

Другие вопросы устойчивости скальных склонов и давления в породах вокруг безнапорных туннелей рассматриваются в гл. 9, 10.

**8.5. Физическое и физико-химическое выветривание пород под воздействием воды.** Как говорилось в разделе 2.1, некоторые породы сильно подвержены воздействию воды. Согласно исследованиям французских специалистов [23], слабо глинистые песчаники при насыщении водой увеличивались в объеме на 0,5% и теряли в прочности на 50% (фиг. 8.3). Давление набухания в этих породах, замеренное в специальном одометре до начала разрушения образца, достигало 60 кг/см² на замачиваемой поверхности и 30 кг/см² на поверхности, перпендикулярной первой (фиг. 8.4). Ряд пород, как,

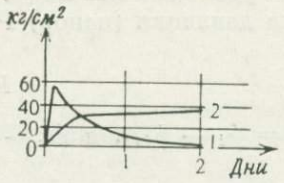
например, мел с берегов Англии с прочностью на сжатие в водонасыщенном состоянии более 100 кг/см², разваливался при высушивании. Наблюдалось значительное снижение модуля упругости некоторых других пород при исследованиях как в лаборатории, так и in situ.

Эти же специалисты изучали выветривание кислых кристаллических пород, образовавшихся в условиях очень высоких температур. Фильтрация




Фиг. 8.3. Трехосные испытания сильно глинистых песчаников.

*1* — сухая порода; *2* — водонасыщенная порода.




Фиг. 8.4. Давление набухания, измеренное в специальном одометре в процессе водонасыщения.

*1* — на поверхности замачивания; *2* — на перпендикулярной ей поверхности [23].

воды в них при нормальной температуре вызывала щелочную реакцию и их ослабление. В табл. 8.1 приведены результаты испытаний с чистой водой при температуре 80° С в течение 24 ч.

Таблица 8.1

| | Si | Al | Mg | Na | K |
|---|---|---|---|---|---|
| Химический состав, % | 67 | 13 | 2,7 | 3,4 | 3 |
| Элементы, увлеченные водой, мг/л | 2270 | 35 | 1 | 120 | 57 |

*Характеристика фильтрата*
Перед испытанием: pH 6, удельное сопротивление 473 000 Ом·см
После испытания: pH 10,3, удельное сопротивление 1960

Химические реакции, вызывающие выветривание породы, отличаются большой сложностью. Влияние фильтрующей воды на породу может быть оценено по изменению расхода и химического состава воды. Уменьшение расхода может быть связано с набуханием выветрившегося материала в микро- и макротрещинах.

Подводя итог своим исследованиям, французские специалисты выделили три категории пород, годных в качестве оснований плотин:

а) массивные гнейсы и граниты, не затронутые тектоническими процессами, практически невыветрелые; редкие крупные трещины в них легко обнаруживаются;

б) твердые осадочные породы — кварциты, сланцы, массивные известняки и др. с четко выраженной слоистостью;

в) метаморфические породы, испытавшие тектонические воздействия и частные изменения напряженного состояния, обычно со сложной системой трещиноватости. Сюда относятся многие виды сланцев и гнейсов и подобных им пород. Оценка податливости этих пород выветриванию требует специальных исследований; очень важное значение имеют испытания на фильтрацию.

**8.6. Старение скальных массивов.** Физическое и физико-химическое выветривание скальных массивов, вызванное присутствием воды в их порах, трещинах и в более крупных разрывных нарушениях, представляет собой

только один из аспектов общего явления, известного под названием старения горных пород.

1. Климатические условия. Изменения температуры способствуют развитию этого явления, с которым связано, например, поверхностное разрушение гранитных массивов и медленное превращение их в песок. Этот процесс описан во многих учебниках геологии; он доставил много осложнений проектировщикам плотин (Испания, Португалия и др.). В Альпах кора выветривания гранитов во многих местах срезана ледниковой эрозией.

2. Деформации и напряжения. Релаксация естественных напряжений. Релаксация естественных напряжений вблизи поверхности скального массива приводит иногда к образованию трещин, параллельных этой поверхности [241], с чем связаны определенные трудности, возникающие при строительстве плотин (примыкания плотины Вайонт). Геологи неоднократно описывали процесс отчленения и оползания скальных блоков, связанный с трещинами разгрузки. Медленное оползание скальных пород может привести к возникновению больших деформаций и напряжений в скальном массиве [214, 215], примером чему может служить оползень в верхнем бьефе плотины Вайонт. Проведенные сейсмические исследования показали уменьшение со временем скоростей распространения упругих волн, указывавшее на постепенное раздробление скального массива. К трещинообразованию и преждевременному разрушению скальных массивов могут привести деформации и напряжения, вызванные строительством наземных и подземных сооружений (плотин, туннелей и др.).

В некоторых случаях деформации и процесс развития трещин со временем затухают; всякие перемещения в основаниях прекращаются, как это видно по многолетним систематическим наблюдениям за некоторыми плотинами (смещения плотины Россенс, замеренные Жико). Иногда деформации прогрессируют до разрушения, как это было с плотиной Мальпассе.

# Часть 3

## МЕХАНИКА СКАЛЬНЫХ ПОРОД И СТРОИТЕЛЬСТВО

В течение прошедших двадцати лет инженеры и геологи, работавшие в области механики скальных пород, пришли к выводу, что лучшим способом получения данных, необходимых для решения вопросов устойчивости и прочности скальных оснований, являются полевые исследования (in situ). В последнее время они признали важность тщательных и детальных лабораторных испытаний. Толчком к этому послужили трудности с определением причин аварии на плотине Мальпассе. Несмотря на высокую стоимость, полевые исследования имеют первостепенную важность при решении специфических инженерных проблем.

### 9. Скальные склоны и оползни

Любое исследование в области скальных склонов и оползней содержит ссылку на замечательную работу А. Гейма, опубликованную в 1932 г. В этой работе Гейм детально описывает и анализирует все известные ему оползни и делит их более чем на 20 различных типов. Одно из главных его предложений сводится к разделению оползней на медленно развивающиеся с частично нарушенными условиями равновесия и на оползни с постоянно увеличивающейся скоростью, достигающей в конечном счете очень большой величины из-за значительной концентрации энергии. Однако анализ геологических причин нарушения равновесия и возникновения оползней (например, ослабление и выветривание скальных массивов, фильтрация воды, разгрузка, а также деятельность человека) не привели Гейма к правильному определению механизма развития оползней. Это вопрос не геологический, а скорее статики и динамики скальных пород.

В настоящем разделе рассмотрены вопросы, касающиеся устойчивости природных склонов, смещений глыб скальных пород на поверхности и глубоко расположенных разрывных нарушений; динамика смещения скальных массивов с нарушенной сплошностью описывается в гл. 14.

После многих лет исследований Терцаги в 1962 г. опубликовал работу под названием «Устойчивость крутых склонов...» [457]. Ряд статей на эту тему был написан Стини, Мюллером и др. Несмотря на это, после скального оползня Вайонт возникла необходимость обстоятельно рассмотреть статические и динамические условия развития подобных явлений. Терцаги считал, что скальные склоны следует классифицировать по типам слагающих их пород, механизму нарушений, действию воды в порах и трещинах. Обвальные и оползневые явления надо характеризовать по типам, глубине, объемам и динамике развития.

**9.1. Теория Терцаги; «критическая крутизна».** Откосы котлованов, открытых горных разработок, карьеров и дорожных выемок должны быть устойчивыми; поэтому в первую очередь при производстве таких работ следует решать вопрос о так называемой «критической крутизне», обеспечивающей стабильность этих выработок. Обвалы не происходят на склонах крутизной менее 35°.

На ранней стадии эрозии большая часть трещиноватых скальных массивов обладает значительным эффективным сцеплением $c_i$:

$$c_i = \frac{cA_s}{A}$$

($A_s$ — суммарная площадь сплошных участков породы; $A$ — суммарная площадь массива; $c$ — сцепление сплошной породы), вследствие чего они могут образовывать почти вертикальные откосы. Сцепление в таких массивах сосредоточено в местах расположения «целиков» породы, разделяющих прерывистые трещины. Чем выше склон эрозионной долины, тем больше в нем скалывающие напряжения, и когда «целики» в массиве скалываются, сцепление $c_i$ в нем уменьшается. Локальная концентрация напряжений приводит к образованию поверхностей разрыва, накладывающихся на существующие системы трещин. В зависимости от последних склоны долины могут иметь крутизну от 30 до 90°.

Отседания — одна из форм трещиноватости, параллельная долине, часто встречающаяся в гранитах.

Типичные формы медленного разрушения склонов — приповерхностные смещения глыб скальных пород [1] и более глубокие оползни. Первые могут быть связаны с разрушением пород при мерзлотном выветривании, в то время как оползни захватывают скальный массив ниже глубины сезонного промерзания. Сопротивление сдвигу $\tau_r$ в заданной точке потенциально неустойчивой поверхности в пористой и водонасыщенной породе выражается известным уравнением

$$\tau_r = c_i + (\sigma - u)\,\mathrm{tg}\,\phi.$$

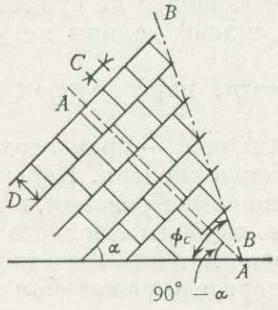
Согласно Терцаги, сплошные и трещиноватые скальные массивы с эффективным сцеплением обладают механическими свойствами хрупкого материала. Разрушение склона, сложенного скальными породами, начинается в точке, в которой скалывающие напряжения $\tau$ становятся равными $\tau_r$. Напряжения в окружающем массиве увеличиваются, что приводит к дальнейшему развитию процесса хрупкого разрушения и сдвига. Если скальный массив бессистемно трещиноват, приведенное выше уравнение сопротивления сдвигу может быть применено для любого сечения. В этом случае породы ведут себя как твердая нетрещиноватая глина. Было установлено, что очень крутые устойчивые склоны имеют $S$-образную форму, подобную профилю языка оползня из глинистых масс. С увеличением высоты склона критический угол $\phi_c'$ уменьшается, но остается всегда бóльшим $\phi$. В равномерно трещиноватой породе значение $\phi$ зависит от характера и степени связи между блоками вблизи поверхности скольжения. Эффективное сцепление $c_i$ в скальном массиве гораздо меньшее, чем сцепление $c$ в самой природе. По мере разрушения породы $c_i$ стремится к нулю, и безопаснее принимать его равным нулю.

*9.1.1. Склоны в неслоистых трещиноватых породах.* Породы такого типа (граниты, мрамор) расчленены выдержанными трещинами на блоки неправильной формы, локально связанные между собой. Такая макроструктура скального массива представляет собой крупномасштабную модель микроструктуры ненарушенной кристаллической породы. Эти породы были изучены в 1910 г. Карманом и в 1928 г. Розом и Эйхингером. Более поздние исследования Боровички [42] показали, что угол трения кристаллических пород меняется от $\phi = 40°$ при давлении 100 кг/см² до $\phi = 25°$ при давлении 1000 кг/см². Согласно Терцаги, критический (предельный) угол наклона $\phi'$ склонов в крепких беспорядочно трещиноватых скальных массивах равен 70° при условии, что фильтрация воды не влияет на стенки трещин.

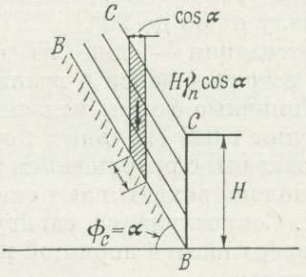
[1] Вероятно, имеются в виду явления типа курумов.— *Прим. ред.*

*9.1.2. Склоны в слоистых осадочных породах.* Толщина слоев осадочных пород колеблется от сантиметров до нескольких метров. Слои отделены друг от друга тонкой пленкой материала, отличного от основной породы. Поверхности напластования обычно выдержанные, с низким сопротивлением сдвигу (Терцаги называет их трещинами напластования). Поперечные трещины большей частью расположены приблизительно перпендикулярно напластованию и в шахматном порядке. Сцепление в этих поперечных трещинах равно нулю. Пересечения поперечных трещин с напластованием более или менее параллельные, выдержанные в одном или нескольких направлениях.

Из-за слоистости, наличия поперечных трещин и отсутствия эффективного сцепления ($c_i = 0$) скальные массивы, сложенные слоистыми осадочными




Фиг. 9.1. Схема, показывающая предельную критическую крутизну склона *BB* в слоистых породах [456].




Фиг. 9.2. Предельная высота скального уступа с учетом влияния сцепления $c_i$ [456].

породами, обладают механическими свойствами сухой каменной кладки из более или менее призматических блоков, пригнанных один к другому. Сцепление в швах между блоками равно нулю. Устойчивость склона, сложенного такими породами, зависит прежде всего от ориентировки плоскостей напластования по отношению к поверхности склона. Зависимости эти показаны на фиг. 9.1 и 9.2. Здесь угол трения $\phi_f$ по стенкам всех трещин принят равным 30°. Оползни не могут произойти, если плоскости напластования лежат горизонтально; в этом случае критический уклон может быть вертикальным ($\phi_c = 90°$).

*9.1.3. Склоны с падением пластов в глубь массива.* На фиг. 9.1 слоистые породы падают в глубь массива под углом $\alpha$. Линия *AA* сечет массив под углом $90° - \alpha$ к горизонту. Вдоль нее оползни развиться не смогут, если $90° - \alpha < \phi_f$ ($\phi_f$ — угол трения). Если поперечные трещины параллельны линии *AA*, но расположены в шахматном порядке, предельная крутизна будет зависеть от среднего значения отношения $C/D$, где $C$ — среднее расстояние между поперечными трещинами, а $D$ — среднее расстояние между поверхностями напластования. Для любого значения $\alpha$, меньшего $90° - \phi_f$, критическая крутизна равна линии *BB* на фиг. 9.1. Для любого заданного значения $\alpha$ критический угол $\phi_c$ увеличивается с возрастанием отношения $C/D$, а при любой заданной величине $C/D$ он уменьшается с уменьшением $90° - \alpha$ до $90° - \alpha = \phi_f = 30°$. С этого момента критическая крутизна резко возрастает до 90°, так как угол падения поперечных трещин становится меньше угла трения $\phi_f = 30°$. Тем не менее, если величина $90° - \alpha$ уменьшается и $\alpha$ приближается к 90°, возможность смещения увеличивается в случае изгиба слоев между трещинами напластования. Сцепление в трещинах напластования увеличивает критический угол при $\alpha$, меньшем $90° - \phi_f$. При более крутом падении слоев сцепление практически уменьшает возможность обрушения за счет прогиба наружных пластов.

*9.1.4. Склоны с падением пластов в сторону долины (фиг. 9.2.).* Когда слои падают в сторону долины под углом, меньшим угла трения $\phi_f = 30°$, критическая крутизна склона равна 90°. Если $\alpha$ больше 30°, критический (предельный) угол склона равен $\alpha$. Когда сопротивление проскальзыванию по напластованию обусловлено трением и в дополнение к нему эффективным сцеплением $c_i$, склон на ограниченную высоту может быть вертикальным, а выше его крутизна равна углу $\alpha$ (фиг. 9.2).

Сила, вызывающая сдвиг вдоль трещины напластования в подошве склона на единицу площади трещины, равна

$$\gamma_r H \cos\alpha \sin\alpha,$$

а сила сопротивления сдвигу —

$$c_i + \gamma_r H \cos^2\alpha \operatorname{tg}\phi_f,$$

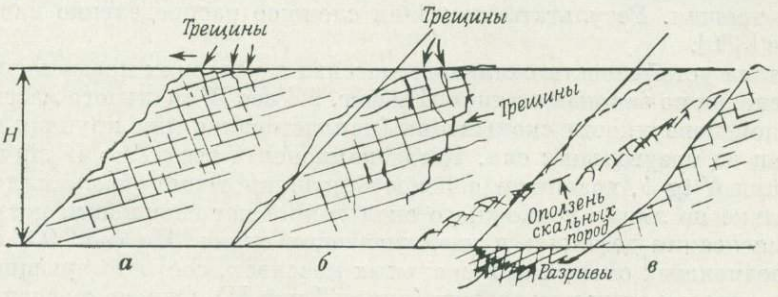
где $H$ — высота вертикальной части склона; $\gamma_r$ — объемный вес породы.

Следовательно, устойчивость вертикальной части склона, как это показано на фиг. 9.2, обеспечивается, если

$$H \leq \frac{c_i}{\gamma_r \cos\alpha\,(\sin\alpha - \cos\alpha \operatorname{tg}\phi_f)}.$$

Увеличение этой высоты немедленно вызовет оползень в подошве склона по напластованию $BB$.

**9.2. Оползни скальных пород; глубоко расположенные разрывные нарушения.** Предыдущий раздел был посвящен вопросу о критической крутизне




Фиг. 9.3. Прогрессирующее трещинообразование в массиве, ведущее к возникновению глубокого оползня.

*а* — трещины растяжения в верхней части крутого склона; *б* — распространение трещин в более глубокие слои; *в* —;разрыв в основании склона, ведущий к возникновению оползня [325].

склонов, при которых могут возникать смещения. Оползни скальных пород бывают различных объемов и связаны с разрывными нарушениями в глубине массива. Статика и динамика очень больших оползней могут быть совершенно отличными от таковых у малых оползней и нередко трудно поддаются анализу.

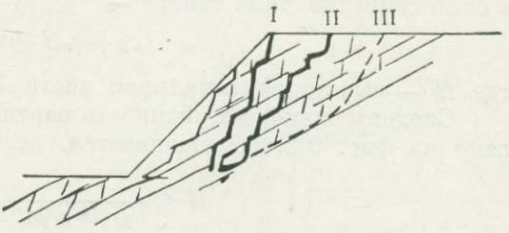
Существует много типов оползней в скальных породах, вызванных как естественными причинами, так и деятельностью человека. Примером последних служат выемки для автомобильных и железных дорог, строительные котлованы (платина Бор во Франции) и особенно колебания уровня воды в водохранилищах.

*9.2.1. Статика оползней скальных пород.* Несколько авторов занимались изучением статических условий возникновения оползней небольших объемов. На фиг. 9.3 показаны этапы развития скальных оползней, которые начинаются с появления трещин растяжения в верхней части массива и характеризуются их прогрессивным развитием. В соответствии с этими пред-

ставлениями окончательное возникновение оползня должно происходить в нижней части склона.

Современные исследования на фотоупругих моделях указали на возникновение растягивающих напряжений в подошве склона, на некоторой глубине от его поверхности. Если эти результаты соответствуют действительности, то возможно, что растягивающие напряжения и являются причиной упомянутых оползней. Примером такого рода исследований может служить плоская модель скального склона в примыкании плотины Куробе IV (Япония), сделанная из высокоупругого материала на желатиновой основе.

Фиг. 9.4. Оползень скальных пород по наклонной поверхности напластования или по крупной трещине ($\phi < \alpha$).




Фиг. 9.5. Обвал скальных пород; возможные линии отрыва I и II.

Сначала испытывалась изотропная модель, а затем модель, отображающая систему трещин. Результаты показали сложное распределение напряжений в склоне [330].

Анализ устойчивости скального массива в условиях предельного равновесия основан на законах статики. На фиг. 9.4 вес $W$ скального массива выше возможной поверхности скольжения (напластование или крупная трещина) разложен на треугольник сил. Когда компонента веса $T = W \sin \alpha$ больше сил трения $N \operatorname{tg} \phi$, возникает опасность возникновения обвала или оползня, если только по линии возможного скольжения нет сцепления, достаточного для компенсации дефицита в удерживающих силах. На фиг. 9.5 показаны линии возможных смещений в скальных массивах, соответствующие поверхностям напластования или трещин (линии I или II). Однако смещение может произойти по линии III, рассекая плоскости напластования и дробя породы (Вайонт).

В скальных породах, образующих склоны глубоких долин высокогорных районов, возникают скалывающие напряжения. Если они по величинам близки к показателям прочности пород, то любое увеличение глубины долины, вызванное эрозией, может привести к оползню.

*9.2.2. Глубоко расположенные поверхности скольжения.* Некоторые геоморфологические элементы Альп, приписываемые деятельности ледника, в действительности являются следствием глубоких оползней скальных пород. В местах расположения плотин в узких и глубоких долинах обнаружено, что породы, слагающие один из склонов, сдвинуты в сторону долины в более или менее горизонтальном направлении. При этом породы, захваченные подвижкой, остались в сравнительно ненарушенном состоянии [6, 435]. Так, на одной из таких площадок буровой скважиной были вскрыты моренные отложения, залегающие на глубине около 100 м ниже поверхности коренных пород [437]. Известен ряд очень больших и глубоких оползней в Швейцарии, происшедших в историческое время.

Сводки известных больших скальных оползней составлены Геймом [169] и Мюллером [327]. Последним и самым трагическим из них был оползень Вайонт, происшедший в ночь на 9 октября 1963 г. Терцаги считал, что мало

что известно о механизме этого большого и глубокого оползня. Неясны причины активизации и затухания его движения и нет данных о характере деформаций пород непосредственно в зоне скольжения. Известно, что породы, расположенные выше поверхности смещения, были нарушены на незначительное расстояние от последней, а в непосредственной близости от нее совершенно разрушены и раздроблены. Следовательно, сжимаемость и водопроницаемость массива увеличились. Из всего этого можно сделать вывод, что участок, выбранный под строительство высокой бетонной плотины, не мог считаться пригодным до тех пор, пока не было уверенности в том, что слагающие его породы не подвергались когда-либо смещениям в результате глубоких скальных оползней. Терцаги высказал это мнение примерно за год до катастрофы на плотине Вайонт.

**9.3. Влияние вод в породах на устойчивость склонов.** *9.3.1. Давление трещинных вод.* В своей теории устойчивости склонов Терцаги применял термин «вторичная водопроницаемость», понимая под этим водопроницаемость, обусловленную присутствием открытых протяженных трещин и разрывов в скальном массиве и зависящую от их ширины и частоты. Первичная водопроницаемость связана с пористостью блоков сохранных пород, разделенных трещинами, и настолько мала по сравнению со вторичной, что туннель, пройденный в сохранных породах, ниже уровня подземных вод, может казаться совершенно сухим. Если вторичная водопроницаемость породы равномерная, уровень подземных вод имеет форму, близкую к параболической. Скальный массив вблизи поверхности склона обычно более трещиноват и более водопроницаем, чем на глубине.

Когда вода в трещинах неподвижна, уровень подземных вод принимает горизонтальное положение, взвешивающее давление в породе направлено вертикально и боковые силы уравновешены. При наличии потока подземных вод в скальном массиве возникает боковое давление, пропорциональное разнице уровней воды по обе стороны массива. Это давление называется клифтовым и может быть вычислено по методике, применяемой для определения давления воды в грунте. Кроме того, фильтрация воды в трещинах, заполненных глиноподобным материалом, уменьшает трение в этих трещинах. Совместное действие этих двух факторов может значительно ослабить породы в подошве склонов и вызвать оползни.

Бьерум (Норвегия) представил в 1963 г. Австрийскому обществу по механике скальных пород в Зальцбурге результаты наблюдений, подтверждающие очевидную связь оползней с климатическими условиями. Район проведенных им работ отличался суровыми зимами с очень большими снегопадами и большим количеством дождей в осенний период. Наибольшая активность оползней наблюдалась в апреле, в период снеготаяния, когда значительные количества воды проникали в трещины в скальном массиве, еще заполненные льдом. Возникавшее при этом давление приводило к обвалам и оползням. Второй период активности приходился на октябрь — ноябрь. В докладе содержалось также подробное описание скального оползня, имевшего место 13 сентября 1936 г. на южном берегу озера Лоен (юго-западное побережье Норвегии). Оползневой склон сложен гранито-гнейсами со слабо развитой сланцеватостью; крутизна его около 50°, а высота 1097 м. Средняя часть склона на высоту около 500 м почти вертикальная. Сланцеватость пород падает в сторону озера под углом 65°. В крутой части склона породы выветрелые по вертикальным трещинам, но между ними практически водонепроницаемые. Во время сильного ливня около 1 млн. м$^3$ породы, отчлененной одной из вертикальных трещин, обрушилось и скатилось в озеро, вызвав этим волну всплеска высотой до 70 м, разрушившую поселок и повлекшую гибель многих людей.

Хотя Терцаги не придавал значения «первичной» водопроницаемости все же имеются факты, противоречащие этому утверждению. Некоторые поро-

ды легко абсорбируют воду в порах. У филлитов, например, после трех дней замачивания модуль упругости уменьшается на 50—70%, что может быть объяснено только полным водонасыщением породы. Некоторые микротрещиноватые породы (гнейсы) очень медленно впитывают воду, тем не менее образцы их, пролежав в воде больше года, полностью развалились.

*9.3.2. Статика пород, частично или полностью погруженных в воду.* В механике грунтов считается, что поровая вода уменьшает сопротивление сдвигу водонасыщенного грунта. Если обозначить поровое давление через $u$, уравнение Кулона принимает вид

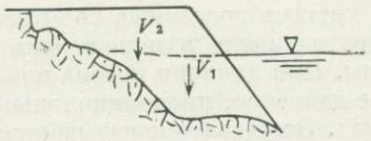
$$\tau = c + (\sigma - u)\operatorname{tg}\phi.$$

Это правило может быть распространено и на скальные породы, о чем упоминалось в гл. 8. В этом случае можно пренебречь сцеплением и написать

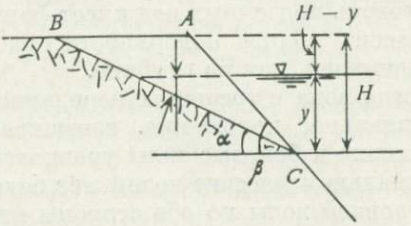
$$\tau = (\sigma - u)\operatorname{tg}\phi.$$

Эти замечания весьма общего характера используются при рассмотрении устойчивости скальных склонов, частично или полностью погруженных в воду.

Согласно фиг. 9.6, объем скальной породы $V_1$ находится под водой, а объем $V_2$ — выше уровня воды. Рассматривая массу скальной породы $\gamma_r (V_1 + V_2)$, приняв $\gamma_r$ за удельный вес минеральной части породы, $\gamma$ — за удельный вес воды и $n$ — за объем пор, можно выразить вертикальную взвешивающую силу $U$ как




Фиг. 9.6.




Фиг. 9.7.

$$U = \gamma V_1 (1 - n),$$

вес массива как

$$W = \gamma_r (1 - n)(V_1 + V_2)$$

и вертикальную результирующую как

$$W - U = (\gamma_r - \gamma)(1 - n) V_1 + \gamma_r (1 - n) V_2.$$

Здесь горизонтальная компонента отсутствует.

На фиг. 9.7 изображены условия устойчивости склона озера или водохранилища, при которых может произойти оползень скального массива $BAC$ по поверхности скольжения $BC$. Вес массива $BAC$ равен

$$W = \frac{1}{2}\gamma_r (1 - n) H^2 (\operatorname{ctg}\alpha - \operatorname{ctg}\beta) = \frac{1}{2}\gamma_z (1 - n) H^2 \frac{\sin(\beta - \alpha)}{\sin\beta \sin\alpha}.$$

Взвешивающее давление $U$ при $y < H$, где $y$ — переменная глубина воды, равно

$$U = \frac{1}{2}\gamma (1 - n) y^2 \frac{\sin(\beta - \alpha)}{\sin\alpha \sin\beta},$$

а в случае $y \geqslant H$

$$U = \frac{1}{2}\gamma (1 - n) H^2 \frac{\sin(\beta - \alpha)}{\sin\alpha \sin\beta}.$$

Силами, нормальными к плоскости $CB$, являются $(W - U)\cos\alpha$, а касательными — $(W - U)\sin\alpha$.

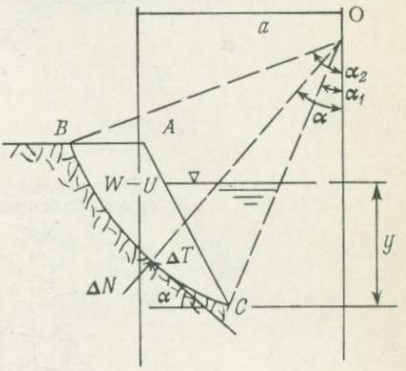
Скальный массив устойчив при $\alpha < \phi$ для всех случаев от $y = 0$ до $y = H$ или $y > H$ независимо от взвешивающего давления $U$.

Условия устойчивости по круглоцилиндрическим поверхностям очень сходны с описанными. Обозначив $O$ — центр дуги $BC$ окружности радиусом $r$, $W - U$ — результирующую веса и взвешивающей силы $\Delta N$ и $\Delta T$ — соответственно нормальную и касательную силы, действующие на элементарном участке дуги $\Delta s$, можно написать три уравнения равновесия массы (фиг. 9.8) [281]:

$$\sum \cos\alpha\Delta N + \sum \sin\alpha\Delta T = W - U,$$

$$\sum \sin\alpha\Delta N + \sum \cos\alpha\Delta T = 0,$$

$$r\Delta T = (W - U)\,a.$$



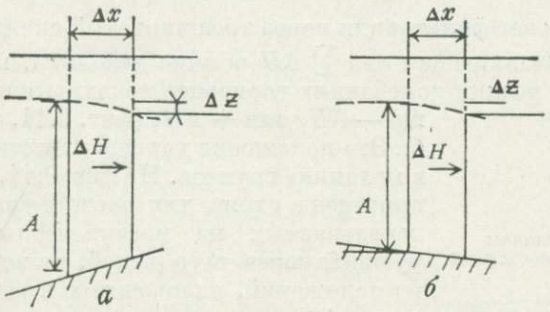

Фиг. 9.8.

Условие устойчивости в любой точке круговой поверхности

$$\frac{\Delta_T}{\Delta_N} \leq \operatorname{tg}\phi.$$

Это решение идентично применяемому в механике грунтов. Существуют другие приемлемые решения, основанные на теоремах центра тяжести скального массива.

Гидростатические силы, действующие в скальных массивах, не обладают горизонтальной составляющей. В процессе движения подземных вод возникают гидродинамические силы с компонентой $\Delta H$, направленной по потоку (фиг. 9.9). Сила $\Delta H$, передающаяся на породу, равновелика и противоположна




Фиг. 9.9. Горизонтальная компонента сил $\Delta H$, передающаяся на породу.

Фиг. 9.10.

на удерживающей силе $\Delta R$, действующей на воду; отсюда

$$\Delta H = -\Delta R = \Delta z A = \frac{\Delta z}{\Delta x} A\Delta x = SA\Delta x$$

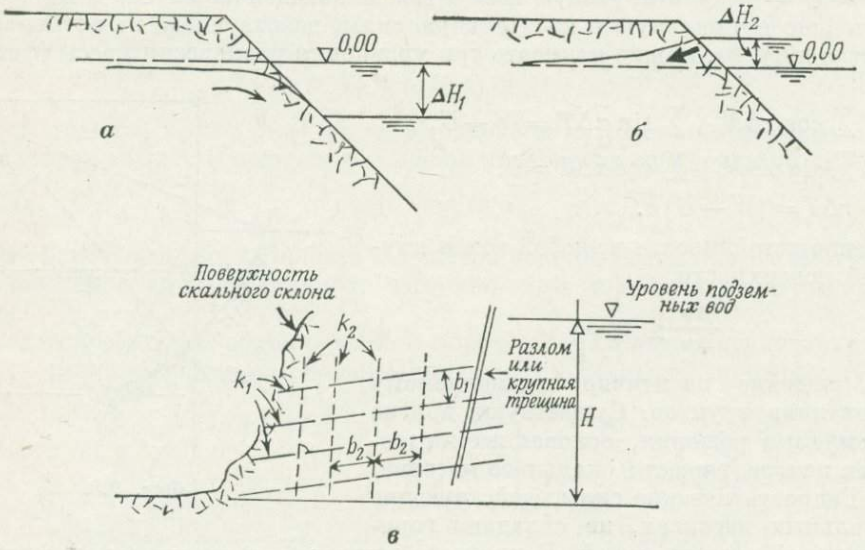
и

$$\sum_1^n \Delta H = \sum_1^n SA\Delta x$$

на всем протяжении рассматриваемой поверхности подземных вод; здесь $S$ — уклон последней, а $A$ — поперечное сечение потока. Наклон поверхности скольжения не имеет значения, и сила $\Delta H = -\Delta R = 0$, когда $\Delta z = 0$ (гидростатические условия, без движения воды).

На основании натурных испытаний и наблюдений установлено, что в большинстве случаев фильтрацию воды в трещиноватой породе можно сравнивать с движением воды в пористой среде (песке и гравии), и коэффициент фильтрации может быть определен полевыми опытными работами.

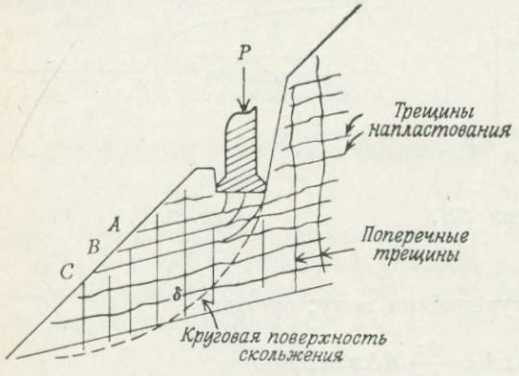
Теории, развитые для грунтовых вод, могут быть распространены на трещиноватые скальные массивы. Так, например, на фиг. 9.10 показано формиро-




Фиг. 9.11.

$k_1$, $k_2$ — водопроницаемость основных и вторичных трещин;
$b_1$, $b_2$ — расстояние между системами трещин.

вание зеркала подземных вод за счет фильтрации через трещиноватый скальный массив. Горизонтальная составляющая сил $\sum \Delta H$ обычно невелика, но может значительно возрасти при резких колебаниях горизонта водохранилища — $\Delta H_1$ или $+\Delta H_2$ (фиг. 9.11, *а*, *б*). Это положение хорошо известно в механике грунтов. На фиг. 9,11, *в* приведена схема для расчета сил, передаваемых на массив фильтрующей через него водой, исходя из положений, изложенных в разделе 8.2.1.




Фиг. 9.12. Сила $P$, пригружающая склон; $A$, $B$, $C$ . . . $S$ — возможные линии разрыва.

**9.4. Внешние силы, пригружающие откос.** Типичным примером может служить возведение на крутом склоне опоры моста [338] или устоя плотины [246]. Один из таких случаев изображен на фиг. 9.12. Согласно Буссинеску, под сосредоточенной нагрузкой $P$, приложенной нормально к горизонтальной поверхности, при коэффициенте Пуассона $\nu = 1/m = 0{,}5$ имеет место простое радиальное распределение напряжений (фиг. 9.13):

$$\sigma_r = \frac{3P}{2\pi r^2}\cos\delta.$$

Два других напряжения — $\sigma_2$ и $\sigma_3$ — равны нулю.

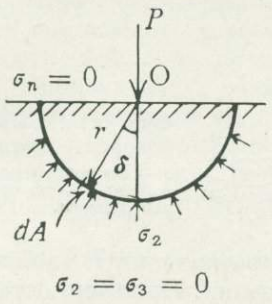
В основу упрощенного решения задачи о силе $P$, приложенной к наклонной поверхности, принимается аналогичное радиальное распределение напряжений (фиг. 9.14):

$$\sigma_r = cP\left(\frac{1}{r^2}\right)\cos\frac{\pi}{2\alpha}\delta$$

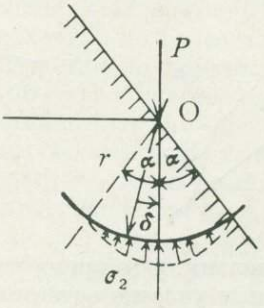
с условием:

$$\int \sigma_r \cos\delta dA = P.$$

Для сосредоточенной нагрузки $P$ значения коэффициента $c$ приведены в табл. 9.1 ($\alpha$ — угол склона к вертикали) [246]. При линейном приложении




Фиг. 9.13.




Фиг. 9.14.

нагрузки формула принимает следующий вид:

$$\sigma_1 = \sigma_r = c^* p\left(\frac{1}{r}\right)\cos\frac{\pi}{2\alpha}\delta.$$

Соответствующие значения $c^*$ приведены в табл. 9.2.

Таблица 9.1

| $\alpha$ | $\pi/2\alpha$ | $c$ |
|---|---|---|
| 90° | 1 | 0,48 |
| 60° | 1,5 | 0,80 |
| 45° | 2 | 1,28 |
| 30° | 3 | 2,65 |

Таблица 9.2

| $\alpha$ | $\pi/2\alpha$ | $c^*$ |
|---|---|---|
| 90° | 1 | 0,64 |
| 60° | 1,5 | 0,83 |
| 45° | 2 | 1,06 |
| 30° | 3 | 1,34 |

Напряжения, вызванные сосредоточенной или линейной нагрузкой, добавляются к напряжениям от собственного веса массива. Условия устойчивости рассматриваются для различных возможных поверхностей смещения, как, например, линии $A$, $B$, $C$ на фиг. 9.12.

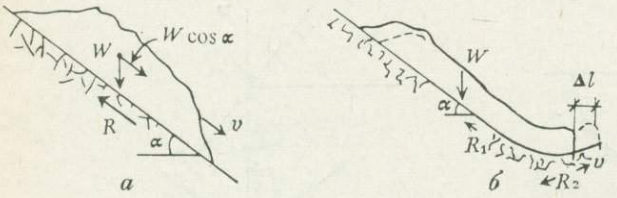
В механике рыхлых грунтов считается, что условия устойчивости должны быть обеспечены в любой точке массива. В механике скальных пород принимаются средние значения устойчивости для массива в целом, с соответствующим коэффициентом запаса. Существуют более детальные методы расчета с использованием современной вычислительной техники [504].

**9.5. Динамика оползней скальных пород.** В предыдущих двух разделах рассматривались условия статического равновесия в момент $t = 0 - \varepsilon$, непосредственно предшествующий началу оползания склона. Сильные ливни, таяние льда в трещинах в скальном массиве, колебания уровней воды в естественных и искусственных водохранилищах могут привести к значительным изменениям условий равновесия скальных массивов. Согласно закону Ньютона, условия равновесия вдоль ровной поверхности выражаются

(фиг. 9.15):

$$M\frac{dx^2}{dt^2} = W\cos\alpha - R,$$

где $M$ — масса породы в начальной стадии оползания с ускорением $dx^2/dt^2$, вызванным активной силой $W\cos\alpha$, сдерживаемой трением, и силой сопротивления $R$. Ускорение положительное до тех пор, пока $W\cos\alpha > R$. Скорость $dx/dt$ по прошествии времени $T\int dt$ обычно небольшая; так, разница в силах $W\cos\phi - R$ в момент $t + \varepsilon$ существенно малая. Если поверхность скольжения в нижней части криволинейна (фиг. 9.15, *б*), активная компонента веса $W\cos\alpha$ на наклонной поверхности уменьшается по мере




Фиг. 9.15. Прогрессирующее ускорение скального оползня.
*а* — по ровной поверхности скольжения; *б* — по частично изогнутой поверхности.

движения оползня, в то время как сила сопротивления $R$ на более или менее горизонтальном участке остается без изменения. Оползень останавливается. Вероятно, трение скалы по скале уменьшается с увеличением скорости $dx/dt$, но это не имеет существенного значения, если скорость большая — порядка нескольких метров в секунду. Такое описание «классического оползня» с медленным началом и умеренным ускорением не отвечает условиям и характеристикам оползня Вайонт. Поверхность скольжения последнего имела типичную «стулообразную» форму. В расчетах, проведенных различными специалистами после катастрофы, принимались во внимание наиболее вероятные формы поверхности скольжения. Расчеты дали следующие значения возможных показателей сопротивления сдвигу: $\operatorname{tg}\phi$ от 0,316 до 0,525 и $\phi$ от 17,5° до 27,7° (угол трения для скальных пород находится обычно в пределах 35—45°). Если допустить, что трение по поверхности скольжения оставалось более или менее постоянным, трудно найти объяснение громадному увеличению скорости оползня. Другой расчет, основанный на высоте волны в водохранилище, вызванной оползнем, показал, что угол трения в зоне сдвига не должен был превышать 10°. Если эта характеристика соответствовала фактическому положению в период времени $t = 0 + \varepsilon$, то остается неясным, почему скальный массив оставался стабильным во время $t = 0 - \varepsilon$. Единственный вывод, который можно сделать, — это что оползень Вайонт не представлял собой «непрерывный оползень» классического типа, а являлся «прерывистым оползнем» (discontinuous slide).

В гидромеханике известен тип прерывистого течения, примером которого могут служить волны воды и льда, образующиеся в процессе вскрытия замерзшей реки с внезапным взламыванием ледового покрова; волны эти устремляются вниз по течению реки с опасной скоростью [214, 215].

Судя по скорости смещения пород, замеренной в буровых скважинах, в различных частях медленно ползущего скального массива перед конечным срывом оползня Вайонт, можно предположить, что разрывы породы вдоль верхней части крутых участков склона произошли за какое-то время перед катастрофой. Отчленившиеся верхние скальные массивы поддерживались снизу выступом прочных пород внизу склона, который постепенно дробился до тех пор, пока не рассыпался в результате хрупкого разрушения. При этом произошла мгновенная разрядка огромного потенциала энергии, скопившейся в массиве, повлекшая за собой конечный срыв оползня, подобный взрыву[217].

**9.6. Классификация оползней скальных пород.** В настоящее время имеется возможность описать типичные скальные оползни и разделить их на определенные группы.

*9.6.1. Скальные обвалы.* Происходят главным образом на крутых склонах, уклон которых близок к критическому углу $\phi$ по Терцаги. Отдельные глыбы могут скатываться по склону или свободно падать вдоль обрыва. При одновременном обрушении нескольких крупных блоков породы последние в движении взаимно перемещаются, что приводит к их дроблению; крупные обломки скатываются дальше, чем мелкие.

*9.6.2. Скальные оползни; поверхности скольжения.* Оползни возникают по поверхностям, расположенным в глубине массива. Этот признак, а также форма поверхности скольжения могут быть положены в основу их классификации. Отрыв оползневого тела может происходить по более или менее ровной поверхности (фиг. 9.4), по напластованию или по крупным разрывным нарушениям. Оползни могут развиваться и по криволинейным поверхностям (фиг. 9.5), сформированным трещинами в массиве (как это описано Терцаги) или по поверхностям скольжения, подобным рассматриваемым в механике грунтов и зависящим от типа породы. Начальные отрывы возникают на слабых участках массива и прогрессивно распространяются дальше (Терцаги, Мюллер).

На плотине Вайонт в верхней крутой части склона оползень следовал напластованию; здесь, вероятно, и возникли первые трещины разрыва. В нижней части склона поверхность скольжения сформировалась путем хрупкого скола. Продольный профиль по этому оползню имеет резкие перегибы в «стулообразной» форме поверхности скольжения. Характер подвижек по таким изгибам исследовался Менклем на модели [306, 307]. Некоторые авторы считают, что на таких участках происходят значительные потери энергии, эквивалентные снижению трения на $\operatorname{tg} \phi' = 0{,}05$ ($\phi' \approx 3°$).

Установлено, что крупные оползни по глубоко расположенным поверхностям сопровождаются очень небольшими относительными подвижками блоков. Такое явление наблюдалось Харрисоном и Фальконом [156] на оползне Сейдмарех в юго-западной части Ирана. Некоторые геологи сравнивают такие скальные оползни со снежными лавинами. По этому поводу Мюллер [324] в одном из своих докладов об оползне Вайонт писал: «Согласно гипотезе, ранее высказанной автором, состояние сильно трещиноватого скального массива можно сравнить с тиксотропным состоянием массы, например со снежной лавиной. В начальной стадии лавина движется, не испытывая внутреннего сопротивления, наподобие ничем не стесненной жидкости, однако любое препятствие на ее пути снижает ее скорость. Остановившись, она снова приобретает жесткость и механическую прочность твердого тела».

Это описание может быть отнесено к оползням типа Вайонт. Фотографии скального уступа до и после оползня, в процессе которого породы были смещены на 300—400 м поперек долины и вынесены на противоположный берег на высоту 140 м, не показывают сколько-нибудь существенных изменений в слоистости пород. Для лучшего понимания механизма оползней следует пользоваться основными энергетическими теоремами механики жидкой среды.

*9.6.3. Другие классификации.* 1. Оползни можно классифицировать по их размерам. Могут быть небольшие оползни объемом от 100 м$^3$ до нескольких тысяч куб. метров. К крупным оползням относятся Понтези (1959 г., объем 3 млн. м$^3$) и первый Вайонтский (700 000 м$^3$), к очень крупным — Вайонтский 1963 г. (250 млн. м$^3$) и многие древние оползни, описанные Геймом [169], например Глерниш (Швейцария, 800 млн. м$^3$) и Флимс (Швейцария, 1200 млн. м$^3$).

2. Крутизна склона, на котором произошел оползень, — другой классификационный признак. Явления эти могут развиваться на склонах крутизной 10—12° и более 20°, что значительно меньше так называемого угла трения

породы по породе. Это указывает на то, что условия вдоль поверхности скольжения могут значительно отличаться от упрощенного представления о трении в породе.

3. Наконец, оползни можно подразделять на однородные непрерывные (uniform continuous) и неоднородные прерывистые (non-uniform discontinuous) [214—215]. Многие геологи склонны рассматривать скальные оползни, как «непрерывный процесс ползучести» (continuous rock creep). Неважно, как быстро движется оползень на последней своей стадии, при условии, что ускорение остается неизменным или увеличивается постепенно. Общая продолжительность этой стадии укладывается обычно в несколько минут.

Описанный Уолтерсом [482] оползень Понтези, расположенный вблизи каньона реки Вайонт, захвативший в своем движении около 3 млн. м$^3$ материала (скальной породы, гравия, песка, глины) и длившийся несколько минут, относился, очевидно, к типу непрерывного. Поэтому геологи и инженеры считали, что крупный оползень, развивавшийся непосредственно выше плотины Вайонт, относится к такому же типу. На самом деле он имел «прерывистый» характер и достиг исключительно большой скорости.

*9.6.4. Специальные проблемы.* Выше были описаны причины, вызывающие скальные обвалы и оползни; однако в большинстве случаев основной причиной их образования является нарушение статического равновесия и возникновение напряжений и деформаций, ведущих к местным разрывам и прогрессирующему уменьшению сцепления в трещиноватом скальном массиве. Трещины, параллельные склонам долины, возникающие в результате разгрузки скальных пород, представляют особый случай напряженно-деформированного состояния массива. Выемки под плотины и опоры мостов, для подземных сооружений, при авто- и железнодорожном строительстве также могут вести к нарушению равновесия и возникновению оползней.

Медленные смещения (крип) на поверхности скального массива могут быть отражением деформаций в его глубине. Так, например, при проходке 14-километрового туннеля Мальговер (см. раздел 2.2) в нижнем бьефе высокой арочной плотины Тинь (Франция) в подземной выемке после ее проходки наблюдалось такое сильное горное давление, что деревянное и металлическое крепление местами было нарушено. На одном из участков туннеля длиной 4 км проходка из-за этого осуществлялась с большими трудностями и велась очень медленно. На дневной поверхности в этом районе наблюдался типичный медленный крип скального массива. Геологи рассматривали это явление как чисто поверхностное и не сумели предвидеть трудности, с которыми придется встретиться на глубине. Подобные условия наблюдались во многих других местах, в том числе в Андах. В таких случаях перед началом скальных работ необходимо устанавливать действительную глубину распространения оползневых явлений в массиве.

**9.7. Прогноз потенциальных оползней; стабилизация оползней.** Не существует способов стабилизации крупных скальных оползней, однако небольшие подвижки или обвалы во многих случаях удается предотвратить.

*9.7.1. Прогноз потенциальных скальных оползней.* В предыдущих разделах была подчеркнута необходимость постановки научных исследований и изысканий на крупных потенциальных скальных оползнях с целью детальной их характеристики и определения степени опасности. Такого рода оползни можно иногда выявить по внешним признакам на склонах: криво растущим деревьям, отдельным глыбам или блокам, начинающим скатываться или оползать, подвижкам в нижней части склона и т. д.

Изучение оползающих скальных массивов базируется на точных измерениях горизонтальных и вертикальных перемещений по установленным на них реперам и створным линиям. Некоторые медленные оползневые подвижки в Альпах были обнаружены в результате сопоставления топографических карт, составленных 70 лет назад, с новейшими триангуляционными

наблюдениями. Другие были установлены непосредственными наблюдениями в течение 15 лет. Допустимые ошибки при этом не должны превышать 10% величины замеренных перемещений. Например, перемещение в 5 см должно измеряться с точностью ± 5 мм [243]. Положение точки на плане может быть определено с точностью ± 5 мм угловыми измерениями на расстоянии 1 км от неподвижной базы триангуляции. Труднее осуществлять точные дальномерные наблюдения; электронные методы дают ошибку до ± 11 мм на 1 км. Наружные наблюдения дополняются замерами внутри движущихся массивов (в скважинах и штольнях). По данным таких измерений определяются глубина и объем оползней.

Интересным примером исследований внутри подвижного скального массива могут служить работы, проведенные в железнодорожном туннеле

Фиг. 9.16. Расчистка и заделка бетоном крупной трещины в скальном массиве [325].

полукруглого сечения Клостерс, Альпы, пройденном в не вполне устойчивых породах. В 1952, 1956 и 1966 гг. здесь были выполнены точные геодезические наблюдения как по рельсам вдоль туннеля, так и в обоих его порталах. Оказалось, что за 14 лет порталы сместились на 15—20 см. Перемещения внутри туннеля достигли 5—10 см, максимум 12 см, а вблизи порталов — 18 см.

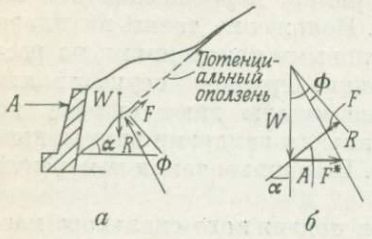
Любое ускорение перемещений следует рассматривать как результат увеличения разрывных нарушений в массиве. Неодинаковые скорости в профиле указывают на прерывистый характер ползучести массива и на возможное формирование «прерывистого» оползня [214, 215, 333]. О перемещениях от 0,25 см до 50 см в сутки много говорилось на XV Симпозиуме по механике скальных пород в Зальцбурге (сентябрь 1964 г.).

Сейсмические исследования позволяют оценить степень трещиноватости и разробленности породы на различной глубине в «ползучем» массиве. На плотине Вайонт резкое уменьшение скорости распространения упругих волн было отмечено примерно за два года до катастрофы. Другой метод исследований — прослушивание породы: перед обвалом шум усиливается, а при стабилизации массива уменьшается. Хорошим указателем изменений и подвижек, происходящих внутри массива, могут служить данные наблюдений за уровнями подземных вод.

*9.7.2. Стабилизация потенциальных скальных оползней.* С небольшими потенциальными оползнями можно бороться путем устройства подпорных стенок или контрфорсов, скрепленных с сохранной породой анкерными болтами, или преднапряженными тросами, или тем и другим способом совместно. Хорошим и первоочередным мероприятием служит дренаж. В некоторых случаях полезна расчистка и заделка бетоном крупных трещин. Проектирование любых укрепительных мероприятий должно базироваться на детальном изучении скальных массивов, их трещиноватости, раздробленности и потенциальных поверхностей скольжения. Окончательный выбор типа укрепления зависит от статических расчетов, учитывающих действующие силы и вес возможного оползня.

Схемы возможной заделки трещин бетоном приведены на фиг. 9.16. Статика подпорных стенок показана на фиг. 9.17. Вес скального массива $W$

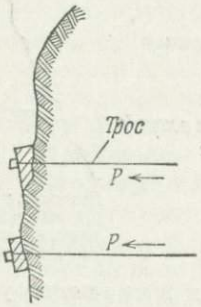
имеет компоненту $W \sin \alpha$ в направлении потенциальной линии скольжения. Сил трения $F = W \cos \alpha \times \operatorname{tg} \phi$ недостаточно, чтобы противостоять этой



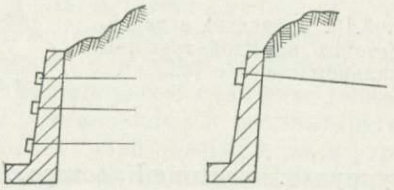

Фиг. 9.17. Подпорная стенка (*а*) и схема действующих сил (*б*).

$W$ — вес скального массива; $A$ — реакция стенки; $R$ — сумма реактивных сил по линии скольжения; $F$ — компонента трения, обусловленная только весом $W$; $\phi$ — угол трения.

компоненте без помощи реактивной силы $A$ от подпорной стенки, составляющая которой $F^* = A \cos \alpha$ направлена вдоль линии возможного перемеще-

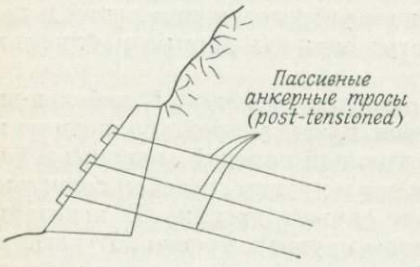



Фиг. 9.18. Закрепление крутого откоса анкерными тросами.



Фиг. 9.19. Заанкерованная подпорная стенка.

ния. Реакция $A$ подпорной стенки превращается в активную силу только после начала деформаций в скальном массиве; пассивные анкерные тросы

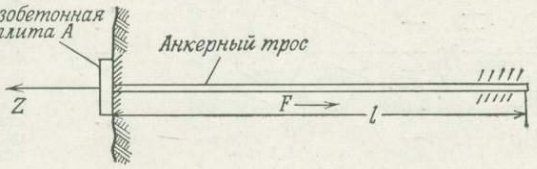



Фиг. 9.20. Заанкерованный контрфорс.

Фиг. 9.21. Железобетонное крепление с анкерными тросами для защиты дороги Пассау — Вегшейд [325].

при этом немедленно вступают в работу (фиг. 9.18). Различные сочетания подпорных стенок и контрфорсов с анкерными тросами показаны на фиг. 9.19 и 9.20. Схема другого укрепительного устройства приведена на фиг. 9.21.

Предварительное напряжение троса достигается приложением к нему силы $F$, вызывающей одновременно сжатие скальной поверхности под металлической или железобетонной плитой (фиг. 9.22). Если $q_0$ — удельная нагрузка, $s$ — ребро плиты, $F = q_0 s^2$ — сила, $L$ — длина троса и $A$ — его поперечное сечение, то смещение на поверхности равно $\delta = aF = q_0 s/E_r$. При приложении к анкеру силы $Z$ усилие $Z_2$ передается на трос и вызывает его удлинение: $\Delta_2 = bZ_2 = Z_2 L/EA$. Сила $Z - Z_2 = Z_1$ приводит к уменьшению




Фиг. 9.22. Растягивающее усилие $Z$ на анкерном тросе.

сжатия породы под плитой; перемещение на поверхности сокращается на $\Delta_1 = aZ_1 = \Delta qs/E_r$. Отсюда получается, что

$$Z = Z_1 + Z_2,$$

$$\Delta_1 = \Delta_2 = aZ_1 = bZ, \quad Z_1 = \frac{b}{a} Z_2, \quad Z_2 = kZ,$$

а сила, приложенная к тросу, теперь равна

$$F + Z_2 = F + \frac{a}{b} Z_1 = F + \frac{a}{b} (Z - Z_2).$$

Когда $Z_1$ достигает значения $R$, плита становится свободной от породы и вся сила $Z$ передается на трос. Простым вычислением получаем, что $k = 1/(1 + E_r sL/EA)$ и $R = F/(1 - k)$.

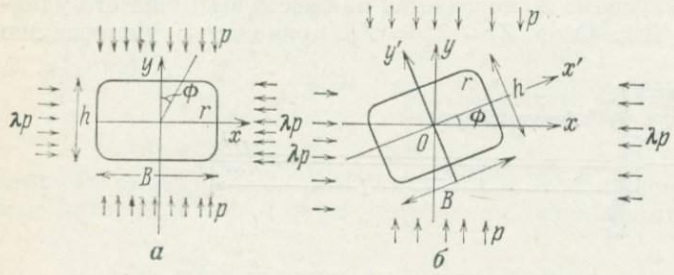
## 10. Галереи, туннели шахты и подземные работы

**10.1. Введение.** Туннелестроение тесно соприкасается с механикой скальных пород и горным делом. В этой книге мы не можем суммировать всю многочисленную информацию, которая имеется в настоящее время по данному вопросу, поэтому ниже рассматриваются лишь отдельные специфические аспекты проблемы.

Прежде всего следует упомянуть туннель под рекой Темзой, пройденный в 1826—1843 гг. Брюнелем. Начатая в 1870 г. проходка Мон-Сенисского туннеля между Францией и Италией (длина 12 849 м) явилась крупнейшим строительством конца прошлого века. Вскоре последовало строительство туннелей в Америке (туннеля Хусак в 1873 г. и туннелей Канадской Тихоокеанской железной дороги в 1875 г.) и в Великобритании (туннеля Северн в 1873 г. и туннеля Блэкуолл в 1891 г.). Первый большой туннель в Альпах — Сен-Готардский длиной 14 980 м — был открыт для движения в 1882 г., а вскоре, в 1884 г., открылся туннель Арлберг (10 240 м). Самыми длинными являются два Симплонских туннеля (длина каждого 19 803 м), законченные строительством в 1906 и в 1922 г. Строительство в XX в. подземных железных дорог и гидроэлектростанций дало новый толчок в развитии техники подземных работ. Большой прогресс был достигнут в способах бурения, механизированной уборке породы и отделке подземных сооружений. В широких масштабах стало применяться анкерное крепление выработок.

**10.2. Дополнительные данные о напряженном состоянии вокруг выработок.** *10.2.1. Специальные вопросы для горных инженеров.* Одна из классических проблем в горном деле — оценка устойчивости подземных выработок,

в которых напряжения воспринимаются главным образом стенками, целиками и другими элементами выемки и в меньшей степени — бетонным или металлическим креплением. В то время как инженеры-гидротехники и железнодорожники стремятся строить туннели и галереи круглого сечения,



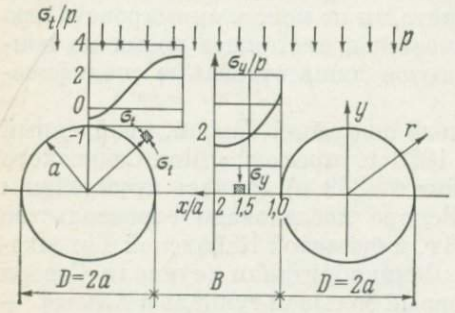

Фиг. 10.1. Выработка прямоугольного сечения с закругленными углами в поле сил $p$ и $\lambda p$.
*а* — поле сил, параллельных сторонам выработки; *б* — поле сил, наклонных к сторонам выработки.

горным инженерам приходится иметь дело с прямоугольными выработками с закругленными углами и близко расположенными параллельными друг другу выработками.

При условии, что четырехугольная выломка находится в поле вертикальных напряжений $p$ и стороны ее ориентированы в вертикальном и горизонтальном направлениях, максимальное окружное напряжение $\sigma_t$ зависит от отношения $r/B$, в котором $r$ — радиус закругления углов, а $B$ — ширина четырехугольника (фиг. 10.1). Максимальное напряжение $\sigma_t$ соответствует углу $\phi^*$ ($\phi$ — угол с вертикалью). Величины $\sigma_t$ приведены в табл. 10.1.

Таблица 10.1

| $r/B$ | $1/2$ | $1/4$ | $1/8$ | $1/36$ |
|---|---|---|---|---|
| $\phi = 0$ | 3 | 1,8 | 1,78 | 1,68 |
| $\phi = \phi^*$ | — | 2,78 | 3,35 | 4,6 |
| $\phi = 90°$ | —1 | —0,8 | —0,8 | —0,8 |




Фиг. 10.2. Концентрация напряжений.
Две параллельные галереи в поле вертикальных сил $p$ ($B = D = 2a$) [348].

Отношение $r/B = 1/2$ соответствует окружности $r/D = 1/2$. Для прямоугольных выработок максимум относительной концентрации напряжений $\sigma_t/P$ в случае $r/B = 0{,}10$ увеличивается до 5 для $h/B = 0{,}25$ ($h$ — высота прямоугольника, $B$ — его ширина).

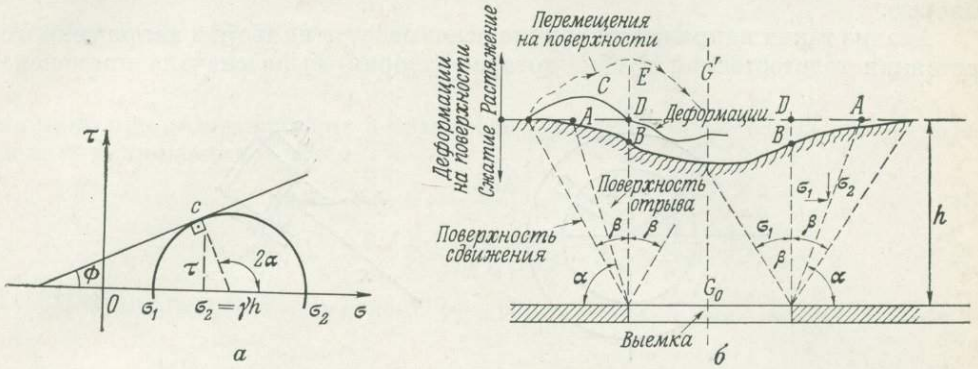
Рассматривая две параллельные цилиндрические выработки (фиг. 10.2) с расстоянием между ними $B$, равным диаметру окружности $D$ (расстояние между центрами равно $2D$), видим, что максимальное окружное напряжение $\sigma_t$ увеличивается с $\sigma_t = 3p$ (одна выработка) до $\sigma_t = 3{,}4p$. Вертикальное напряжение в центре расстояния $B$ становится в этом случае близким $1{,}7\ p$ ($p$ — вертикальное равномерное поле напряжений в породе). Такое положение связано с быстрым уменьшением окружного напряжения $\sigma_t$ по мере удаления от выработки (раздел 5.4).

Математический анализ напряженного состояния галерей эллиптической формы, а также выемок в трех измерениях разработан Терцаги и други-

ми учеными. В равной мере рассмотрен случай с наклонным по отношению к полю напряжений положением главной оси выработки (фиг. 10.1).

Задачу быстрее можно решать на фотоупругих моделях, сравнивая затем результаты, когда это можно, с данными полевых наблюдений.

*10.2.2. Сдвижения и вывалы.* Первыми признаками начала сдвижения пород служат сближение стенок, прогибы кровли подземной выработки или




Фиг. 10.3.

*а* — идеальная схема проседания при сдвижении пород над подземной выработкой; *б* — круги Мора, отвечающие условиям проседания. *A* — точка максимальных деформаций растяжения на поверхности; *B* — точка прогиба на поверхности; *D* — точка нулевых деформаций; $\alpha$ — угол отрыва; $\beta$ — угол сдвижения.

последовательные локальные обрушения в ней. Процесс этот называется подземным сдвижением в отличие от поверхностного, ведущего к образованию проседания дневной поверхности. Подземное сдвижение — процесс неуправляемый, а вывалы, представляющие одну из форм последнего, частично поддаются контролю путем соответствующей организации горных работ.

Проходка подземных выработок в сравнительно тонкослоистых породах, перекрытых слабыми осадочными отложениями, может привести к изменению над ними рельефа земной поверхности. В этом случае каждая точка последней испытывает по отношению к центру выработки $G_0$ вертикальное (вниз) и горизонтальное смещения. Наибольшее вертикальное поверхностное смещение происходит в точке $G'$, расположенной над центром $G_0$. Горизонтальные деформации на поверхности, за границами расположения выработки, имеют характер растяжения, а в ее пределах — сжатия (фиг. 10.3, *а*).

На фиг. 10.3, *б* угол отрыва $\alpha$ определяет поверхность, по которой происходит отрыв. $\tau$ — напряжение сдвига по этой поверхности, равное $\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \phi$. Построение для этих условий круга Мора дает

$$2\alpha = 90° + \phi.$$

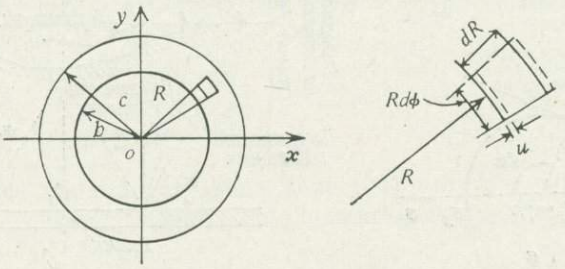
Некоторые значения $\phi$ для различных пород приведены в табл. 10.2 [417, 348].

Таблица 10.2

| | Угол трения $\phi$ (измеренный) | Угол отрыва (рассчитанный) |
|---|---|---|
| Глина | 15—20 | 52,5—55 |
| Песок | 35—45 | 62,5—67,5 |
| Сланец средней твердости | 37 | 63,5 |
| Сланец твердый | 45 | 67,5 |
| Песчаник | 50—70 | 70—80 |
| Уголь | 45 | 67,5 |

**10.3. Напряжения вокруг туннеля или галереи, вызванные гидростатическим давлением внутри выработки.** Напряженное состояние вокруг подземной выработки, связанное с начальными напряжениями в скальном массиве, рассматривалось выше, в разделах 5.4 и 10.2. Здесь речь пойдет о напряжениях в массиве, вызванных гидростатическим или гидродинамическим давлением $p$ воды или другой жидкости (или газа), наполняющей туннель или галерею.

Анализ таких напряжений обычно основывается на теории напряженного состояния толстостенной трубы, которая (теория) была сначала применена




Фиг. 10.4. Деформации толстой трубы.

к необлицованным, а позднее и к облицованным туннелям [185, 189]. Методика исследований напряженно-деформированного состояния туннеля круглого сечения под действием радиальной нагрузки, равномерно [415] приложенной ко всей боковой поверхности выработки (австрийский метод полевых испытаний), увязывается с решениями, полученными для напорных туннелей. Результаты таких испытаний могут быть также использованы для определения необходимой с точки зрения безопасности глубины заложения подземных напорных сооружений [197]. Наконец, приведенные ниже основные уравнения применяются при расчетах гидравлических ударов в напорных туннелях и шахтах.

*10.3.1. Теория толстостенных напорных труб.* Как это показано на фиг. 10.4, внутренний и наружный радиусы трубы равны соответственно $b$ и $c$, а $R$ — радиус малого элемента $Rd\phi\ dR$ внутри трубы, причем $b < R < c$. При наполнении под давлением трубы жидкостью или газом радиус увеличивается на $u$, а длина окружности — от $2\pi R$ до $2\pi\ (R + u)$. Увеличение удельной длины окружности равно

$$\delta_t = \frac{2\pi\,(R+u) - 2\pi R}{2\pi R} = \frac{u}{R}.$$

В радиальном направлении $R$, увеличиваясь на $u$, становится равным $R + u$; аналогично $dR$ увеличивается на $du$ и принимает вид $dR + du = dR\,[1 + (du/dR)]$. Удельное расстояние по радиусу становится больше на

$$\delta_r = \frac{dR + du - dR}{dR} = \frac{du}{dR}.$$

С другой стороны, $\delta_t$ и $\delta_r$ находятся в следующей зависимости от $\sigma_t$ и $\sigma_r$:

$$\delta_t = \frac{u}{R} = \frac{1}{E}\left(\sigma_t - \frac{1}{m}\sigma_r\right),$$

$$\delta_r = \frac{du}{dR} = \frac{1}{E}\left(\sigma_r - \frac{1}{m}\sigma_t\right),$$

или

$$\sigma_t = \frac{mE}{m^2-1}\left(m\frac{u}{R} + \frac{du}{dr}\right), \qquad (1)$$

$$\sigma_r = \frac{mE}{m^2-1}\left(m\frac{du}{dR} + \frac{u}{R}\right), \qquad (2)$$

где $E$ — модуль упругости, а $1/m = \nu$ — коэффициент Пуассона для трубы. Как это видно, $u$ решается уравнением

$$R^2 \frac{d^2u}{dR^2} + R \frac{du}{dR} - u = 0, \tag{3}$$

интеграл которого

$$u = BR + \frac{C}{R}. \tag{4}$$

Простая проверка дает значения

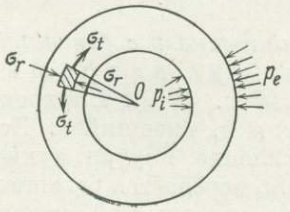
$$\frac{du}{dr} = B - \frac{C}{R^2} \quad \text{и} \quad \frac{d^2u}{dR^2} = \frac{2C}{R^3}, \tag{5}$$

которые при подстановке их в уравнение (3) дают $0 = 0$. Зная $u$, можно определить напряжения $\sigma_t$ и $\sigma_r$:

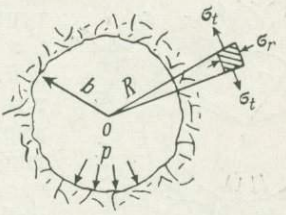
$$\sigma_r = \frac{mE}{m-1} B - \frac{mEC}{(m+1)R^2} = B' - \frac{C'}{R^2}, \tag{6}$$

$$\sigma_t = \frac{mE}{m-1} B - \frac{mEC}{(m+1)R^2} = B' + \frac{C'}{R^2}. \tag{7}$$

Постоянные $B$ и $C$ зависят от граничных условий: $R = b$ и $R = c$.




Фиг. 10.5. Толстостенная напорная труба.




Фиг. 10.6. Напорный туннель в прочных породах.

Рассматривая толстостенную трубу под внутренним давлением $p_i$ и внешним давлением $p_e$ (фиг. 10.5), имеем для $R = b$

$$\sigma_r = B' - \frac{C'}{b^2} = p_i,$$

для $R = c$

$$\sigma_r = B' - \frac{C'}{c^2} = p_e.$$

Отсюда

$$C' = \frac{(p_e - p_i)}{c^2 - b^2} c^2 b^2,$$

$$B' = \frac{p_e c^2 - p_i b^2}{c^2 - b^2}.$$

Следовательно, для $R = b$

$$\sigma_r = \frac{p_e c^2 - p_i b^2}{c^2 - b^2} - \frac{(p_e - p_i)}{c^2 - b^2} c^2 = p_i,$$

$$\sigma_t \frac{p_e c^2 - p_i b^2}{c^2 - b^2} + \frac{(p_e - p_i)}{c^2 - b^2} c^2 = -p_i \frac{b^2 + c^2}{c^2 - b^2} + \frac{2c^2 p_e}{c^2 - b^2}.$$

Для $R = c$

$$\sigma_r = \frac{p_e c^2 - p_i b^2}{c^2 - b^2} - \frac{(p_e - p_i) b^2}{c^2 - b^2} = p_e,$$

$$\sigma_t = \frac{p_e c^2 - p_i b^2}{c^2 - b^2} + \frac{(p_e - p_i) b^2}{c^2 - b^2} = -p_i \frac{2b^2}{c^2 - b^2} + p_e \frac{c^2 + b^2}{c^2 - b^2}.$$

*10.3.2. Напорные туннели в прочных породах* (фиг. 10.6). Граничные условия для стенки туннеля в прочных породах:

при $R = b$, $p_i = p$,

при $R = \infty$, $\sigma_r = p_e = 0$.

При втором условии с $R = \infty$

$$\sigma_r = B' = 0, \quad B = 0 \quad \text{и} \quad \sigma_t = 0.$$

Для любых других значений $0 < R < \infty$

$$\sigma_r = -\frac{mEC}{(m+1)R^2} = -\sigma_t.$$

Для случая когда $R = b$,

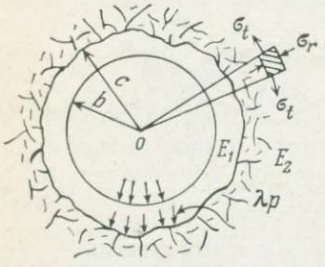
$$\sigma_r = -\frac{mEC}{(m+1)b^2} = p \quad \text{и} \quad C = -\frac{pb^2(m+1)}{Em},$$

$$\sigma_t = +\frac{mEC}{(m+1)b^2} = -p.$$

В любой точке внутри скального массива

$$\sigma_r = -\sigma_t = -\frac{mEC}{(m+1)R^2} = p\frac{b^2}{R^2}.$$

В глубине массива напряжения $\sigma_r$ и $\sigma_t$ быстро уменьшаются, и на расстоянии $R = 2b$ они равны 25% напряжений в стенках туннеля.




Фиг. 10.7. Напорный туннель с бетонной обделкой в прочных породах.

*10.3.3. Напорный туннель с бетонной обделкой.* 1. В прочных нетрещиноватых породах (фиг. 10.7). Внутренний диаметр обделки туннеля $b$, внешний $c$. Если $p$ — гидростатическое давление внутри туннеля, то часть нагрузки $p_c = \lambda p$ передается бетонной обделкой на окружающую породу при условии, что между ними нет зазора. Для случая когда $c < R < \infty$, напряжения $\sigma_r$ могут быть выражены уравнением

$$\sigma_r = \frac{m_2E_2}{m_2-1}B_2 - \frac{m_2E_2}{m^2+1}\frac{C_2}{R^2}.$$

Индекс 2 для $m_2$, $E_2$, $B_2$ и $C_2$ указывает, что они относятся к скальной породе. Условие $\sigma_r = 0$ для $R = \infty$ приводит к $B_2 = 0$ и $\sigma_r = -\sigma_t$ для всего массива.

Когда на поверхности породы $R = c$, то

$$\sigma_r = -\frac{m_2E_2}{m_2+1}\frac{C_2}{c^2} = p_c = \lambda p$$

и

$$C_2 = -\frac{p_c c^2(m_2+1)}{E_2 m_2} \quad \text{с } B_2 = 0.$$

Радиальные перемещения $u$ в породе при $R = c$ равны

$$u_{R=c} = B_2R + \frac{C_2}{R} = \frac{p_c c}{E_2}\frac{m_2+1}{m_2}.$$

Для обозначения бетона, когда $b < R < c$, вводится индекс 1. При $R = b$

$$\sigma_{R=b} = \frac{m_1E_1}{m_1-1}B_1 - \frac{m_1E_1}{m_1+1}\frac{C_1}{b^2} = p.$$

Для $R = c$

$$\sigma_{r=c} = \frac{m_1E_1}{m_1-1}B_1 - \frac{m_1E_1}{m_1+1}\frac{C_1}{c^2} = \lambda p$$

и

$$C_1 = -\frac{m_1+1}{m_1E_1}\frac{c^2b^2}{c^2-b^2}(1-\lambda)p,$$

$$B_1 = -\frac{m_1-1}{m_1-E_1}\frac{(b^2-\lambda c^2)}{c^2-b^2}p.$$

Уравнивая упругие перемещения, для $R = c$ получаем

$$u_{R=c} = B_1 c + \frac{C_1}{c} = B_2 c + \frac{C_2}{c},$$

$$\frac{m_1 - 1}{m_1 E_1} \frac{(b^2 - \lambda c^2)}{c - b^2} cp + \frac{m_1 + 1}{m_1 E_1} \frac{cb^2}{c^2 - b^2} (1 - \lambda) p = \frac{m_2 - 1}{m_2} \frac{c}{E_2} \lambda p.$$

Из этого уравнения вытекает, что

$$\lambda = \frac{p_c}{p} = \frac{\dfrac{2b^2}{E_1 (c^2 - b^2)}}{\dfrac{m_2 + 1}{m_2 E_2} + \dfrac{(m_1 - 1) c^2 + (m_1 + 1) b^2}{m_1 E_1 (c^2 - b^2)}}.$$

Напряжения в бетонной облицовке равны для $R = b$

$$\sigma_{rb} = p,$$

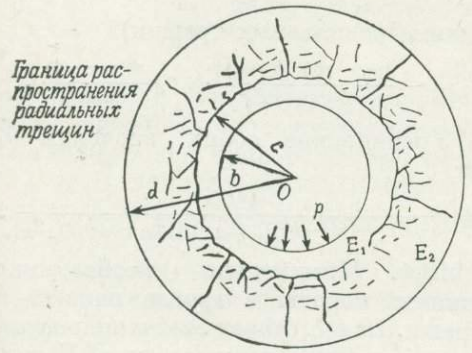
$$\sigma_{tb} = -\frac{c^2 + b^2 - 2\lambda c^2}{c^2 - b^2} p,$$

для $R = c$

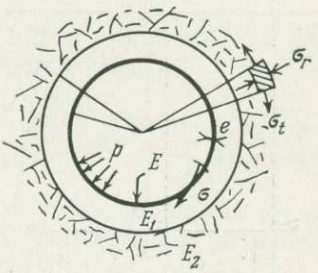
$$\sigma_{rc} = \lambda p,$$

$$\sigma_{tc} = -\frac{2b^2 - \lambda (c^2 + b^2)}{c^2 - b^2} p.$$

2. Бетонная обделка с трещинами. Если бетонная




Фиг. 10.8. Туннель с обделкой в радиально-трещиноватой породе.




Фиг. 10.9. Туннель с металлической оболочкой.

обделка стенок туннеля в радиальном направлении равномерно трещиноватая, давление

$$p_c = \frac{b}{c} p$$

непосредственно передается на породу, напряжения на поверхности которой равны

$$\sigma_r = -\sigma_t = \frac{b}{c} p.$$

3. Трещины распространяются в породу на глубину (фиг. 10.8). На скальной поверхности радиальные напряжения равны

$$p_c = \frac{b}{c} p \quad \text{и} \quad \sigma_t = 0; \qquad \sigma_{rc} = p_c = \frac{b}{c} p.$$

На любой глубине $R < d$ внутри трещиноватого скального массива $\sigma_t = 0$; $\sigma_r = (b/R)\, p$. На границе с сохранными породами давление равно $p_d = (b/d)\, p$. Внутри сохранных пород $(d < R < \infty)$

$$\sigma_r = -\sigma_t = p \frac{b}{d} \frac{d^2}{R^2} = \frac{bd}{R^2} p.$$

*10.3.4. Напорные туннели и шахты с металлической облицовкой.* 1. В сохранных породах (фиг. 10.9). Гидростатическое давление внутри

туннеля равно $p$. Давление $p_b < p$ передается от стальной облицовки к бетону, а давление $p_c < p$ от бетона к породе.

Упругая деформация $u_b$ металлической облицовки равна

$$u_b = \frac{(p-p_b)}{E} \times \frac{b^2}{e} = p\,(1-\lambda_1)\,\frac{b^2}{Ee},$$

где $E$ — модуль упругости металла; $e$ — толщина облицовки; $p_b = \lambda_1 p$. Деформация $u_b$ стальной облицовки должна быть равна упругой деформации внутренней поверхности бетонной обделки, а деформация внешней поверхности бетона должна выравнивать деформацию на поверхности породы.

Детальный расчет [185] показывает, что

$$\lambda_1 = \frac{p_b}{p_c} = \frac{b^2/Ee}{(b^2/Ee) + [b/m_1E_1\,(c^2-b^2)]\,[(m_1-1)\,(b^2-\lambda_2^* c^2) + (m_1+1)\,(1-\lambda_2^*)\,c^2]}$$

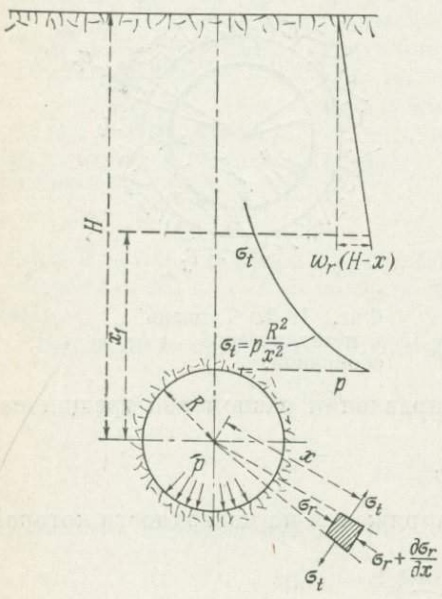
и

$$\lambda_2^* = \frac{p_c}{p_b} = \frac{2b^2/E_1\,(c^2-b^2)}{(m_2+1)/m_2E_2 + [(m_1-1)\,c^2 + (m_1+1)\,b^2]/m_1E_1\,(c^2-b^2)}.$$

2. В породах с радиальной трещиноватостью (фиг. 10.8). Деформация $u_b$ металла равна

$$u_b = \frac{p-p_b}{E}\,\frac{b^2}{e} = p\,(1-\lambda_3)\,\frac{b^2}{Ee} \qquad \text{с } p_b = \lambda_3 p,$$

а в бетонной обделке и в породе ($d$ — длина радиальных трещин)




Фиг. 10.10. Перекрытие туннеля толщей прочных пород [197].

$$u_b = -\frac{(p_b-p_d)}{2}\,\frac{(b-d)}{E_1} + p_d\,\frac{d\,(m_2+1)}{m_2E_2}.$$

Уравнивание обоих значений $u_b$ дает

$$\lambda_3 = \frac{b^2/Ee}{(b^2/Ee) + [(d^2-b^2)/2dE_1] + [(m_2+1)\,b/m_2E_2]}.$$

**10.4. Минимально необходимая мощность породы в кровле напорного туннеля.** *10.4.1. Общие замечания; основные положения проектирования.* В гидротехническом строительстве вопрос о минимальной глубине заложения напорных туннелей является очень важным и проектные решения по уравнительным резервуарам, предназначенным для гашения гидравлических ударов, в значительной мере зависят от характера пород, залегающих над туннелями [186, 192, 193].

Гидродинамическое давление в туннеле диаметром $2R$, расположенном на глубине $H$ ниже горизонтальной поверхности скального массива, по условиям обеспечения полной безопасности может быть равно $p/\gamma = \lambda H$ (фиг. 10.10). Задача сводится к определению допустимой величины коэффициента $\lambda$ ($\gamma$ — удельный вес воды). Согласно эмпирическому правилу, наибольшее допустимое давление $p$ должно отвечать условию $p/\gamma \leqslant 0{,}5\,H$, т. е. $\lambda \leqslant 0{,}5$; однако некоторые действующие напорные туннели были запроектированы с $\lambda = 1$ или даже $\lambda = 2$. Это правило основано на грубом предположении, что вес блока скальной породы над туннелем шириной $B = 2R$, высотой $H$ и длиной $l$ равен или больше вертикальной выталкивающей силы, действующей на той же площади $2R \times 1$, и что при этом в расчет принимается

пятикратный запас устойчивости (считая, что объемный вес породы равен $\gamma_R = 2{,}5$).

Ниже рассматриваются некоторые другие критерии, которые необходимо принимать во внимание при проектировании туннелей.

1. В некоторых американских напорных туннелях без обделки (туннели Хаас, Нантахала) принято $p/\gamma = H$ из условия, что вода, фильтрующаяся из туннеля по трещинам в породе, не выходит на дневную поверхность.

2. В Сиднейском туннеле системы водоснабжения $p/\gamma = 2{,}4\,H$, т. е. толщина перекрытия такова, что вес столба породы над ним равен максимальному давлению воды в нем, без всякого запаса. Это же правило было соблюдено Халкроу при проектировании туннеля Глен-Мористон (гидроузел Ливиши), считающегося самым высоконапорным в Европе без металлической

Фиг. 10.11. Разрушение, вызванное гидравлическим ударом в напорном туннеле Кандергрунд [186].

облицовки, а также в проекте туннеля Ашфордской коммунальной системы водоснабжения, проложенного в толще лондонских глин.

3. Терцаги придерживался критерия $p/\gamma = 2H$.

4. В гидроузле Спрей (Калгари, Канада) самым примечательным является высоконапорный туннель, в котором $H = 65{,}8$, а $p/\gamma = 371{,}0$ м, т. е. $p/\gamma$ в пять раз больше.

*10.4.2. Некоторые распространенные нарушения в напорных туннелях.* Точные сведения о неполадках в напорных туннелях весьма ограниченны, но тем не менее некоторые данные были опубликованы.

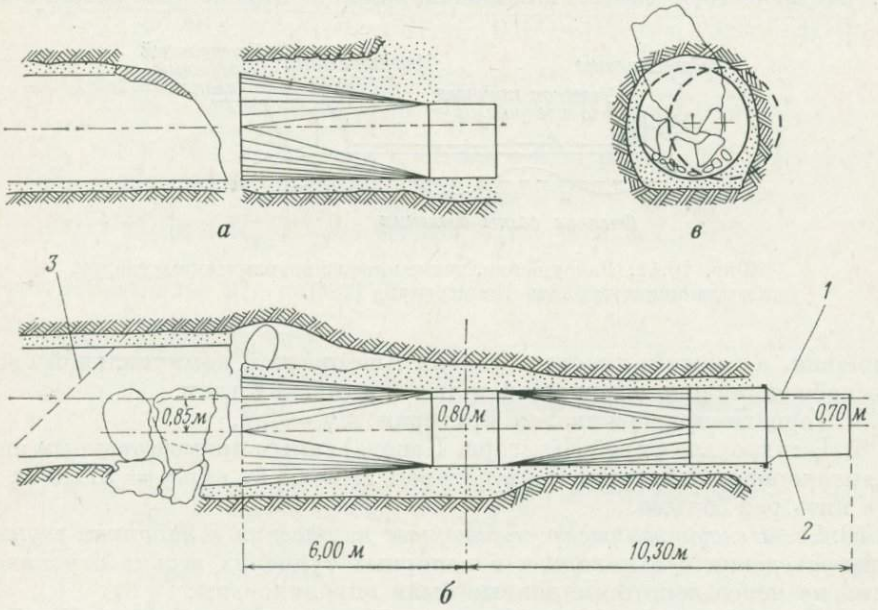
1. Построенный в 1920 г. Ритомский напорный туннель в Швейцарии начал фильтровать вскоре после начала его эксплуатации. Так как слои пород падали в сторону долины, параллельно которой был пройден туннель, у проектировщиков возникли опасения возможного развития оползней на склоне долины. В связи с этим туннель опорожнили и обследовали. Сооружение имело подковообразную форму и тонкие трещины оказались сосредоточены в его закругленных углах. Был сделан вывод, что такая форма малопригодна для напорного туннеля в породах небольшой прочности, а бетонная неармированная обделка слишком жестка для туннеля, заложенного в непосредственной близости от поверхности склона. В результате облицовку туннеля усилили без особого нарушения окружающих пород.

2. Значительное обрушение кровли произошло в туннеле Кандергрунд (фиг. 10.11) вследствие гидравлического удара. Подробное описание этой аварии приведено выше, в разделе 2.2. Фильтрация воды из туннеля через трещины шириной 2,5 см и длиной около 30 м привела к образованию крупного оползня на склоне горы, в которой был пройден туннель. Аналогичные оползневые явления были зарегистрированы в Андах, но подробные описания их отсутствуют.

3. В водосбросном туннеле плотины Эль-Фрейле, Перу (фиг. 10.12), произошли разрывы и смещения, вызванные подвижками в скальном примыкании плотины. Причиной этому была фильтрация воды из туннеля.

Все описанные случаи связаны с расположением напорных туннелей вблизи поверхности склонов, сложенных скальными породами.

4. Повреждение Сиднейского туннеля системы водоснабжения было вызвано иными причинами. Туннель с бетонной обделкой был рассчитан на напор 150 м, не превышающий вес вышележащей толщи песчаников. Вокруг него в два приема проводилась цементация породы под давлением 24 кг/см². По окончании строительства сооружение разделили на две герметически изолированные секции, в каждой из которых провели контрольную опрессовку. В обделке первой секции трещины появились при давлении, близком к расчетному, а во второй — при давлении не более 25% расчетного. Трещины распространялись горизонтально на расстояние, равное почти половине туннеля. При этом наблюдалась значительная утечка воды из сооружения, облегченная большой водопроницаемостью окружающих песчаников.




Фиг. 10.12. Разрушение водосбросного туннеля Эль-Фрейле.

*а* — продольный разрез; *б* — план; *в* — поперечный разрез; *1* — ось туннеля до разрыва; *2* — ось туннеля после разрушения; 3 — трещина [293].

Высокая сжимаемость последних, очевидно, явилась причиной повреждений, тем более что укрепительная цементация в такого рода породах с низким модулем упругости обычно мало влияет на уменьшение их податливости.

*10.4.3. Типы пород, крепление туннелей; дренаж.* Бетонные плотины строятся на надежных или, во всяком случае, на вполне приемлемых породах. Наилучшим решением при слабых основаниях являются плотины из каменной наброски. Туннелями приходится пересекать разные породы, в том числе и слабые. Нередко сложные условия встречаются по всей трассе.

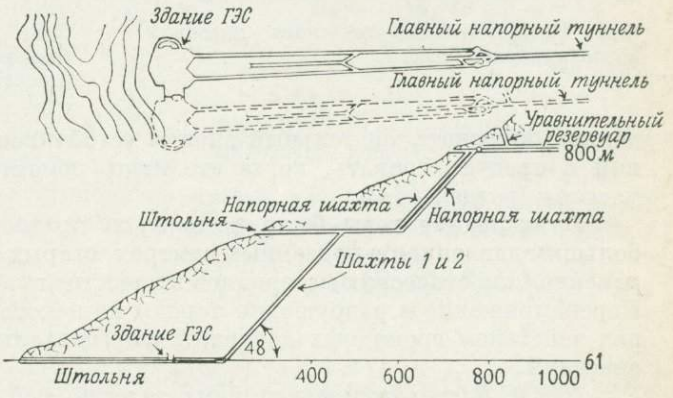
Проходка подземных выработок в прочных породах с обделкой или без нее не представляет особых трудностей, и определение минимально допустимой глубины их заложения, считая от горизонтальной поверхности или от поверхности крутого склона, решается простым способом. В таких условиях сооружено несколько больших туннелей в провинции Квебек в Канаде. Облицовка в них служит главным образом для уменьшения потерь на трение.

При расчетах напряженного состояния трещиноватых сдренированных пород учитывается снижение прочности за счет трещин, радиальное направление которых наиболее неблагоприятное. Предусматривается бетонная обделка, рассматриваемая как водоупорная, с учетом ее малой водопроницаемости по сравнению с окружающей средой. В этом отношении весьма прогрес-

сивным является австрийский способ обделки туннелей путем торкретизации, т. е. наложения на породу тонкого гибкого слоя бетона, иногда усиленного металлической сеткой. В одних случаях этим и ограничиваются, а в других для большей прочности поверх торкрета накладывают обычную бетонную обделку. В обделке в слабых породах с низким модулем упругости при заполнении туннеля водой под давлением обычно возникают трещины; надежным способом борьбы с этим служит торкрет, армированный или неармированный. Очень опасно выдавливание породы внутрь выработки в процессе ее проходки. Явление это, в частности, наблюдалось при сооружении туннеля Мальговер (раздел 2.2).

Фиг. 10.13. Напорная шахта Гондо; диаграмма внешнего давления воды; дренажная штольня.

При отсутствии естественного дренирования скального массива в расчет в полной мере принимается давление воды в трещинах пород и возможности развития в массиве явлений выпора (uplift). В этих случаях необходим искусственный дренаж. Примерами могут служить напорные шахты Гондо в Швейцарии и Кемано в Канаде. В первом случае наклонная напорная шахта с металлической облицовкой, с максимальной отметкой горизонта воды 1289 м пересекала разлом. С целью дренирования последнего на отметке 1040 м прошли специальную дренажную штольню (фиг. 10.13) и дополнительно пробурили несколько скважин в направлении этого нарушения. Эти мероприятия предназначались для снижения давления воды на облицовку с ее наружной стороны. В наклонной водоподводящей шахте ГЭС Кемано с напором 790 м стальную облицовку усилили с внешней стороны слоем бетона «Препакт», отличающегося высокой водонепроницаемостью, и устроили дренаж скального массива, использовав для этого промежуточную подходную штольню (фиг. 10.14).

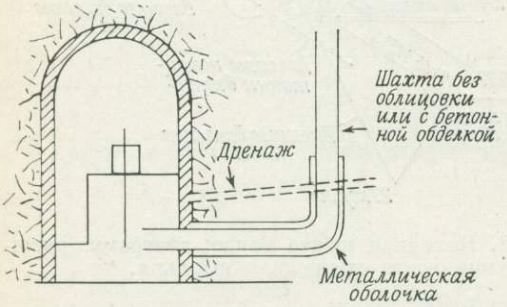



Фиг. 10.14. Напорная шахта Кемано.
Использование штольни для снижения напора подземных вод.

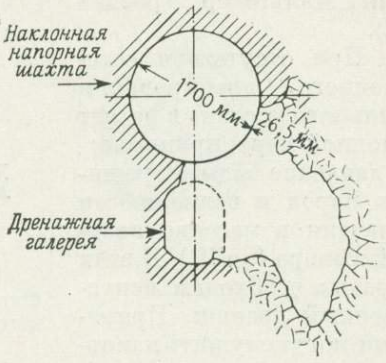
Рекомендуется во всех случаях проводить дренаж участков подхода необлицованных вертикальных напорных шахт к подземным гидроэлектростанциям во избежание развития гидростатического давления на стенки последних (фиг. 10.15). Проектирование дренажных устройств должно вестись с большой тщательностью, что подтверждается наиболее разительной за последнее время аварией в Альпах с наклонной напорной, с металлической облицовкой шахтой Герлос, Австрия. Это сооружение было пройдено в слабых сланцах; над ним была оставлена толща пород небольшой мощности. Параллельно этому водоводу диаметром 1,70 м пролегала дренажная галерея (фиг. 10.16). В октябре 1945 г. и в сентябре 1948 г. в четырех местах в обли-

цовке водовода произошли разрывы. Давление при этом у верхних разрывов достигало 413,5 м, а у нижних 628,0 м. Несмотря на то что стальная рубашка водовода рассчитывалась на полное гидростатическое давление, она оказалась разорванной в направлении вдоль дренажной галереи, вслед за чем последовал интенсивный размыв и вынос породы с образованием обширных каверн, а генераторы станции оказались затопленными. Авария произошла из-за неравномерного проседания забутовки крепления дренажной галереи, приведшего к развитию в металлической оболочке изгибающих моментов.

Серьезную проблему представляет собой заложение на небольших глубинах в скальных породах под упорами бетонных плотин напорных водоподводящих или водосбросных туннелей. Проектирование таких сооружений




Фиг. 10.15. Дренаж скального массива возле напорной шахты.




Фиг. 10.16. Герлос, разрушенная напорная шахта; разрывы вдоль дренажной галереи.

должно включать тщательный анализ устойчивости плотины и ее примыканий и предусматривать, когда это надо, цементацию и дренаж скального массива (раздел 13.2).

В последние годы были выдвинуты предположения хранить газ под большим давлением в подземных камерах, старых рудниках и галереях с применением пластических материалов в качестве газонепроницаемого покрытия. Перенапряжение и разрушение породы не некоторую глубину вокруг камер под действием громадных давлений, передаваемых на массив, не вызывали опасений.

*10.4.4. Расположение напорных галерей под горизонтальной поверхностью.* 1. Случай прочной нетрещиноватой породы (фиг. 10.10) [197]. Принимается, что на глубине $(H - x)$ порода испытывает давление от собственного веса $\gamma_R (H - x)$. Пройденная в ней галерея располагается в поле вертикальных напряжений $\gamma_R (H - x) = \sigma_v = p^*$, где $p^*$ — начальные напряжения в породе. В горизонтальном направлении существует второе поле напряжений

$$\sigma_H = k\gamma_R (H - x), \qquad k \leq 1.$$

С другой стороны, на расстоянии $x$ от центра туннеля, заполненного водой под давлением $p$, окружное напряжение $\sigma_t$ равно

$$\sigma_t = p\left(\frac{R}{x}\right)^2 = -\sigma_r,$$

где $\sigma_r$ — радиальное сжатие.

Если порода нетрещиноватая, условное состояние равновесия напряжений на глубине $(H - x_1)$ может рассматриваться как

$$-\sigma_t \leq \sigma_H, \quad \text{или} \quad p\left(\frac{R}{x_1}\right)^2 < R\gamma_R (H - x_1). \qquad (1)$$

Обозначив $x_1 = H/n$ и $p = \lambda\gamma H$, имеем

$$\lambda \leq \left(\frac{H}{R}\right)^2 \gamma \left(\frac{\gamma_R}{\gamma}\right)\left(\frac{n-1}{n^3}\right). \qquad (2)$$

Этот вывод справедлив только при условии, что породы не трещиноваты. Допустимая прочность на растяжение на глубине $(H - x_1)$ в расчет не принимается.

Взяв для примера $n = 3$, $x_1 = H/3$, $\gamma_R/\gamma = 2{,}5$ и $k = 0{,}7$, получим $\lambda = 0{,}13$, $(H/R)^2$, и тогда для

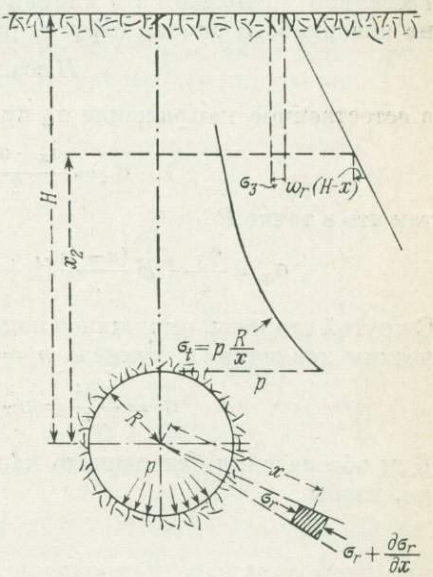
| | |
|---|---|
| $H/R = 5$ | $\lambda \leqslant 3{,}2$ |
| $H/R = 10$ | $\lambda \leqslant 13{,}0$ |
| $H/R = 100$ | $\lambda \leqslant 1300$ |

Совершенно очевидно, что $\lambda$ зависит от $H/R$. При условии, что на глубине $(H - x_1)$ возможность выпора (lifting) породы отсутствует и коэффициент безопасности равен 1, имеем

$$p = \lambda\gamma H \leq \gamma_R H \quad \text{или} \quad \lambda \leq (\gamma_R/\gamma), \qquad (3)$$

условие, обычно более жесткое, чем условие (1).

2. Случай радиально-трещиноватой породы (фиг. 10.17) [197]. Можно полагать, что в массиве с радиальными трещинами, идущими от туннеля, напряжения уменьшаются с увеличением значения $x/x_2$. Тогда условия, при которых на высоте $x_2 = H/n$ над линией центра туннеля окружные растягивающие напряжения не вызывают появления новых трещин (теория Гриффитса и Хоека), равны



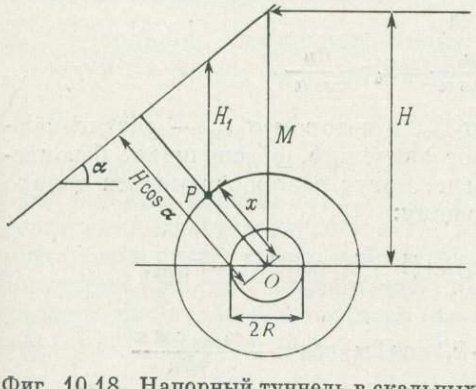

Фиг. 10.17. Туннель в радиально-трещиноватых породах [197].

$$p\left(\frac{R}{x_2}\right) = \lambda_2 n\gamma R \leq k\gamma R\,(H - x_2) - \sigma_3,$$

или

$$\lambda_2 \leq k\left(\frac{\gamma_R}{\gamma}\right)\left(\frac{H}{R}\right)(n-1)/n^2 - \sigma_{tens}/n\gamma R, \qquad (4)$$

где $\sigma_{tens}$ — допустимое напряжение в породе (с отрицательным знаком, когда относится к растягивающим напряжениям). Если пренебречь $\sigma_{tens}$, отношение $\lambda/\lambda_2$ принимает вид $H/nR$. Когда туннель имеет металлическую облицовку, в расчет принимается давление, передаваемое последней на породу.




Фиг. 10.18. Напорный туннель в скальных породах вблизи поверхности склона.

В обоих рассмотренных случаях считалось, что в породах действуют естественные напряжения и породы сдренированы.

*10.4.5. Напорные туннели, заложенные вблизи склонов* (фиг. 10.18). Аналогичный подход применяется в условиях, когда напорный туннель проходит близко к поверхности склона, наклоненной под углом $\alpha$ к горизонту. Рассматривается напряженное состояние в точке $P$ на расстоянии $x$ от центра $O$ туннеля; при этом $x = H\cos\alpha/n$, где $n$ — произвольно выбранный

параметр. Если горизонтальная составляющая поля естественных напряжений в точке $O$ равна $\sigma_H = k\sigma_z$, то в точке $P$ напряжения имеют вид

$$\sigma_{H_1} = k_1\sigma_z \quad \text{с} \quad \sigma_z = \gamma_R H_1 = \gamma_R H \frac{n-1}{n},$$

где $\sigma_z$ — вертикальное напряжение.

Предполагается, что коэффициент $k_1$ горизонтальной составляющей прогрессивно уменьшается в направлении от $O$ к $P$ и становится равным нулю на поверхности склона (эффект разгрузки). Согласно фиг. 10.18,

$$H\cos\alpha = H_1\cos\alpha + x,$$

а естественное напряжение $\sigma_\alpha$ при уклоне поверхности $\alpha$ равно

$$\sigma_\alpha = \frac{\sigma_z + \sigma_{H_1}}{2} - \frac{\sigma_z - \sigma_{H_1}}{2}\cos 2\alpha,$$

так что в точке $P$

$$\sigma_\alpha = \frac{\gamma_R}{2}\left\{H\frac{(n-1)}{n}(1+k_1)\right\} - \frac{\gamma_R H(n-1)}{n}(1-k_1)\cos 2\alpha.$$

С другой стороны, окружнное напряжение $\sigma_t$ в точке $P$, вызваное гидростатическим давлением в туннеле $p = \lambda_3\gamma H$, равно

$$\sigma_t = \frac{pR^2}{x^2} = p\frac{R^2n^2}{H^2\cos^2\alpha} = \lambda_3\gamma\frac{HR^2n^2}{H^2\cos^2\alpha}.$$

Для обеспечения безопасного напряженного состояния в точке $P$ необходимо, чтобы

$$\sigma_\alpha \geq |\sigma_t|;$$

при этом окружное напряжение $\sigma_t$ — растягивающее, а $\sigma_\alpha$ — сжимающее. Прочность породы на растяжение во внимание не принимается.

В конечном счете это приводит к безопасному значению $\lambda_3$:

$$\lambda_3 \leq \frac{\gamma_R}{\gamma}\frac{(n-1)}{2n^3}\left(\frac{H}{R}\right)^2[(1+k_1) - (1-k_1)\cos 2\alpha]\cos^2\alpha.$$

Подобное условие можно рассматривать применительно и к скальному массиву с радиальными трещинами. Тогда

$$\sigma_t = p\frac{R}{x} = \lambda_4\gamma H\frac{Rn}{H\cos\alpha} = \lambda_4\gamma\frac{Rn}{\cos\alpha}.$$

Считается, что условие $\sigma_t < \sigma_\alpha - \sigma_{\text{tens}}$, в котором $\sigma_{\text{tens}}$ — растягивающее напряжение в породе (отрицательное значение), обеспечивает безопасность положения, при котором трещины не могут распространиться далеко в глубь массива. Это приводит к следующему:

$$\lambda_4\gamma\frac{Rn}{\cos\alpha} < \frac{\gamma_R}{2}H\frac{(n-1)}{n}\{(1+k_1) - (1-k_1)\cos 2\alpha\} - \sigma_{\text{tens}},$$

или

$$\lambda_4 < \frac{\gamma_R}{\gamma}\frac{H}{R}\frac{(n-1)}{2n^2}\{(1+k_1) - (1-k_1)\cos 2\alpha\}\cos\alpha - \frac{\sigma_{\text{tens}}\cos\alpha}{\gamma Rn}.$$

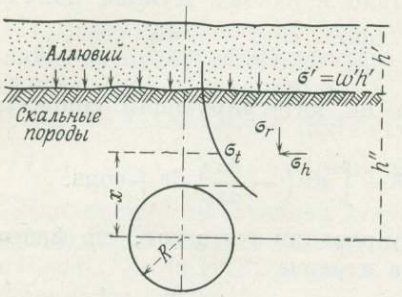
Необходимо проверить условия в точке $M$ вертикали вверх от центра туннеля, так как они могут быть худшими, чем в точке $P$ главным образом из-за низкого значения $k$.

*10.4.6. Другие случаи.* 1. Случай, когда на горизонтальной скальной поверхности лежит слой рыхлого аллювия. Согласно фиг. 10.19, мощность аллювия равна $h'$, а общая мощность пород, лежащих выше туннеля, $H = h' + h''$. На контакте скальных пород с аллювием вертикальное напряжение равно $\sigma' = \gamma' h'$ ($\gamma'$ — объемный вес аллювия). На расстоянии $x$ от центра туннеля вертикальное напряжение имеет значение $\sigma_v = \gamma' h' + \gamma''(h'' - x)$,

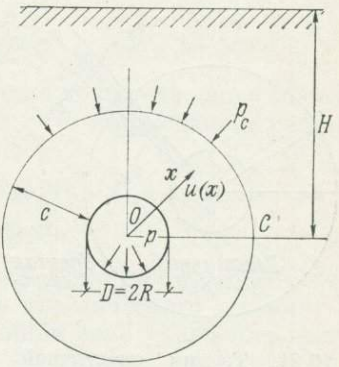
а горизонтальное $\sigma_H = h\sigma_v$. На контакте значение $\sigma_t$ для $x = h''$ должно быть меньше допустимого растягивающего напряжения в скальном массиве.

2. Случай, когда породы испытывают пластические деформации (фиг. 10.20). Некоторые разновидности песчаников обладают очень низким модулем упругости, а глиноподобные породы скорее пластичные, чем упругие. Перенапряженные породы характеризуются больше пластичными, нежели хрупкими свойствами.

Глубокие галереи и камеры можно использовать для хранения газа под очень большим давлением, при котором в породе могут возникнуть деформации за пределами упругости и как следствие — разрывные нарушения. Ряд теорий касается этой проблемы.




Фиг. 10.19. Скальные породы с горизонтальной поверхностью, залегающие под рыхлым аллювием.




Фиг. 10.20. Модель галереи для расчета в пластичных породах [339].

Нейлор, рассматривая галерею, пройденную в пластичных породах, определил условия радиального равновесия цилиндрического объема породы радиусом $x$ (фиг. 10.20), выразив их следующим образом:

$$(\sigma_r + d\sigma_r)(x + dx)\,d\theta - x\sigma_r\,d\theta = \left(\sigma_t + \frac{1}{2}d\sigma_t\right)dx\,d\theta,$$

где $c$ — толщина пластичного цилиндра; $p_c$ — радиальная нагрузка на него.

Откинув члены второго порядка, получаем

$$\sigma_r - \sigma_t = -x\frac{d\sigma_r}{dx}. \qquad (1)$$

Если гидростатическое давление $p$ в напорном туннеле велико по сравнению с радиальным давлением $p_c$, достаточным для образования во всем кольце $c$ состояния пластического сдвига, напряжение в любой точке этого кольца может быть представлено кругом Мора совместно с предельной огибающей. Последняя может быть изображена прямой линией, проходящей через начало графика, под углом $\phi$ к абсциссе (закон Кулона при нулевом сцеплении в породе). Согласно геометрии круга Мора,

$$\sigma_t = \sigma_r \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\phi}{2}\right). \qquad (2)$$

Подставляя уравнение (2) в уравнение (1) и написав $\left[1 - \operatorname{tg}^2(45° - \frac{\phi}{2})\right] = a$, получаем

$$a\frac{dx}{x} = -\frac{d\sigma_r}{\sigma_r}.$$

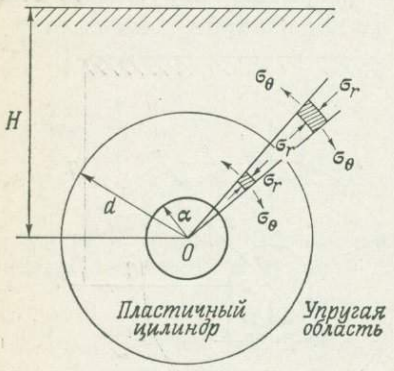
Проинтегрировав пределы

$$x = \frac{1}{2}D, \quad \sigma_r = p \quad \text{и} \quad x = \frac{D}{2} + c, \quad \sigma_r = p_c,$$

имеем

$$p = \left(1 + \frac{2c}{D}\right) a p_c.$$

Согласно исследованиям Нейлора, имеется также возможность оценить влияние порового давления в скальной породе, принимая в основу концепцию механики грунтов об эффективных напряжениях. Если считать, что поровое давление в любой точке $x$ цилиндрического объема радиусом $x$ равно $u\,(x)$ и что (фиг. 10.20) $\sigma = \sigma' + u$ ($\sigma'$ — эффективное напряжение), то основное уравнение напряженного состояния галереи имеет вид




Фиг. 10.21. Теория пластичной трубы [197].

$$\sigma_r' - \sigma_t' = -x \frac{\mathrm{d}}{\mathrm{d}x}(\sigma_r' + u).$$

Применительно к закону Кулона получаем

$$\frac{\mathrm{d}\sigma_r'}{\mathrm{d}x} + \frac{a}{x}\sigma_r' = -\frac{\mathrm{d}u}{\mathrm{d}x}.$$

Умножение на интегрирующий множитель $x^a$ дает

$$\sigma_r' x^2 = \int x^a \left(-\frac{\mathrm{d}u}{\mathrm{d}x}\right) \mathrm{d}r + \mathrm{cons}.$$

При интегрировании считается, что функция $u\,(x)$ задана и равна

$$u = A \ln x + B \quad \text{и} \quad \frac{\mathrm{d}u}{\mathrm{d}x} = \frac{A}{x}.$$

$A$ можно определить, если ввести произвольные граничные условия, например $u = p$ для $x = D/2 = R$ и $u = 0$ для $x = c + D/2$, в результате чего имеем

$$A = \frac{p}{\ln(1 + 2c/D)}.$$

Замещение $\mathrm{d}u/\mathrm{d}x$ в дифференциальном уравнении и решение его в тех же граничных условиях приводит к следующему:

$$p = \frac{k}{k-1} \log \varkappa p_c,$$

когда

$$\varkappa = \left(1 + \frac{2c}{D}\right)^{1 - \mathrm{tg}^2\varphi(45 - \varphi/2)}.$$

Другой подход к решению задачи, когда порода раздроблена под действием большого давления, основан на теории пластичности цилиндрической трубы [197]. В этом случае допускается, что имеется внутренняя пластичная зона, распространяющаяся от $a$ ($a$ — внутренний радиус туннеля) до $d$ ($a < r < d$), и упругая зона протяжением от $d$ до $b$ ($d < r < b$). До начала возникновения деформаций в цилиндре $a = a_0$ и $b = b_0$ (начальные значения).

Ниже перечислены уравнения, которые могут быть применены в пределах упругой зоны (трубы) (фиг. 10.21).

Уравнения теории упругости в цилиндрических координатах ($r$, $\theta$, $z$):

$$E\varepsilon_r = E\frac{\delta u}{\delta r} = E\left(A - \frac{B}{r^2}\right) = \sigma_r - \nu(\sigma_\theta + \sigma_z),$$

$$E\varepsilon_\theta = E\frac{u}{r} = E\left(A + \frac{B}{r^2}\right) = \sigma_\theta - \nu(\sigma_z + \sigma_r),$$

$$E\varepsilon_z = \sigma_z - \nu(\sigma_r + \sigma_\theta).$$

С учетом граничных условий $\sigma_r = p$ для $r = a_0$ и $\sigma_r = 0$ для $r = b_0$:

$$A = \nu\varepsilon_0 - \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{E(b_0^2/a_0^2-1)}\,p,$$

$$B = -\frac{(1-\nu)\,b_0^2}{E(b_0^2/a_0^2-1)}\,p.$$

Конечные выражения напряженного состояния имеют следующий вид:

$$\sigma_v = \frac{p(b_0^2/r^2-1)}{(b_0^2/a_0^2-1)},$$

$$\sigma_\theta = -\frac{p(b_0^2/r^2+1)}{(b_0^2/a_0^2-1)},$$

$$\sigma_z = -E\varepsilon_z - \frac{2\nu P}{(b_0^2/a_0^2)}.$$

В рассматриваемом случае упругой является только та часть скального массива, которая расположена за пределами $r > d$; напряженное состояние ее описывается уравнениями

$$\sigma_r = C(b_0^2 r^2 - 1), \quad \sigma_\theta = -C(b_0^2/r^2+1),$$

$$\sigma_z = -E\varepsilon_z - 2\nu C = \text{const}.$$

Для оценки пластичной зоны применяется критерий Треска (Tresca's criterion) (1864 г.), учитывающий напряжение пластического течения: $Y = \sigma_t - \sigma_\theta$. Хилл [173] показал, что в пластичной зоне уравнение равновесия приводит к

$$\frac{\partial\sigma z}{\partial r} = \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = \frac{Y}{r}$$

и

$$\frac{\sigma_r}{Y} = \frac{1}{2} + \ln\left(\frac{d}{r}\right) - \frac{d^2}{2b_0^2},$$

$$\frac{\sigma_\theta}{Y} = \frac{1}{2} + \ln\left(\frac{d}{r}\right) - \frac{d^2}{2b_0^2},$$

$$\frac{p}{Y} = \ln\left(\frac{d}{a}\right) + \frac{1}{2}\left(1 - \frac{d^2}{b_0^2}\right).$$

В данном конкретном случае $d = H/n$, $k = 0{,}7$ и $p/\gamma = \lambda/H$ определяют соответствующий коэффициент $\lambda_p$. В табл. 10.3 приведены сравнительные значения $\lambda_1$, $\lambda_2$ и $\lambda_p$, вычисленные для $x = H/n = H/3$ и $k = 0{,}7$.

Таблица 10.3

| $H/R$ | $\lambda_1$ | $\lambda_2$ | $\lambda_p$ |
|---|---|---|---|
| 5 | 3,2 | 1,95 | 1,88 |
| 10 | 13 | 3,9 | 3,4 |
| 100 | 1300 | 39 | 8,2 |

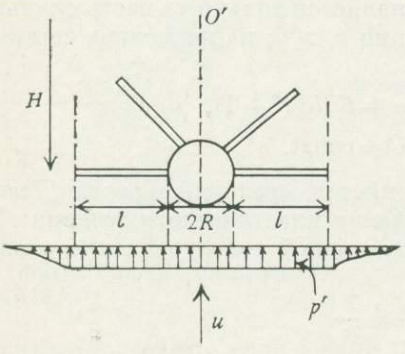
Данные табл. 10.3 указывают на влияние прочности пород на определение «безопасной» глубины заложения напорного туннеля. «Пластичные породы» могут быть менее надежными, чем трещиноватые.

Проблема решается и другими методами, предложенными Обером и Дювалем [348], Рейсом и Диром [383] и Минчевым [313]. Наиболее подходящим является метод конечных элементов.

*10.4.7. Проектирование туннелей с учетом возможного нарушения устойчивости скального массива.* Все, что говорилось выше, относилось к без-

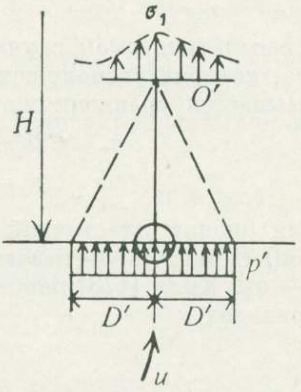
водным или сдренированным скальным массивам, горизонтальная составляющая естественных напряжений которых в значительной мере способствовала устойчивости пород. Вопрос сводился к определению напряженного состояния массива и к недопущению развития трещин под действием растягивающих напряжений. Ниже рассматриваются вопросы, связанные с проектированием туннелей в условиях недостаточной устойчивости окружающих пород.

На фиг. 10.22 показано влияние на скальный массив цементации под давлением. Вокруг туннеля диаметром $2R$ сделана цементация через скважины глубиной $l$, расположенные по обе его стороны. Раствор проник на некоторую глубину в массив, и $D' > 2(R + l)$, вероятная мощность зоны равномерного распространения давления инъекции $p'$. В случае трещиноватых




Фиг. 10.22. Выталкивающая сила $u$, возникшая при цементации трещиноватых скальных пород.

$L$ — глубина буровых скважин (длина рассматриваемого участка туннеля равна расстоянию между рядами скважин) [197].




Фиг. 10.23. Выталкивающая сила $u = 2p'D'$, действующая в буровых скважинах или в трещинах скальных пород.

Напряжения $\sigma_1$ в точке $O'$.

пород возникает тенденция к их выпору. Согласно фиг. 10.23, давление равномерно распределенное на ширине $D'$, вызывает в точке $O'$ на расстоянии $z = (D/2)\,\mathrm{tg}\,\alpha$ ниже точки $O$ вертикальное напряжение

$$\sigma_1 = \frac{p'}{\pi}(2\alpha + \sin 2\alpha),$$

или

$$\sigma_1 = \frac{p'}{\pi} 2\alpha \left(1 + 1 - \frac{(2\alpha)^2}{3} + \ldots\right) \cong \frac{4\alpha p}{\pi}\left(1 - \frac{2}{3}\alpha^2 \ldots\right).$$

Во избежание выпора вблизи точки $O$ необходимо, чтобы

$$\sigma_1 < \gamma_R (H - z),$$

где $H$ — мощность вышележащей толщи пород. Следовательно,

$$\frac{p'}{\gamma_R (H - z)} = \lambda^* < \frac{\pi}{4\alpha\left(1 - \frac{2}{3}\alpha^2\right)}.$$

С другой стороны,

$$\mathrm{tg}\,\alpha = \frac{D'}{2z} = \alpha\left(1 + \frac{\alpha^2}{3} + \ldots\right).$$

Сведя вместе два последних уравнения, получаем

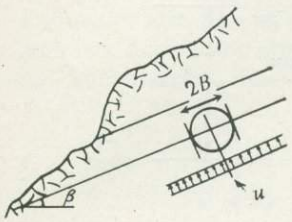
$$\frac{p'}{\gamma_R (H-2)} = \lambda^* < \frac{2\pi z}{4D'} \times \frac{1 + \alpha^2/3}{1 - 2\alpha^2/3} = \frac{\pi z}{2D'}(1 + \alpha^2 \ldots),$$

$$\frac{p'}{\gamma_R (H-2)} = \lambda^* < \frac{\pi}{2}\left(\frac{z}{D'} + \frac{D'}{4z}\right),$$

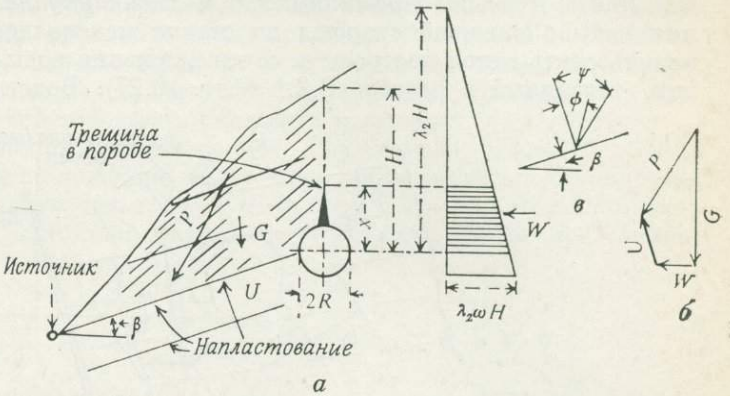
что позволяет примерно оценить расстояние $z$, на котором вес вышележащей толщи породы уравновешивает напряжение выпора $\sigma_1$. Аналогичные расчеты следует проводить и для горизонтальных напряжений, чтобы

$$\sigma_n < k\gamma_2 H$$

и возможность возникновения вертикальных трещин была бы предотвращена.



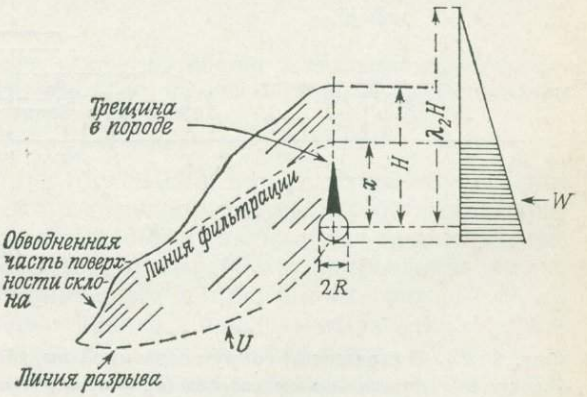

Фиг. 10.24. Выпор, вызванный действием подземных вод в трещинах.




Фиг. 10.25. Неустойчивость скальных массивов вдоль напластования, вызванная фильтрацией по трещинам из напорного туннеля [197].

В случае если скальный массив характеризуется наклонным залеганием слоев, расчеты, подобные вышеприведенным, проводятся во всех потенциально опасных направлениях под углом β (фиг. 10.24), соответствующим углу падения слоистости.

Случаи разрушения скальных пород в процессе цементации вокруг глубоких туннелей не известны, но наблюдались при цементации оснований плотин. Из этого следует, что при проектировании туннелей давление цементации подбиралось правильно и способ поэтапной инъекции с различными давлениями эффективен.



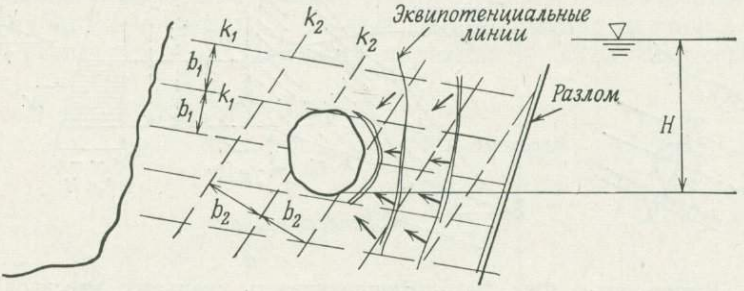

Фиг. 10.26. Неустойчивость склона, вызванная фильтрацией по трещинам из напорного туннеля [197].

Методы, применяемые для определения необходимой пригрузки при цементации, можно с успехом использовать для расчета устойчивости склонов под давлением воды, фильтрующейся из напорных туннелей. На фиг. 10.25 приведен случай со скальным массивом, слои которого падают в сторону долины под углом β. На диаграмме показаны равнодействующая $P$ веса породы $G$, гидростатическое давление $W$ и усилие выпора $U = m_r \lambda_r \gamma H/2$, где $m_r \leq 1$ —коэффициент, учитывающий, что только часть пластов подвержена выпору. В зависимости от угла ψ между равнодействующей $P$ и нормалью к падению слоев (угол β) заштрихованный на фиг. 10.25 скальный массив устойчив, если $\psi < \phi =$ углу трения, и неустойчив, если $\psi > \phi$.

Для анализа устойчивости пластичного или близкого к нему материала или сильно трещиноватой породы (часто встречающейся в Андах) применим графический метод, основанный на принципах, подобных применяемым в ме-

ханике грунтов (фиг. 10.26). В обоих случаях, показанных на фиг. 10.25 и 10.26, сцепление $c$ в породе в расчет не принималось ($c = 0$). На самом деле это далеко не так, и сцепление часто служит дополнительным фактором безопасности, поддающимся оценке. Фильтрующая вода может быть смазкой на поверхностях сдвига и уменьшать фактор трения $\operatorname{tg} \phi$.

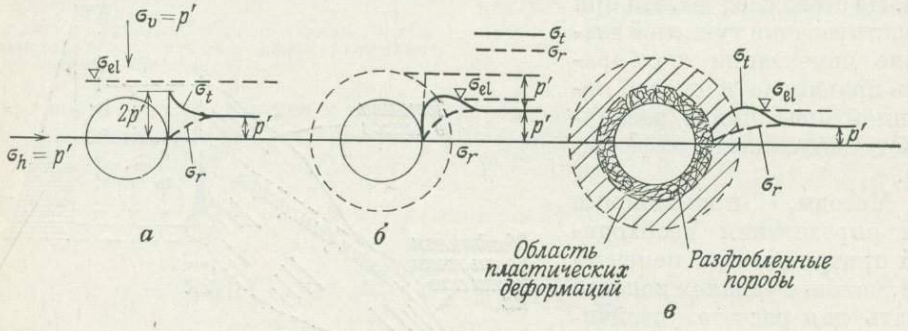
*10.4.8. Давление трещинных вод на стенки туннелей.* Для оценки давления воды с внешней стороны на стенки незаполненных туннелей можно использовать метод построения сетки движения воды в трещиноватых породах, описанный в разделе 8.2.1 (фиг. 10.27). Водопроницаемость главных




Фиг. 10.27. Движение трещинных вод в сторону незаполненного неукрепленного туннеля. $k_1$ и $k_2$ — коэффициенты фильтрации главных и второстепенных трещин.

и второстепенных трещин характеризуется коэффициентами фильтрации $k_1$ и $k_2$. Рисуются эквипотенциальные линии потока, и с их помощью рассчитывается давление воды на породы.

**10.5. Напряженные породы вокруг галерей.** Вскоре после проходки подземной выработки в плотных породах появляются признаки, указывающие



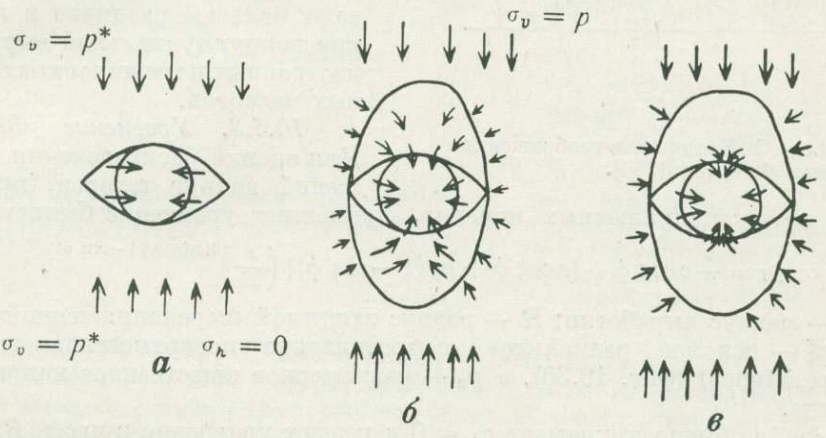

Фиг. 10.28. Напряжения вокруг подземной выработки в изотропных скальных породах. Равномерные естественные напряжения ($\sigma_v = \sigma_r = p'$): *а* — $2p' < \sigma_{el}$; *б* — $2p' > \sigma_{el}$; *в* — раздробленные породы; $\sigma_{el}$ — предел упругости [448].

на их высоконапряженное состояние. Происходят горные удары и развиваются деформации. Интерпретация этих явлений зависит от основного подхода к оценке естественных напряжений в скальном массиве.

*10.5.1. Интерпретация, предложенная Талобром.* Талобр исходил из предположения, что породы находятся в состоянии гидростатического обжатия (гипотеза Гейма), и что начальные напряжения — горизонтальное $\sigma_h$ и вертикальное $\sigma_v$ — одинаковы и $\sigma_v = p^*$ ($\sigma_h = k\sigma_v$, $k = 1$). Согласно теории, описанной в разделе 5.4 для галереи круглой формы, окружное напряжение $\sigma_t$ по периферии выработки равно $\sigma_t = 2p^*$ для любого угла $\phi$ (фиг. 10.28, *а*). Это положение справедливо до тех пор, пока $\sigma_t = 2p^*$ меньше предела упругости $\sigma_{el}$ породы.

Во всех случаях, когда окружное напряжение на расстоянии $r$ от центра галереи достигает предела упругости, породы испытывают пластические деформации или даже дробление (фиг. 10.28, *б*), что приводит к уменьшению напряжений, как это показано на фигуре. Одновременно происходит небольшое перемещение породы внутрь выработки. Дробление пород происходит, когда $\sigma_{max} - \sigma_{min} > \sigma_{Cr}$, где $\sigma_{Cr}$ — критическое значение, определяемое по кругу Мора. Вероятно, дробление пород приводит к постепенной стабилизации деформаций в породах и в туннеле. Следует иметь в виду, что приведенные схемы дают только качественную характеристику явлений, так как не учитывают степень неоднородности скальных массивов.

*10.5.2. Интерпретация, предложенная Рабцевичем* [375, 378, 379]. Рабцевич исходит из предположения, что галерея пройдена в породах, напряженных полем вертикальных сил $\sigma_v = p^*$ (с $k = 0$), и что при этом постепенно достигнуто новое состояние равновесия. Обычно перераспределение




Фиг. 10.29. Напряжения и деформации вокруг выработки в скальных породах.
Начальные естественные напряжения, одноосные ($\sigma_v p^*$, $\sigma_h = 0$). Постепенное перераспределение напряжений и смещение породы в сторону выработки [378, 379].

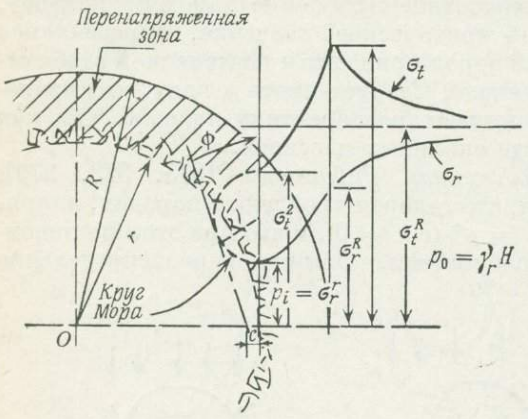
напряжений происходит в три этапа (фиг. 10.29) при условии, что соседние с выработкой породы не затронуты предыдущими горными работами. Сперва клинообразные блоки с обеих сторон выработки скалываются применительно к поверхности Мора и смещаются в сторону выработки; направление движения перпендикулярно главным сжимающим напряжениям (фиг. 10.29, *а*). Увеличение смещений вызывает сдвиг кровли и подошвы выработки и развитие бокового давления в горизонтальном направлении (фиг. 10.29, *б*).

На следующем этапе (фиг. 10,29, *в*) подвижка породы усиливается и она начинает выпирать внутри выработки под непрекращающимся боковым давлением. Последний этап — сдавливание выработки — явление, хорошо известное в рудничной практике и иногда встречающееся в гражданском строительстве.

Описанные явления относятся к случаю вертикального потенциального поля параллельных сил и соответствуют фактическим данным и наблюдениям, приведенным в опубликованных учебниках и справочниках.

Для анализа более общего случая, когда $\sigma_h = \sigma_v$, а $k < 1$, можно использовать теории, развитые Шмидтом, Феннером и Терцаги. Эти теории приводят к тем же результатам, которые получены Рабцевичем, и указывают на возможность появления опасных сжимающих напряжений в направлении горизонтального диаметра туннеля. Такие напряжения наблюдались во многих выработках, в частности в большом автодорожном туннеле Монблана.

Приведенные здесь теоретические рассуждения исходят из предположения, что скальные массивы в известной степени однородные и изотропные. Представления о деформациях скальных пород, выраженные в схемах Талобра и Рабцевича, значительно осложняются, когда дело касается трещиноватых, раздробленных или слоистых пород. По мнению Джаклина [183], степень развития растягивающих напряжений в своде туннеля в горизонтально слоистых скальных породах несравненно большая, чем это вытекает из теории напряженного состояния вокруг подземных выработок, пройденных в изотропных породах. Талобр [448] и Рабцевич [378] также подчеркивают большое различие в поведении вокруг туннельной выработки изотропных и трещиноватых скальных массивов.




Фиг. 10.30. Схематическое изображение уравнения Феннера [233].

*10.5.3. Уравнение Феннера.* Для оценки распределения напряжений вокруг галереи, пройденной в высоконапряженных породах, применяют уравнение Феннера [111]

$$p_i = -c\operatorname{ctg}\phi + [c\operatorname{ctg}\phi + p_0(1-\sin\phi)]\left(\frac{r}{R}\right)^{2\sin\phi/(1-\sin\phi)},$$

где $r$ — радиус выработки; $R$ — радиус защитной «перенапряженной» зоны; $p_i = \sigma_t^r$ — искомое радиальное «сопротивление поверхностного трения» (skin resistance) (фиг. 10.30), а $p_0$ — равномерное естественное напряжение в породе.

Талобр обычно принимает $p_i = 0$ и решает уравнение в части $R$, когда $c$ и $\phi$ известны. Он приводит следующий пример решения для туннеля диаметром 6 м на глубине 1500 м:

$$p_0 = 400 \text{ кг/см}^2 = 4000 \text{ т/м}^2, \quad p_i = 0,$$
$$\sin\phi = 0{,}50, \quad c\operatorname{ctg}\phi = 50 \text{ кг/см}^2 = 500 \text{ т/м}^2.$$

Уравнение Феннера принимает вид

$$-500 + \left[500 + 4000 \times \frac{1}{2}\right]\left(\frac{r}{R}\right)^2 = 0,$$

или

$$\frac{r}{R} = \sqrt{\frac{1}{5}}.$$

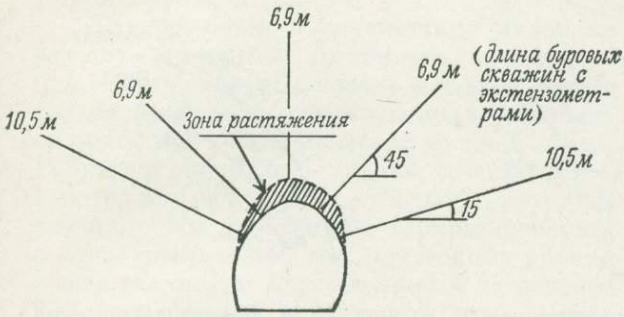
Если $r = 3{,}0$ м, то $R = 3\sqrt{5} = 3 \times 2{,}23 = 6{,}70$ м $= 3 + 3{,}70$ м. Таким образом, ширина защитной зоны должна быть равна 3,70 м. Рабцевич полагает, что $p_i$ может иметь положительное значение, соответствующее «сопротивлению поверхностного трения» слоя торкрета или радиальному напряжению, вызванному анкеровкой.

**10.6. Измерение напряжений и деформаций в галереях.** Большое значение имеют точные наблюдения за развитием напряжений вокруг подземной выработки (разделы 5.5, 6.2). На фиг. 10.31 показано расположение скважинных экстензометров в одном из туннелей в Америке.

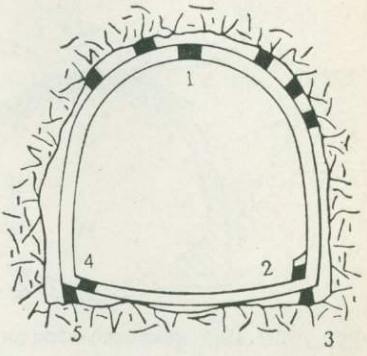
В последнее время успешно проводятся непосредственные измерения горного давления на крепь выработок. В США фирма «Терраметрикс» применяет динамометрические датчики, закладываемые непосредственно между породой и крепью. В частности, таким способом велись наблюдения за дав-

лением на металлическую крепь со стороны слоистой толщи пород с весьма опасным наклоном слоев. Исследования и точные измерения на крепях в туннелях США показали, что во многих случаях это крепление взято с большим запасом.

Наиболее распространенной в США поддерживающей конструкцией в туннелях являются металлические арки. Натурные наблюдения за давлением на арки дают возможность прямо сопоставлять фактические нагрузки с расчетными; при этом применяются динамометры с диапазоном измерения,




Фиг. 10.31. Деформации кровли и стен, замеренные в слабо закрепленном участке туннеля Стрейт-Крик, США [157].




Фиг. 10.32. Размещение динамометров (1—5) для измерения горизонтального и вертикального давлений на свободную крепь и в подошве опорных стоек [157].

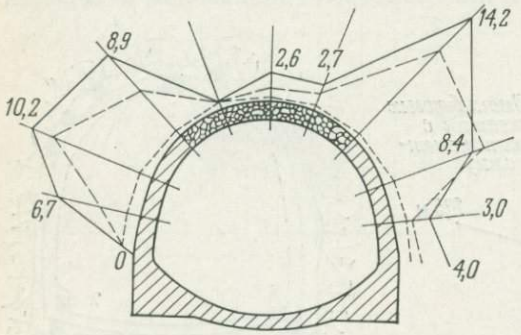
соответствующим прочности конструкции. В некоторых случаях достаточно не более 4 мм суммарной деформации крепления, чтобы вызвать разрушения в массиве, сложенном хрупкими породами. В связи с этим Хартман рекомендует применять датчики чувствительностью 0,12 мм. На фиг. 10.32 показан желательный порядок размещения измерительной аппаратуры. Во всех случаях ее следует располагать возможно ближе к забою выработки (не далее 6 м), с тем чтобы иметь возможность проследить весь ход развития горного давления. В зонах разрывных нарушений приборы устанавливаются с расчетом на длительный период наблюдений, необходимых для внесения поправок в расчетные критерии обделки туннелей. Эти наблюдения нужны также для изучения развития горного давления во времени и в зависимости от положения забоя выработки. Установлено, что с приближением забоя к тектонической зоне давление на крепь резко увеличивается на расстоянии до 60 м от зоны. Работы по восстановлению нарушенных крепей также вызывают резкое увеличение горного давления на соседних устойчивых участках.

*10.6.1. Давление на бетонную или металлическую облицовку туннелей.* Имеется мало данных о передаче нагрузок от породы на бетонную обделку, как и сведений об условиях, возникающих после релаксации в зонах разрывных нарушений. Весьма интересные результаты наблюдений по динамометрам, заложенным за обделку Монакского железнодорожного туннеля, были опубликованы Хабибом, Бернеде и Карпентером [145]. Вначале давление было небольшим и распределялось равномерно, но через шесть месяцев оно увеличилось и сконцентрировалось на отдельных участках (фиг. 10.33).

На участках подземных выработок, требущих умеренного крепления, данные о давлении на временную металлическую крепь могут быть с успехом использованы при проектировании бетонной обделки. Гоффи и Оберти [133] разработали способ, позволяющий производить непосредственные измерения напряжений в бетонной обделке (фиг. 10.34). Однако окончательные результаты этих наблюдений обычно больше зависят от увеличения трещиноватости

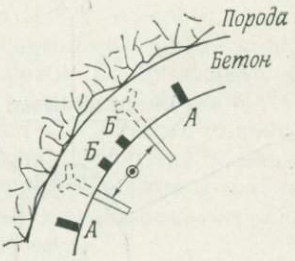
и фильтрации под воздействием гидростатического давления в напорном туннеле, чем от давления породы. То же можно сказать и в отношении металлической облицовки, предназначенной воспринимать внутреннее давление воды в туннеле или препятствовать выпору породы под действием подземных вод.

**10.7. Новые способы проходки туннелей и механики скальных пород.** Обычные способы проходки туннелей описаны в многочисленных специальных учебных пособиях, поэтому здесь они не рассматриваются [319, 368, 233].




Фиг. 10.33. Монакский железнодорожный туннель.

Горное давление, измеренное за обделкой динамометрами: короткий пунктир — начальное давление на контакте (1 мая 1962 г.); длинный пунктир — давление спустя 6,5 месяца, до начала цементации (14 ноября 1962 г.); сплошная линия — давление через 4 месяца после окончания проходки туннеля (31 августа 1964 г.) [145].




Фиг. 10.34. Измерение давления, передаваемого породой на бетонную обделку туннеля.

*А* — пазы для полного снятия напряжений; *Б* — пазы для частичного снятия напряжений [133].

*10.7.1. Новый австрийский метод.* В одной из своих работ, касающихся нового австрийского метода туннелестроения, Рабцевич [375] заметил, что при старом способе для проходки девятиметрового участка двухпутного же железнодорожного туннеля потребовалось бы два месяца. При этом деформация деревянных крепей, извлечение которых обычно невозможно, могла вызвать проседание кровли выработки до 40 см за время, пока не будет закончено ее крепление. Новый метод, основанный на использовании анкеров и торкрет-бетона (австрийский патент 1956 г.) значительно сокращает время и трудности в работе.

Впервые торкретирование было с успехом применено при проходке туннеля Лодано — Мозаньо в Швейцарии. Этот метод основан на более научной интерпретации явления постепенного повышения напряжений и деформаций вокруг подземных выработок, пройденных в различных породах, и заключается в нанесении на породу пневматическим способом слоя бетона с твердыми фракциями диаметром до 25 мм. Закрепление породы анкерами и торкретом сейчас же за производством взрывных работ предохраняет ее от дальнейшего разуплотнения и выветривания и заставляет работать ее вокруг выработки как самонесущая арка.

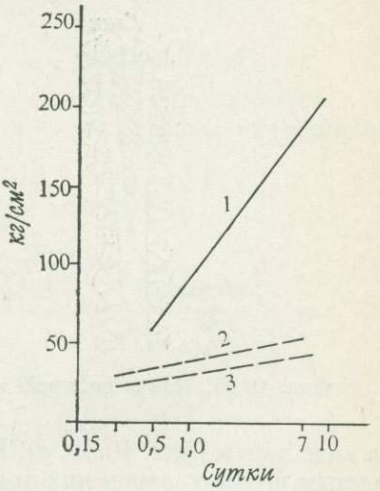
Согласно Рабцевичу, слой торкрета толщиной не более 15 см в туннеле диаметром 10 м может надежно нести нагрузку в 45 т/м$^2$, соответствующую давлению толщи перекрывающих пород мощностью 23 м; такая нагрузка превышает когда-либо наблюдавшуюся при катастрофических обрушениях кровли выработок.

Торкрет-бетон очень быстро набирает прочность (фиг. 10.35), что очень важно в случае необходимости незамедлительно придать своду высокую несущую способность. За два с половиной дня временное сопротивление его на изгиб — растяжение достигает 30—50% прочности на сжатие. Еще лучшие результаты получаются при добавлении в раствор ускорителей силикатного типа. В одном из туннелей гидроузла Каунерталь струю воды толщиной

19 мм, бившую из стенки выработки, удалось заделать с помощью одного торкретирования, не прибегая к каким-либо другим способам.

Рабцевич указывает, что торкретизация только что вскрытого забоя может превратить породу весьма посредственного качества в совершенно устойчивую. Тесное взаимодействие торкрета с породой не вносит изменений в окружающий скальный массив, но вовлекает его в работу арок. Кроме того, оно гасит тангенциальные напряжения, достигающие наибольших значений в непосредственной близости от поверхности выработки. Область распространения арочного эффекта может быть расширена анкеровкой.

Торкрет-бетон в сочетании с анкерами служит отличным временным креплением для любых скальных пород, и в этом случае только на самых слабых участках приходится прибегать к металлической арочной крепи. Рабцевич описывает туннель сечением 8 м² одного из гидроузлов в Альпах, который сначала был пройден без торкретирования, с креплением только металлическими арками с затяжками. При пересечении им на глубине 250 м от дневной поверхности зоны каолинизированных гнейсов с притоком воды до 35 л/с горное давление настолько увеличилось, что арки прогнулись, а ноги их вдавились в породу. Уменьшить приток воды удалось лишь немного, так как специально пробуренные для этого разгрузочные скважины быстро засорялись и выходили из строя. Проходку туннеля временно приостановили. На аварийном участке поставили новые металлические арки с шагом 60 см, подбитые тяжелыми деревянными лежнями. Затем между ними установили дополнительные арки. Сейчас же вслед за креплением производилось торкретирование по замкнутому контуру. Таким образом удалось преодолеть трудности и продолжить проходку туннеля.




Фиг. 10.35. Прочность торкрет-бетона.

*1* — прочность на раздавливание; *2* — прочность на скалывание; *3* — прочность на растяжение.

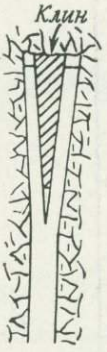
Другим примером горных работ в тяжелых геологических условиях являются туннель и напорная шахта ГЭС Каунерталь. Здесь слой торкрета толщиной 5—15 см, который в настоящее время представляет собой составную часть окончательного усиленного крепления, на отдельных участках обрушился, так как перфоанкеры и нижние связи жесткости металлических арок не были своевременно установлены (с опозданием больше года).

Успешное применение торкрет-бетона в сочетании с металлической крепью имело место при строительстве спаренного автомагистрального туннеля Серра-Риполи в Италии; обычные способы проходки здесь оказались несостоятельными.

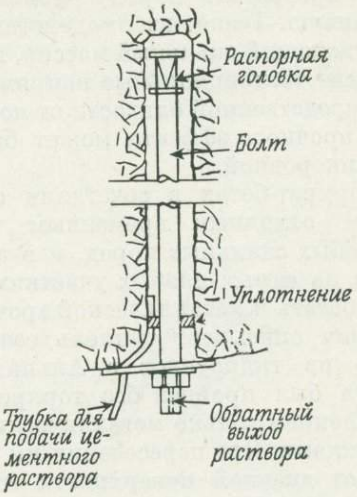
**10.8. Анкеры.** Основное назначение анкеров — поддерживать и закреплять слабые, в том числе тонкоплитчатые породы или отдельные, частично отчленившиеся блоки в случае опасности их обрушения. Посредством анкеров в породе создаются дополнительные напряжения, способствующие ее стабилизации.

*10.8.1. Типы анкеров.* Имеется много различных типов анкеров промышленного изготовления, применяемых в горном деле и в строительстве. К основным из них относятся клино-щелевые с распорной головкой, железобетонные, в том числе перфоанкеры, и преднапряженные тросовые (фиг. 10.36—10.38).

*10.8.2. Расчет анкерных болтов и тросов.* 1. Закрепление кровли выработки, сложенной горизонтально слоистыми породами. А. Случай с полностью нависающим пластом

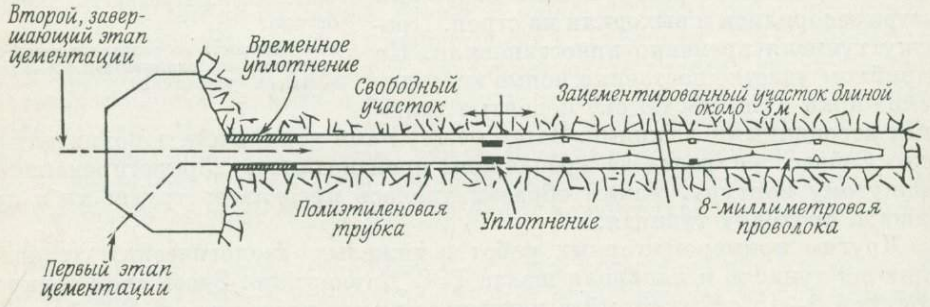



Фиг. 10.36. Клино-щелевой анкер.




Фиг. 10.37. Железобетонный анкер.

в виде плиты (фиг. 10.39, *а*). Пласт длиной $L$, шириной $B$, толщиной $t$, с объемным весом $\gamma_r$ подлежит анкеровке. Предусматривается $n_1$ рядов анкерных

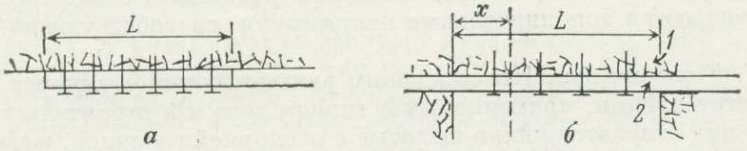



Фиг. 10.38. Преднапряженный тросовый анкер *VSL*.

болтов с $n_2$ болтами в каждом. Если пласт полностью зависает на болтах, то на один анкер передается часть его веса, равная

$$W = \frac{\gamma_r tBL}{(n_1+1)(n_2+1)}.$$

Б. Случай с пластом, частично отчлененным от скального массива (фиг. 10.39, *б*), действующим как консоль. Пласт 2 связан анкерами с пластом 1. Принимается, что $q_1$ и $q_2$ — соответствующий вес пластов на единицу




Фиг. 10.39. Слоистые породы, закрепленные анкерами [348].

длины; $E_1$ и $E_2$ — модули упругости и $I_1$ и $I_2$ — моменты инерции обеих «балок» (плит). Прогиб обеих «балок» должен быть одинаковым [1]:

$$y_1 = y_2 = \frac{(q_1 + \Delta q)\, x^2 (L - x^2)}{24 E_1 I_1} = \frac{(q_2 - \Delta q)\, x^2 (L - x^2)}{24 E_2 I_2}$$

и, таким образом,

$$\frac{q_1 + \Delta q}{E_1 I_2} = \frac{q_2 - \Delta q}{E_2 I_2},$$

или

$$\Delta q = \frac{q_2 E_1 I_1 - q_1 E_2 I_2}{E_1 I_1 + E_2 I_2},$$

где $\Delta q$ — нагрузка на 1 м анкерного болта $\Delta q = q_2$, когда $I_1 \cong \infty$.

2. Анкеровка наклонной трещины. Принимается, что $F$ — сила, параллельная поверхности породы; $\phi$ — угол трения по трещине;

Фиг. 10.40. Анкерование разлома [348].

$\alpha$ — угол между нормалью к плоскости трещины и поверхностью породы [348]. $B$ — сила, приложенная к анкерному болту. В случае когда болт перпендикулярен трещине (фиг. 10.40, *а*),

$$\frac{F \sin \alpha}{B + F \cos \alpha} < \operatorname{tg} \phi,$$

или

$$\frac{B}{F} > \sin \alpha (\operatorname{ctg} \phi - \operatorname{ctg} \alpha).$$

Если $\alpha < \phi$ анкеровка не нужна.

В случае когда болт перпендикулярен поверхности породы (фиг. 10.40 *б*),

$$\frac{F \sin \alpha - B \cos \alpha}{F \cos \alpha + B \sin \alpha} < \operatorname{tg} \phi.$$

В обоих случаях анкеровка неэффективна, если сила мала.

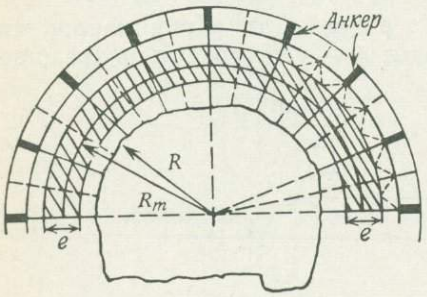
3. Анкеровка кровли галереи [448]. Талобр, рассматривая вопрос об анкерном креплении, подразумевал, что галерея пройдена в массиве, в котором горизонтальные и вертикальные естественные напряжения одинаковы ($\sigma_h = k\sigma_v$; $k = 1$), и что отсутствует выдержанная слоистость. В случае когда кровля галереи имеет круглую форму, анкеры, уплотняя породу, создают в массиве подобие поддерживающей арки. Эта арка испытывает радиальное давление окружающего массива и в последнем возникают окружные напряжения. Талобр [448] привел следующий пример (фиг. 10.41):

| | |
|---|---|
| Внутренний радиус туннеля | $R = 2{,}50$ м |
| Толщина поддерживающей арки | $e = 1{,}00$ м |
| Радиус поддерживающей арки | $R_m = 3{,}75$ м |
| Давление на арку расчетное | $p = 3{,}0$ т/м$^2$ |
| Осевое усилие в арке | $N = 3 \times 3{,}75 = 11{,}25$ т |
| Окружное напряжение | $\sigma_t = (N/e) = 11{,}25$ т/м$^2$ |

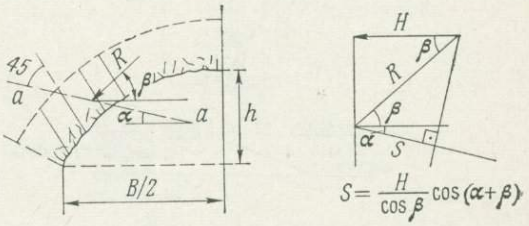
[1] Не вполне ясно обоснование и написание этого уравнения.— *Прим. ред.*

| | |
|---|---|
| Минимальное радиальное напряжение, необходимое для равновесия в скальном массиве (принимается по огибающей кругов Мора) | $\sigma_r = 2$ т/м² |
| Площадь охвата одним анкером | $1{,}5 \times 1{,}5 = 2{,}25$ м² |
| Искомое усилие в одном анкере | $T = 2{,}0 \times 2{,}25 = 4{,}5$ т |
| Растягивающее усилие, расчетное для одного анкера | $2 \times 4{,}5 = 9$ т |

4. Проектирование анкеров по методу Рабцевича (фиг. 10.42). Трещина имеет направление $a$ — $a$ под углом $\alpha$ к горизонту, анкерный болт наклонен под углом 45° к линии $a$ — $a$; $R$ — арочное усилие в кровле выработки; $H$ — горизонтальная компонента $R$; $\beta$ — угол




Фиг. 10.41. Крепление анкерами кровли круглого очертания [448].




Фиг. 10.42. Крепление анкерами кровли выработки [375].

между $R$ и горизонтом, $R = H/\cos\beta$; $\phi$ — угол трения по трещине. Толщина арки $e$, ширина ее $B$ и высота $h$. Срезающее усилие в болте по линии $a$ — $a$ трещины равно $\sum Q_b$ и $S$ — сдвигающее усилие вдоль линии $a$ — $a$.

Согласно фиг. 10.42, имеем

$$S = \frac{H}{\cos\beta}\cos(\alpha+\beta) = \frac{H}{\cos\beta}\sin(\alpha+\beta)\operatorname{tg}\phi + \frac{\sum Q_b}{\sqrt{2}}(1+\operatorname{tg}\phi)$$

и

$$\sum Q_b = \frac{H}{\cos\beta}[\cos(\alpha+\beta) - \sin(\alpha+\beta)\operatorname{tg}\phi]\frac{\sqrt{2}}{1+\operatorname{tg}\phi}.$$

Приняв, что трещина горизонтальная и $\alpha = 0$, Рабцевич дает следующий пример расчета:

$$\alpha = 0, \quad B = 14 \text{ м}, \quad h = 4{,}5 \text{ м}, \quad e = 5 \text{ м},$$
$$\operatorname{tg}\phi = 0{,}70, \quad \operatorname{tg}\beta = 0{,}70, \quad H = 40 \text{ т},$$
$$\sum Q_B = H(1 - \operatorname{tg}\beta\operatorname{tg}\phi)\frac{\sqrt{2}}{1+\operatorname{tg}\phi} = 40(1-0{,}49)\frac{1{,}4}{1{,}7} = 17 \text{ т}.$$

Если пренебречь трением вдоль трещины ($\operatorname{tg}\phi = 0$), получаем

$$\sum Q_B = 40\sqrt{2} = 57 \text{ т}.$$

5. Преднапряженные анкерные тросы подземной ГЭС Вейто в Швейцарии [382]. Выработка для подземной ГЭС пройдена в слабых известняках (80—90%) и мергелях (10—20%) доггера, образующих почти горизонтальные слои мощностью от 0,20 до 1,50 м. Массив рассечен тремя системами трещин, часть которых заполнена глинистым материалом или милонитом. Сделано предварительно заключение, что в таких породах галерея шириной более 3,50 м не будет устойчивой без крепления. Параллельно оси подземного машинного зала обнаружено много вер-

тикальных трещин и несколько зон дробления. Размеры этого зала: длина 136,50 м, ширина 30,50 м и высота 26,65 м.

Было ясно, что горные работы будут проходить в тяжелых условиях и потребуется крепление. В связи с этим рассматривались разные виды крепежных мероприятий и выбор был остановлен на преднапряженных тросовых анкерах в кровле и в стенках выработок. При проектировании последних в расчет приняли модуль упругости массива $E = 100\,000$ кг/см$^2$. Угол трения $\phi = 31{,}5°$ и сцепление $c = 3{,}0$ кг/см$^2$. Решалась плоская задача без учета напряжений вдоль оси выработки при отношении горизонтальных и вертикальных напряжений, равном $k = \sigma_h/\sigma_v = 0{,}33$.

Тросы (каждый из 38 проволок, диаметром 8 мм, длиной 11—13 м) были заправлены в буровые скважины диаметром 115 мм, натянуты усилием в 170 т и зацементированы. Применялся специальный медленно схватывающийся датский цемент. Другие тросы (из 24 проволок диаметром 8 мм) были заделаны в скважины диаметром 102 мм и напряжены до 115 т. Всего было установлено 652 троса. Дополнительно между большими анкерами (шаг последних в кровле выработки 4,3 × 2,9 м) заделали 1700 малых анкерных болтов длиной от 3,5 до 4,5 м несущей способностью до 15 т каждый.

Все расчеты велись методом конечных элементов, разработанным Зенкевичем, и проверялись на фотоупругих моделях. Последняя из них отображала трещиноватость массива; хотя коэффициент трения модели был равен всего 0,19, устойчивость арки была достигнута кольцевым обжатием породы.

*10.8.3. Цементация пород вокруг подземных выработок; фактические данные.* Техника цементации скальных пород была разработана главным образом как мера борьбы с фильтрацией воды в основаниях и в примыканиях плотин. Одновременно цементация стала применяться для усиления водонепроницаемости напорных гидротехнических туннелей. Между 1920 и 1925 гг. инъекцию проводили под давлением 4 кг/см$^2$, и этой нормы во многих случаях придерживаются в настоящее время. Так, например, с низкими давлениями сделана инъекция вокруг туннелей Санта-Мазенца в Италии. Применяется также давление 7 кг/см$^2$, а в некоторых случаях и до 40 кг/см$^2$.

Цементный камень, заполняя трещины в породе, уменьшает ее водопроницаемость, увеличивает ее плотность и соответственно модуль упругости. Посредством цементации за обделкой подземных выработок создается зона обжатых уплотненных пород, способных принять на себя часть напряжений, передаваемых на обделку, и препятствующих изгибам металлических оболочек туннелей.

Ниже описываются два наиболее примечательных случая с цементацией напорных туннелей.

1. Два напорных туннеля ГЭС Мовуазен (1957 г.). Туннель Мовуазен — Фионней длиной 4,7 км и внутренним диаметром (с учетом обделки) 3,20 м рассчитан на напор от 166 м у водозабора до 194 м возле уравнительного резервуара, с увеличением напора до 204 м при гидродинамических воздействиях. Выработка была закреплена бетонными кольцами толщиной 25 см. После опрессовки туннеля слабые участки его были усилены слоем торкрет-бетона толщиной 7 см, что привело к уменьшению в этих местах диаметра сооружения в свету до 3,06 м.

Из-за высокого гидродинамического давления в туннеле последний был заложен на большой глубине, и длина подходных штолен к нему достигала 710 м. По геологическим условиям трасса туннеля делилась на две части. В первой скальный массив оказался в значительной мере проницаемым; потери воды здесь при гидравлическом испытании под давлением 16 кг/см$^2$ равнялись в среднем 246 л/с. Испытания второго участка с давлением до 17 кг/см$^2$ показали расход не более 0,3 л/с, т. е. почти в тысячу раз меньший, чем в первой части. В верхнем участке туннеля сделали цементацию с последующим покрытием стенок выработки торкрет-бетоном. Нагнетание раствора велось

в три этапа: сначала в скважины глубиной 2,5 м под давлением 6 кг/см², затем в скважины глубиной 1,5 м под давлением 40 кг/см² и дополнительно в четырехметровые скважины при 20 кг/см². На нижнем участке цементация не проводилась.

Первый участок сложен слоистой толщей Бюнднер (протяженность 158 м), сильно трещиноватыми кварцитами (260 м) и слабо трещиноватой слоистой толщей Касанна (2650 м).

Толща Бюнднер (юра) представлена известняками, мраморами и филлитами, толща Касанна — серицитовыми и хлоритовыми породами и гнейсами. Данные о поглощении цемента этими породами приведены в табл. 10.4;

Таблица 10.4

| Давление нагнетания / Порода | 6 кг/см² | 40 кг/см² | 20 кг/см² |
|---|---|---|---|
| Слоистая толща Бюнднер | 148 кг/м | 110 кг/м | 88 кг/м |
| Кварциты | 400 | 680 | 800 |
| Слоистая толща Касанна | 201 | 52 | |

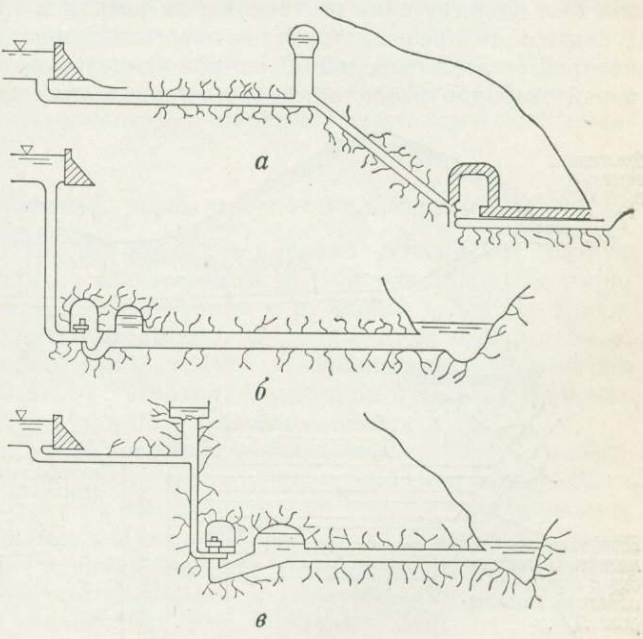
в дополнение к ним следует сказать, что в одной из зон кварцитов длиной 20 м поглощение составило 3000 кг/м.

На протяжении 2100 м торкрет-бетон был армирован. После трех лет эксплуатации на торкрете признаков трещинообразования обнаружено не было.

Туннель Фионней — Риддс длиной 14 720 м проходился в очень сложных геологических условиях. На одном из его участков, сложенном карбонатными породами, забой пришлось закрывать бетонной перегородкой и делать за ней опережающую инъекцию цементного и химического растворов под давлением до 100 кг/см²; расход цемента при этом составил от 1000 до 2000 кг/м. В некоторых других секциях туннеля из-за высокого напора подземных вод ставилось металлическое крепление и проводилась цементация под давлением от 16 до 40 кг/см²; поглощение цемента составило от 90 до 7400 кг на м. После этого в стенках туннеля бурились отверстия, в которые вставлялись резиновые клапаны для дренирования выработкой трещинных вод и снижения их напора. В опорожненный туннель просачивалось до 100 л/с воды. Количество это снизилось до 70 л/с после ввода туннеля в эксплуатацию и заполнения его водой под давлением 8—9 кг/см². На протяжении 3700 м туннель был покрыт торкрет-бетоном. Участок длиной 100 м пришлось совсем бросить и искривить трассу, отойдя в сторону на 50 м.

2. Туннель Бленио в Швейцарии. Общая длина туннелей и галерей гидроузла Бленио составляет около 77 км, из них 2 км пройдено в отложениях триаса, часть из которых представлена слабыми породами. Одна из галерей сечением 2,20 × 2,60 м прошла около 500 м этих отложений, без особых осложнений, при небольшой глубине ее заложения (100—150 м) и естественном дренировании пород склоном долины. Сильно обводненные мучнистые доломиты проходились сначала сечением 1,00 × 1,50 м с последующим расширением до 2,2 × 2,60 м; чтобы преодолеть 3 м в этих породах, потребовалось около 30 рабочих дней. На следующих 50 м доломиты были необводненными и проходка их не встретила затруднений. Дальше, на протяжении нескольких сотен метров, опять залегали водонасыщенные породы с большим содержанием доломитовой муки. С целью уточнения их залегания с забоя туннеля прошли горизонтальную разведочную скважину, а для оконтуривания триасовых отложений с поверхности земли пробурили две вертикальные скважины.

Вначале для проходки этого участка решили применить способ замораживания, но затем от него отказались из-за ожидаемого большого притока подземных вод — от 30 до 35 л/с. Выбор остановился на инъекции. По данным разведочной скважины, на 60% доломитовая мука состояла из фракций от 0,06 до 2,0 мм; поэтому для нагнетания выбрали раствор силиката калия в пропорции 1 л силиката на 1 л воды и в качестве каогулянта алюминат натрия (50 г/л), переходящие в гель в течение 17 мин. Инъекция уменьшила коэффициент фильтрации породы с $2 \cdot 10^{-3}$ см/с до $2 \cdot 10^{-6}$ см/с и повысила ее прочность в образце до 1,1 кг/см$^2$. Дополнительно к этому в скважинах диаметром 46 мм и глубиной 12 м, расположенных веерообразно, была сделана инъекция цементного раствора с добавлением доломитовой муки и каогулянта «Сика». Всего израсходовано 67 т цемента, 34 т доломитовой муки, 4300 л силиката и 200 л препарата «Сика». Проходка этой секции производилась щитовым агрегатом длиной 5,90 м, диаметром 3,04 м с усилием в 1400 т (10·140 т).




Фиг. 10.43. Различные типы подземного расположения ГЭС.

*а* — с подводящим туннелем; *б* — с отводящим туннелем; *в* — промежуточное решение.

**10.9. Механика скальных пород и строительство подземных ГЭС.** Пионерами в научных исследованиях свойств скальных пород и массивов были горные инженеры и специалисты в области железнодорожных туннелей. Начиная с 1900 г. статикой скальных массивов и их свойствами непосредственно занимались инженеры-гидротехники; за последние 20 лет были разработаны новые способы строительства подземных гидроэлектростанций; мощность некоторых из них достигает 1—5 млн. кВт. На фиг. 10.43 показаны схемы подземных ГЭС.

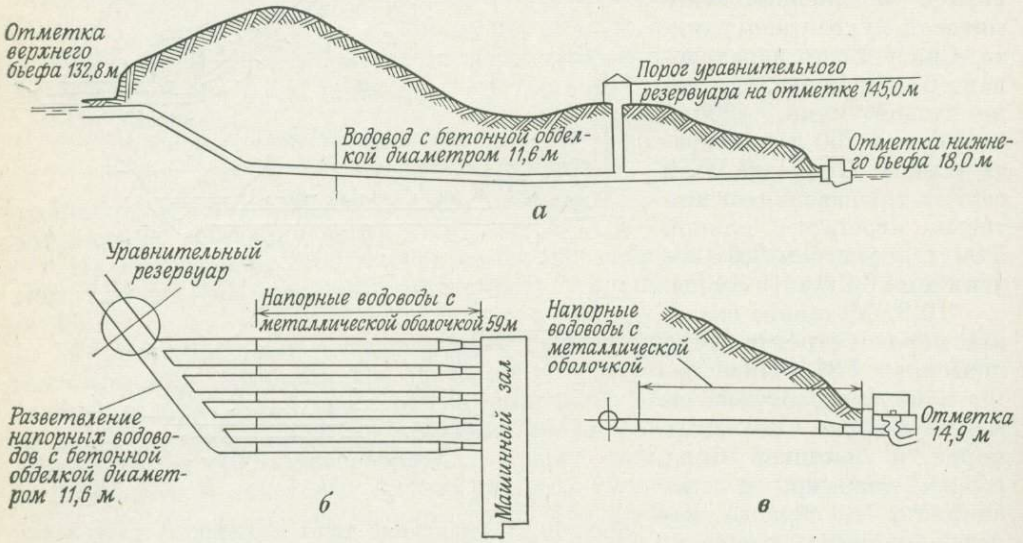
Выбор типа станции — наземного или подземного — во многом диктуется геологическими условиями. Так, например, если на поверхности лежат слабые породы и крепление анкерами напорного трубопровода затруднено, а на глубине залегают более прочные породы, допускающие проходку в них обширных подземных выработок, подземное расположение ГЭС может иметь несомненное преимущество.

Определение месторасположения подземной ГЭС зависит от многих причин, в том числе от мощности гидроузла, постоянства гидравлических условий, динамического режима уравнительного бассейна и т. д. [192, 194, 205]. Окончательное решение обусловлено геологическим строением и геомеханическими проблемами и в большой степени зависит от трещиноватости скального массива; главную ось выработки стремятся направить так, чтобы она пересекала под прямым углом основную систему трещин. На фиг. 10.44 показана канадская подземная станция Берсимис II с машинным залом распространенного типа.

Несмотря на все меры предосторожности, существенные ошибки в изы-

сканиях происходят до сих пор. Иллюстрацией этому может служить подземная ГЭС Вербано в энергетической системе Маджа в Швейцарии; при разработке выемки для машинного зала из-за неправильного учета ориентировки основных систем трещин произошел крупный обвал, в результате чего пришлось менять расположение зала.

Напорный туннель и уравнительный резервуар ГЭС Санта-Джустина в Италии расположены в прочных трещиноватых доломитах. В этих породах можно было бы поместить и машинный зал, если пересечь отводящим туннелем разлом в скальном массиве. Однако в окончательном проекте машинный зал был сдвинут вниз по течению за разлом в толщу пластичных мергелей. В связи с этим решением разлом пересекается напорной шахтой, обычный тип которой с металлической оболочкой заменен крутонаклонной галереей, в которой свободно расположен трубопровод, способный полностью воспринять




Фиг. 10.44. План и профили гидроузла Берсимис II.

*а* — профиль подводящего туннеля и напорного водовода; *б* — план разветвлений, напорных водоводов и машинного зала; *в* — профиль напорного водовода [286].

гидродинамическое давление. Галерея достаточно широка для беспрепятственной инспекции трубопровода. С учетом напряжений, которые могут развиваться в пластичных мергелях, машинному залу была придана овальная форма, с толстой обделкой и мощной горизонтальной балкой, служащей распором для сооружения на уровне подошвы генератора.

Физические и механические свойства пород в значительной мере определяют способы проходки и характер крепления кровли и стен подземной ГЭС. Разработка может вестись сразу на полное сечение или более осторожно, посредством нескольких последовательных галерей и шахт [364]. Обделка скальной поверхности может быть бетонной, железобетонной или простой кирпичной. В некоторых случаях не требуется никакой обделки, как это имеет место в нескольких шведских станциях [192, 483]. Новые методы применялись при сооружении крупнейшей в мире подземной ГЭС Кемано в Британской Колумбии [488], а также туннеля Сторнорфорс в Швеции.

В комплекс сооружений подземной ГЭС, кроме помещения для турбин и генераторов, входят галереи и шахты для размещения затворов, трансформаторов, вывода кабелей и т. д. В некоторых случаях большими по объему бывают выработки под уравнительные резервуары в нижнем бьефе гидроузла. Компоновка всех этих сооружений должна строго учитывать свойства

скальных массивов. Наиболее сложным является проектирование и строительство напорных шахт. Последние могут быть вертикальными и наклонными; способ проходки их выбирается в зависимости от характера скальных пород. Необходимость в обделке определяется расчетным давлением воды в шахте и прочностью окружающих пород. Породы типа гранитов не нуждаются в обделке, но в этом случае подземные сооружения должны быть ограждены надежной дренажной системой.

Металлические облицовки предназначены для восприятия внутреннего давления в шахте; однако известны случаи, когда они при опорожнении шахты деформируются под действием подземных вод, вдавливаясь в сторону выработки. Для предотвращения таких явлений на ГЭС Кемано стальная облицовка была усилена нагнетанием цементного раствора «Препакт» в щебень, уложенный между породой и облицовкой. С этой же целью был применен специальный способ цементации породы за металлической облицовкой шахты Каунерталь.

## 11. Механика скальных пород и основания плотин

**11.1. Классический подход к оценке оснований плотин.** В Египте были обнаружены остатки плотин, построенных фараонами для нужд ирригации. Некоторые из них сильно фильтровали и не могли удержать значительных количеств воды, другие были смыты водными потоками. Самая древняя арочная плотина обнаружена в 1956 г. французским инженером Г. Габло близ Кебара, в 150 км от Тегерана. Некоторые древние испанские и французские плотины стоят до сих пор (Аламанса, Эльхе и др.).

Несколько плотин из числа первых, построенных в наше время, разрушилось, другие, возведенные на сильно трещиноватых породах, потребовали больших дополнительных затрат на мероприятия по борьбе с фильтрацией (Камараса и Монтехаке в Испании). Между 1910 и 1930 гг. были разработаны первые правила и технические условия безопасного проектирования и строительства плотин. В основном они сводились к следующему:

1) проверять водонепроницаемость ложа водохранилищ;
2) проверять условия фильтрации в основании и в обход плотин;
3) рассчитывать гравитационные и контрфорсные плотины с учетом взвешивающего гидростатического давления и прочности оснований на сдвиг;
4) рассчитывать арочные плотины с учетом сжимающих и сдвигающих напряжений по всему периметру основания.

В настоящее время методы проектирования значительно усовершенствованы. При оценке суммарных деформаций плотины принимаются во внимание упругие свойства ее основания; кривизна оболочек плотин рассчитывается более точными методами [195]. Несмотря на все это, на отличное качество бетона и высокую технику цементации, до сих пор происходят серьезные аварии [140, 293]. Анализ этих событий обычно приводит к выводам о наличии скрытых дефектов в основаниях сооружений.

Описание некоторых из этих аварий приводится в разделе 11.4 настоящей главы, а ниже рассматриваются специальные проблемы, связанные с основаниями плотин.

**11.2. Сдвигающие и горизонтальные напряжения в скальных основаниях плотин; растягивающие напряжения.** На VIII Конгрессе по высоким плотинам Хименес-Салас [227] обратил внимание присутствовавших на опасность, которую представляют собой растягивающие напряжения и вызванные ими трещины в основаниях пят плотин. Тогда же итальянские инженеры доложили о перемещениях, наблюдавшихся в основаниях плотин при полном гидростатическом давлении, которые также можно отнести к категории последствий, вызванных растягивающими напряжениями.

*11.2.1. Классический подход к оценке.* При оценке вертикальных и горизонтальных сдвигающих напряжений в горизонтальной плоскости подошвы бетонных гравитационных и контрфорсных плотин применяются общеизвестные методы. Они же используются и в части арочных плотин. Считается, что независимо от способности скального массива выдержать вертикальные сжимающие напряжения необходимы исследования его напряженного состояния под действием горизонтальных сдвигающих усилий, основанные на законе Кулона (см. раздел 7.1, формулы (11) и (14)):

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \phi < \tau_{ult}.$$

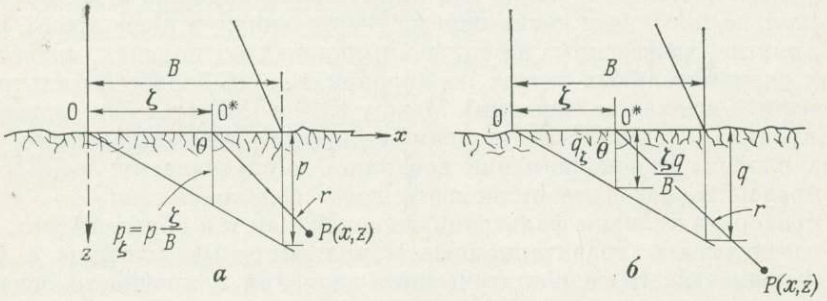
В случае когда $\sigma_1$ и $\sigma_2$ — главные напряжения в однородном скальном массиве, закон Кулона может быть переписан в следующем виде:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2 + 2c \operatorname{ctg} \phi} = \sin \phi.$$

При исследовании сопротивления сдвигу по трещине или по другой какой-либо поверхности ослабления применяется выражение

$$\sigma_x \cos \beta \sin (\phi - \beta) + \sigma_y \sin \beta \cos (\phi - \beta) + c \cos \phi - u \sin \phi \geq 0,$$

где $u$ — поровое давление, а $\beta$ — угол между трещиной или поверхностью ослабления и главным напряжением $\sigma_1$ (см. раздел 7.1, формула (16)).




Фиг. 11.1. Упрощенный способ оценки горизонтальных напряжений и напряжений сдвига в скальном основании плотины.

Такое решение кажется простым при условии, что значения и направления $\sigma_1$ и $\sigma_2$ известны, но это совсем не так, если горизонтальная составляющая напряжений $\sigma_h$ в скальном основании плотины не определена.

*11.2.2. Горизонтальная составляющая напряжений $\sigma_h$ и сдвигающее напряжение $\tau$ в основании гравитационной плотины.* Следующий упрощенный способ дает реальное представление значения $\sigma_h$ в скальном основании гравитационной плотины (фиг. 11.1).

Если допустить, что под действием вертикальных напряжений нагрузка распредялется по треугольнику от $\sigma_v = 0$ для $x = 0$ до $\sigma_v = p$ для $x = B$, то в точке $\zeta$ $(0 < \zeta < B)$ она равна

$$p_\zeta = p \frac{\zeta}{B}.$$

В точке $P$ $(x, z)$ на расстоянии $r$ от 0* напряжения, вызванные изолированной нагрузкой $p_z$, равны

$$\sigma_z = \frac{2p_\zeta}{\pi r} \cos^3 \theta, \qquad \sigma_x = \frac{2p_\zeta}{\pi r} \sin^2 \theta \cos \theta, \qquad \tau_{x2} = \frac{2p_\zeta}{\pi r} \sin \theta \cos^2 \theta.$$

Интегрирование от $\zeta = 0$ до $\zeta = B$ дает

$$\sigma_z = \frac{2pz^3}{\pi B}\int_0^B \frac{\zeta}{[(x-\zeta)^2+z^2]^2}\,d\zeta = \frac{p}{\pi B}\left[x\,\mathrm{tg}^{-1}\frac{Bz}{x^2+z-Bx} - \frac{Bz\,(x-B)}{z^2+(x-B)^2}\right],$$

$$\sigma_h = \sigma_x = \frac{2pz}{\pi B}\int_0^B \frac{\zeta\,(\zeta-x)^2}{[(x-\zeta)^2+z^2]^2}\,d\zeta =$$

$$= \frac{p}{\pi B}\left[\frac{Bz\,(x-B)}{x^2-(x-B)^2} + z\log\frac{z^2+(x-B)^2}{z^2+x^2} + \mathrm{arc\,tgx}\frac{Bz}{z^2+x^2-Bx}\right],$$

$$\tau_{xz} = \frac{2pz^2}{\pi B}\int_0^B \frac{\zeta\,(x-\zeta)}{[(x-\zeta)^2+z^2]^2}\,d\zeta = \frac{pz}{\pi B}\left[\frac{Bz}{z^2+(x-B)^2} - \mathrm{arc\,tgx}\frac{Bz}{z^2+x^2-Bx}\right].$$

Таким же образом, принимая треугольное распределение нагрузки, получаем, что изолированная горизонтальная нагрузка $q_\zeta$ (фиг. 11.2)

$$q_\zeta = q\frac{\zeta}{B}$$

образует в точке $P$ напряжения

$$\sigma_z^1 = \frac{2q_\zeta}{\pi r}\sin\theta\cos^2\theta,$$

$$\sigma_x^1 = \frac{2q_\zeta}{\pi r}\sin^3\theta,$$

$$\tau_{xz}^1 = \frac{2q_\zeta}{\pi r}\sin^2\theta\cos\theta.$$

Интегрированием от $\zeta = 0$ до $\zeta = B$ определяем

$$\sigma_z^1 = \frac{2qz^2}{\pi B}\int_0^B \frac{\zeta\,(x-\zeta)}{[(x-\zeta)^2+z^2]^2}\,d\zeta = \frac{qz}{\pi B}\left[\frac{Bz}{(x-B)^2+z^2} - \mathrm{tg}^{-1}\frac{Bz}{z^2+x^2-Bx}\right],$$

$$\sigma_x^1 = \frac{2q}{\pi B}\int_0^B \frac{\zeta}{[(x-\zeta)^2+z^2]^2}\,d\zeta = \frac{q}{\pi B} =$$

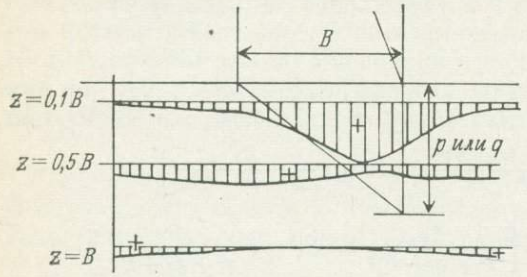
$$= \left[3z\,\mathrm{tg}^{-1}\frac{Bz}{z^2+x^2-Bx} - \frac{Bz^2}{z^2+(x-B)^2} - 2B - x\log\frac{z^2+(x-B)^2}{z^2+x^2}\right],$$

$$\tau_{xz}^1 = \frac{2qz}{\pi B}\int_0^B \frac{\zeta\,(x-\zeta)^2}{[(x-\zeta)^2+z^2]^2}\,d\zeta =$$

$$= \frac{q}{\pi B}\left[\frac{Bz\,(x-B)}{z^2+(x-B)^2} + z\log\frac{z^2+(x-B)^2}{z^2+x^2} + x\,\mathrm{tg}^{-1}\frac{Bz}{z^2+x^2-Bx}\right].$$

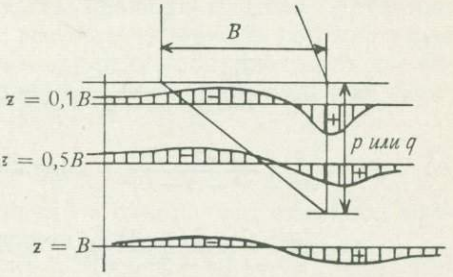
На фиг. 11.2 и 11.3 показаны горизонтальные напряжения $\sigma_h$ и сдвигающие напряжения $\tau$, вызванные вертикальной нагрузкой, распределенной по треугольнику, а на фиг. 11.4 — горизонтальные сдвигающие $\sigma_h$ напряжения, созданные горизонтальной нагрузкой по треугольнику. Изображения эти пригодны и для сдвигающих напряжений $\tau$ и вертикальных напряжений $\sigma_v$, вызванных горизонтальным нагружением. Они показывают, что значения $\sigma_h$ и $\tau$ не линейные. На фиг. 11.4 приведены чисто отрицательные растягивающие горизонтальные (clear negative tensile horizontal) напряжения $\sigma_h$ в районе пяты плотины. В случае одновременного действия на плотину вертикальной и горизонтальной (гидростатической) нагрузок строятся соответствующие комбинированные графики. Горизонтальные растягивающие напряжения по-прежнему существуют в основаниях плотин.

С точки зрения механики скальных пород растягивающие напряжения имеют очень большое значение, так как иногда возникают сомнения в способности основания выдержать их. Зная $\sigma_v$ и $\sigma_h$, можно с помощью обычных




Фиг. 11.2. Горизонтальные напряжения $\sigma_h$, вызванные треугольной вертикальной нагрузкой.

Диаграмма распространяется и на сдвигающие напряжения $\tau$, обусловленные горизонтальной нагрузкой [84].

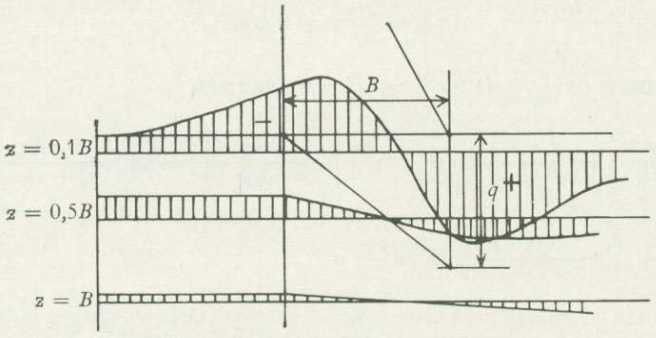



Фиг. 11.3. Сдвигающие напряжения $\tau$, вызванные треугольной вертикальной нагрузкой.

Диаграмма распространяется и на вертикальные напряжения $\sigma_v$, обусловленные горизонтальной нагрузкой [84].

формул вычислить главные напряжения $\sigma_1$ и $\sigma_2$ при ненаполненном и при наполненном водохранилище.

Основное положение, согласно которому вертикальная и горизонтальная нагрузки распределяются по треугольнику, достаточно условное. Современные методы расчета могут быть применены для более точного анализа




Фиг. 11.4. Горизонтальные напряжения $\sigma_h$, вызванные горизонтальной нагрузкой по треугольнику.

напряженного состояния плотины совместно с ее основанием. Зенкевич, например, используя метод конечных элементов, пришел к выводу, что скальные массивы способны сопротивляться растягивающим напряжениям или что может быть найдено решение «без растяжения» (no-tension solution) [504, 506] (фиг. 11.5).

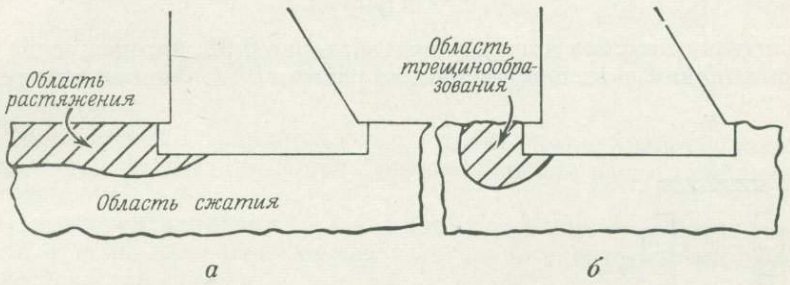
**11.3. Фильтрация в скальных основаниях плотин; цементация и дренаж.** *11.3.1. Давление воды в породе и взвешивающие силы.* Это очень сложная и в то же время очень важная проблема, стоящая перед инженерами, проектирующими плотины. Исследования, начатые после аварии 27 апреля 1895 г. плотины Бузи во Франции комиссией под руководством Мориса Леви, позволили прийти к выводу, что основными причинами разрушения были давление воды в трещинах в скальном массиве и взвешивающее гидростатическое давление в основании плотины. Осторожные устные рекомендации этой комиссии были затем выражены в практических указаниях об учете противодавления в подошве плотин, которое в общем виде сводится к тому, что взвешивающее давление в пятах плотин равно $\gamma y$, где

$y$ — глубина заложения подошвы сооружения ниже уровня воды, а $\gamma$ — удельный вес воды.

Как это показано на фиг. 11.6, у низовой грани плотины превышение уровней воды выше ее основания равно $y_0$, а сила противодавления $U$ выражена трапецеидальной эпюрой ($\gamma = 1$):

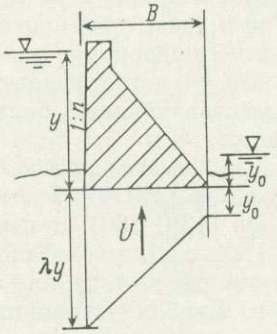
$$U = \gamma B \frac{(\lambda y + y_0)}{2},$$

где $\lambda = 1$, а $B$ — ширина подошвы плотины. Это уравнение равнозначно так называемому правилу Леви, точное выражение которого несколько отлично




Фиг. 11.5. Распределение напряжений под напорной гранью гравитационной плотины. *а* — первоначальное решение для упругой породы, допускающее растяжение; *б* — конечное решение «без растяжения» для трещиноватых пород [504].

и касается главным образом давления воды в трещинах в теле плотины. Правило Леви сейчас общепризнано и вопрос о проценте площади подошвы плотины, на которой развито повышенное противодавление, считается важнейшим вопросом ее устойчивости. Если бетон и контакт бетона с породой




Фиг. 11.6. Условие Леви для противодавления в основании плотины ($\lambda = 1$).

основания плотные и взвешивающее давление действует только в порах бетона или в порах породы, то значение коэффициента $\lambda$ соответственно уменьшается ($\lambda < 1$).

Ниже показано, насколько отношение $B/H$ гравитационной плотины шириной по основанию $B$ и высотой $H$ зависит от $\lambda$;

| | | |
|---|---|---|
| $\lambda = 100\%$, | противодавление | $B/H = 0{,}84$ |
| $\lambda = 67\%$, | » | $B/H = 0{,}76$ |
| $\lambda = 50\%$, | » | $B/H = 0{,}72$ |

Ряд исследователей пытались замерить взвешивающее давление непосредственно в бетоне, но безрезультатно. Используя современные технические средства, Лелиавски [267] насыщал поры бетона водой под давлением $p$ (фиг. 11.7); при более высоком давлении $p'$ это могло привести к разрыву бетона. Взвешивающая сила, соответствующая этому давлению, должна равняться $z = fAp'$, где $A$ — поперечное сечение испытуемого образца бето-

на, а $f$ — показатель, характеризующий процент площади $A$, на которую предположительно действует сила. В процессе испытаний Лелиавски прикладывал к образцу бетона нагрузку $N$. Повторяя опыты с давлением воды $p_1$, $p_2$, $p_3$, $p_4$, . . ., ему удалось получить следующие зависимости:

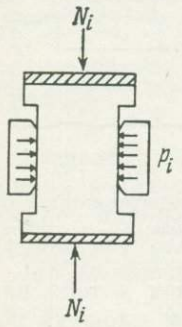
$$z+N_1=fAp_1, \quad z+N_2=fAp_2,$$

$$f=\frac{N_1-N_2}{A(p_1-p_2)},$$

$$z+N_3=fAp_3, \quad z+N_4=fAp_4,$$

$$f=\frac{N_3-N_4}{A(p_3-p_4)}.$$

Лелиавски получил для $f$ среднее значение 0,91, которое после введения некоторых технических поправок стало равным 0,84. Эту величину он и реко-




Фиг. 11.7. Принципиальная схема испытаний Лелиавски на поровое давление.

мендует принимать в расчетах. Однако большинство инженеров берут $f = 1{,}0$ и, следовательно, $\lambda = 1{,}0$ для несдренированных оснований плотин и $\lambda = 0{,}8$ или 0,9 для дренированных.

Необходимо подвергать ревизии все проекты, в которых для условий равновесия или нарастания напряжений принято значение $\lambda < 1$, если окажется, что действительное $\lambda$ больше расчетного. То же относится и к скальному основанию.

*11.3.2. Классические способы цементации оснований бетонных плотин.* 1. Противофильтрационные завесы. Согласно утверждениям Глоссопа [129, 130], цементация была впервые применена в Дьеппе, Франция, в 1802 г. Шарлем Бериньи. Она получила широкое распространение во Франции еще до того, как этот автор опубликовал ее описание в 1832 г.

В 1933 г. Люжон установил правила цементации оснований бетонных плотин, которые во многих случаях используют и сейчас. Он выделяет три типа цементационных работ:

1. При низких давлениях по всей площади основания плотины для скрепления бетона с породой и консолидации основания, нарушенного скальными работами (контактовая цементация),

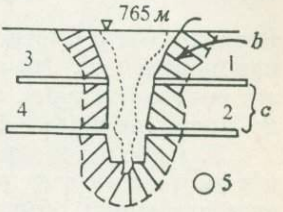
2. Под большим давлением для создания противофильтрационной завесы вдоль всей плотины.

3. Для создания завес в примыканиях плотины во избежание обходной фильтрации.

Хорошим примером технологии, предложенной Люжоном, может служить плотина Соте во Франции (фиг. 11.8). Цементация велась в условиях низкого давления под пригрузкой слоя бетона соответствующей толщины. Сначала бурились скважины глубиной (от подошвы плотины) 5 м, из которых верхние 3 м перекрывались тампоном, а нижние 2 м опробовались водой под давлением и цементировались. Затем скважины разбуривались и доводились до глубины 10 м; в нижних пяти метрах проводились гидравлическое испы-

тание и цементация и так до 15 м. Под конец скважины вновь разбуривались на полную глубину и весь процесс повторялся в обратном направлении — снизу вверх.

2. Единица Люжона и гидравлические испытания. Единица Люжона соответствует количеству воды в литрах в минуту, поглощенной породой на один погонный метр длины скважины под давлением 10 кг/см². Порода, поглощающая воду в количестве менее одной единицы Люжона, рассматривается как практически водонепроницаемая и не подлежащая цементации. Одна единица Люжона равна приблизительно $K = 10^{-5}$ см/с.




Фиг. 11.8. Плотина Соте.

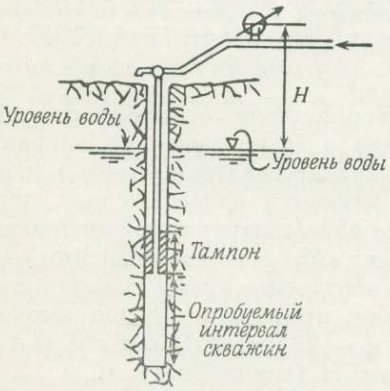
*b* — основная цементационная завеса под напорной гранью плотины; *c* — завеса, сделанная из штолен 1, 2, 3, 4 и из водосбросного тунеля 5 [284].

Гидравлические испытания в скважинах проводятся обычно на отрезках длиной 5 м; но если надо исследовать какие-либо отдельные трещины, длина участков сокращается.

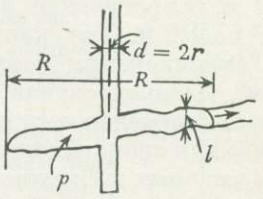
Эффективное давление воды, учитываемое формулой Люжона, равно, согласно фиг. 11.9,

$$p = p_{\text{eff}} = p_m + H/10 + \Delta p,$$

где $p_m$ — давление на манометре; $H$ — высота столба воды выше уровня воды в массиве (в метрах); $\Delta p$ — потери давления в трубах и в фитингах.




Фиг. 11.9. Разрез буровой скважины, оборудованной для цементации изолированных трещин.




Фиг. 11.10. Расход воды через одну трещину.

Если принять, что скважина диаметром $2r$ питает водой трещину шириной $e$ на площади $\pi R^2$, то расход воды $q$ в трещине составит (фиг. 11.10)

$$q = \frac{\pi}{6\eta \ln R/r} p e^3,$$

где $\eta$ — вязкость воды. Отношение $R/r$ очень мало влияет на величину $q$.

Таким образом,

1 единица Люжона соответствует $q = 5$ л/мин и $e = 0{,}1$ мм
10 единиц Люжона соответствуют $q = 50$ л/мин и $e = 0{,}2$ мм
100 единиц Люжона соответствуют $q = 500$ л/мин и $e = 0{,}5$ мм

Если $E$ — модуль упругости породы, а $p$ — давление воды, вызывающее увеличение ширины трещины $\Delta e$ [403], то

$$\Delta e = \alpha \frac{p}{E}$$

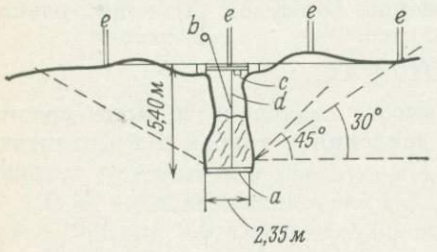
и

$$q = \frac{\pi}{6\eta \log R/r} p \left(e + \frac{\alpha}{E} p\right)^3 \cong Ap^4 \quad (A = \text{const}).$$

Расход воды $q$ быстро увеличивается с ростом давления и (для $e \cong 0$) пропорционален $p^4$. Это резкое увеличение не связано с разрывами породы (как это иногда считают), а вызвано упругим сжатием последней. Расход $q$ обратно пропорционален $E$ и обычно больше в более деформируемых породах.

3. Состав раствора и давление при цементации; частота расположения скважин. Люжон рекомендует применять обычный цемент, давление 35 кг/см² и водо-цементный фактор $B/Ц$ от 7 : 1 до 10 : 1. Если в течение 12 ч не удается зацементировать трещину, раствор следует сгустить и довести его до $B/Ц$ от 5 : 1 до 3 : 1. Работа должна быть прекращена, если расход раствора не превышает 25 л/мин на 1 м при давлении $p = 45$ кг/см².

В настоящее время применяют цементы тонкого помола с размерами зерен не более 45 мкм; в некоторых случаях это позволяет эффективно работать




Фиг. 11.11. Испытания с домкратами для плотины Олт-на-Леридж.

*a* — шесть плоских домкратов Фрейсине диаметром 870 мм каждый; *b* — ручной насос; *c* — дефлектометр; *d* — металлическая труба-стойка; *e* — рейка для измерения вертикальных перемещений.

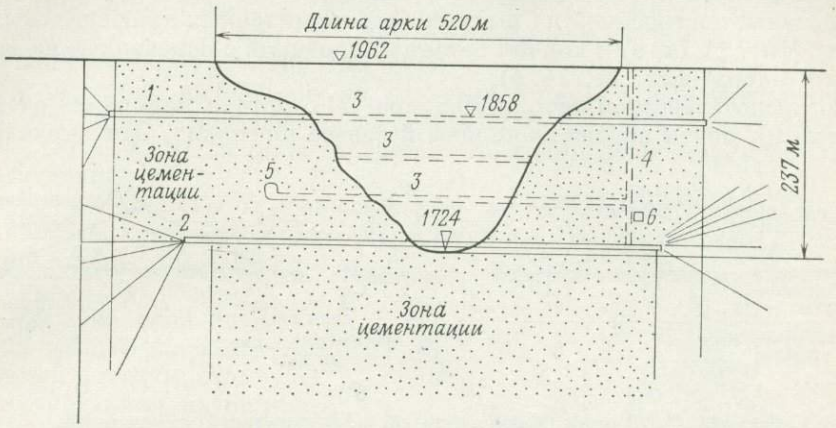
с низкими давлениями ($p \cong 10$ кг/см²). Американские специалисты рекомендуют назначать давление при цементации в зависимости от мощности перекрывающего слоя породы или бетона и придерживаться нормы 1 кг/см² на 4,20 м. Европейские инженеры придерживаются более высоких норм: 1 кг/см² на 1,0 м. Так, например, на глубине 45 м следует применять давление по американским нормам не более 11 кг/см², а по европейским — до 45 кг/см². Однако правила, разработанные в настоящее время американским Обществом инженеров-строителей, допускают применение более высоких давлений: для слоистых пород на глубине 45 м — 22 кг/см² (0,5 кг/см² на 1 м), а для массивных на глубине 40 м — 45 кг/см² (1,1 кг/см² на 1 м).

Как это показано на фиг. 11.10, давление $p$, действующее на площади $\pi R^2$, вызывает в трещине взвешивающее давление $U = p\pi R^2$. Возникает обычный в таких случаях вопрос: насколько это давление опасно? Наиболее точный ответ может быть получен экспериментальным способом. Так было сделано на плотине Олт-на-Леридж [198].

К скальному массиву площадью 4,3 м (фиг. 11.11) была приложена сила противодавления, колеблющаяся от $U = 1000$ до $U = 4400$ т, созданная с помощью плоских домкратов, заложенных в массиве. При увеличении давления от 23 до 102 кг/см² домкраты лопнули до того, как в породе произошли значительные изменения. Наблюдались только небольшие подвижки, вызванные, вероятно, возникновением внутри массива новых трещин. Домкраты были установлены на глубине всего 5,5 м от скальной поверхности [19]. Разумеется, на такой глубине цементацию при таких больших давлениях никто делать не стал бы. Испытания косвенно подтвердили способность

плотных скальных пород выдерживать высокие давления при цементации. Со слабыми породами результаты были бы иными.

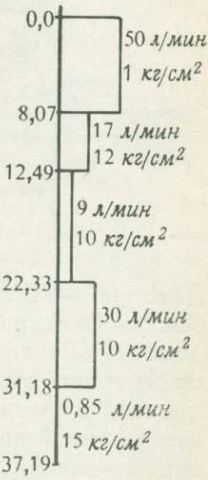
Другим приближенным критерием допустимого давления цементации может служить потенциальное гидростатическое давление, передаваемое




Фиг. 11.12. Схема цементации в основании арочной плотины Мовуазен высотой 237 м:
*1* — цементационная галерея на отметке 1858; *2* — глубокая цементационная галерея, отметка 1724; *3* — смотровые галереи; *4* — подъемник; *5* — туннель к ГЭС Фионней; *6* — водосбросный туннель.

на породу при заполнении водохранилища. Давление цементации должно превышать напор подземных или фильтрационных вод. Цементацию лучше вести из глубоких галерей, нежели непосредственно с поверхности основания. Так, например, завеса в основании плотины Мовуазен (фиг. 11.12) была сделана из галереи на глубине 237 м ниже гребня плотины.

Расстояние между инъекционными скважинами выбирается на основании опытных работ. В плотных породах оно равно вначале 12—6 м. После гидравлических испытаний и пробной цементации первых скважин строятся графики изменения поглощения воды и цемента с глубиной, используемые для определения необходимости сгущения сети скважин с сокращением шага иногда до 1,0 или 0,5 м (фиг. 11.13). В правом фильтрующем примыкании плотины Кариба инъекционные скважины располагались по шестиугольнику.




Фиг. 11.13. Плотина Шпиталлам. Диаграмма поглощения воды [284].

В литературе описано несколько случаев выпора породы под действием цементации [500] с приложением диаграмм зависимости деформаций от давления нагнетания и от времени. Были зарегистрированы смещения от 0,05 до 0,06 мм при давлении от 3 до 6 кг/см². Но некоторые графики Зарубы указывают на деформации до 160 мм. В этом отношении он рекомендует следующие эмпирические выражения:

для плотных пород с преобладающей субвертикальной системой трещин:

$$p = 0{,}31H + 0{,}02H^2;$$

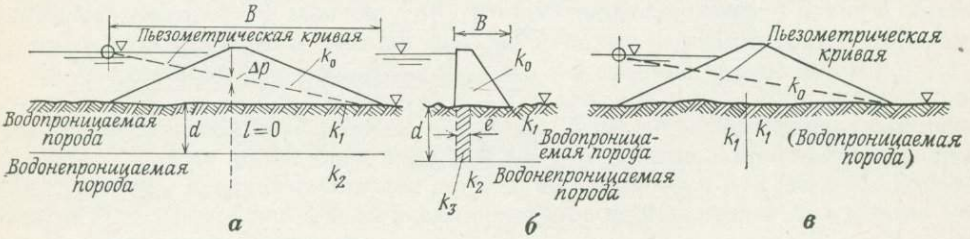
для слабых пород с горизонтальной слоистостью:

$$p = 0{,}25H + 0{,}005H^2.$$

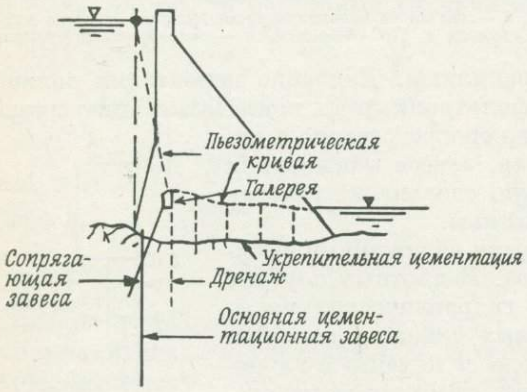
4. При инъекции применяются и более сложные растворы: битумные, силикатные, цементные с добавлением силиката, песка, опилок, золы и даже гравия [284, 56].

*11.3.3. Критические соображения Казагранде; современные взгляды на инъекцию и дренаж.* В январе 1961 г. на первых Ранкиновских чтениях в Институте гражданских инженеров в Лондоне, рассматривая процесс цементации, Казагранде доказывал бесполезность этого метода для снижения фильтрационного противодавления в основании плотин. Он начал с земляной плотины, построенной на рыхлых водопроницаемых аллювиальных отложениях (фиг. 11,14, *а*) и кончил бетонной плотиной с основанием из прочных плотных пород (фиг. 11, 14, *б*).

Согласно известной теории Дахлера [71], потеря напора на очень тонкой ($e \cong 0$), почти водонепроницаемой завесе ничтожна. Эти высказывания




Фиг. 11.14. Теория Казагранде об эффективности цементации.




Фиг. 11.15. Пьезометрическая кривая в основании бетонной плотины.

Дахлера — Казагранде нашли свое подтверждение в результатах наблюдений за фильтрацией под земляными плотинами, показавших почти прямолинейную потерю напора и столь малый перепад давления $\Delta p$ на завесе, что практически с ним можно было не считаться. Быстрая реакция на эту теорию привела к мысли о том, что во всех случаях толщина $e$ завесы должна быть достаточно большой. Примером могут служить плотины Сер-Понсон и высокая Асуанская, толщина завес под которыми весьма существенная. Под бетонными плотинами увеличение потери напора на завесе пропорционально отношению $e/B$, где $B$ — ширина плотины по основанию.

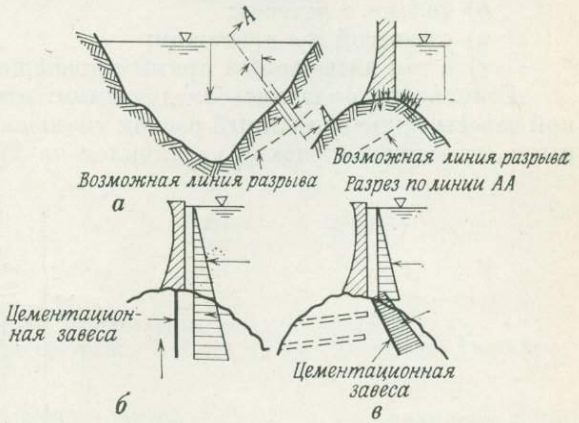
Тезисы Казагранде легче воспринимаются, если считать основание земляной плотины водопроницаемым на большую глубину (фиг. 11.14, *в*). Этот автор опубликовал несколько диаграмм, подобных изображенной на фиг. 11.15, показывающих, что пьезометрическая кривая, замеренная под бетонной плотиной, зависит больше от положения дренажной системы, чем от противофильтрационной завесы. Он пришел к заключению, что дорогостоящая цементация бесполезна и что значительно более дешевая дренажная система является эффективным способом влияния на пьезометрическую поверхность вдоль основания плотины.

Теория противодавления и линий равных напоров была разработана задолго до Казагранде; считалось, что они зависят не от абсолютного зна-

чения водопроницаемости $k$ среды, а от относительной водопроницаемости зацементированной и незацементированной породы, т. е. $k/k_2$. Фильтрационный расход под плотиной прямо пропорционален абсолютному значению $k$. Считалось также, что основная цель цементации — не снижение противодавления (при проектировании коэффициент противодавления принимается обычно равным $\lambda = 0{,}80$ или 1,0), а борьба с фильтрацией и потерями воды под плотиной и в обход нее [189, 194, 197].

Давление воды измеряется на контакте бетона с зацементированной породой, где на всем протяжении подошвы плотины $k$ приблизительно одинаковый (фиг. 10.15). Этим объясняется прямолинейный характер линии противодавления.

Казагранде сделал свои сообщения спустя год после катастрофы на плотине Мальпассе, когда многие инженеры были заняты пересмотром основных положений проектирования плотин и приходили к выводу, что главной проблемой является анализ общей устойчивости бетонной плотины совместно с ее основанием, видоизмененным цементацией и дренажом [197, 203, 279]. Стало очевидным также, что все вопросы так тесно переплетаются друг с другом, что ни один из них нельзя рассматривать в отрыве от других (фиг. 11.16).




Фиг. 11.16. Схематическое изображение условий устойчивости плотины в зависимости от положения противофильтрационной завесы [196].

Пахер и Мюллер изучали примыкания арочной плотины Куробе IV в Японии, применяя разработанный Мюллером и Йоном способ определения интенсивности и главного направления трещиноватости скального массива. В 1962 г. Пахер и Йокота доложили в Зальцбурге о своих исследованиях в области фильтрации. Йокота [494] пришел к выводу, что фильтрация воды в сильно трещиноватых породах подобна фильтрации в однородной пористой среде и что, следовательно, она подчиняется закону Дарси. Сравнение результатов пьезометрических наблюдений в скважинах с данными лабораторных исследований покажет, насколько этот вывод правомерен. (Все теории, развитые Казагранде, безоговорочно опираются на этот вывод.) Если закон Дарси применим, то применимы и быстрые способы испытаний методом электрических аналогий.

Йокота описал свои исследования эффективности противофильтрационных завес методом электрических аналогов, а также изучение дренажных устройств на плоских и объемных моделях с применением агарового желатина. Эффективность цементационной противофильтрационной завесы может быть выражена отношением

$$\eta = \frac{K_1 - K_2}{K_1},$$

где $K_1$ — коэффициент фильтрации до цементации, а $K_2$ — после цементации. Пористость завесы равна

$$1 - \eta = \frac{K_2}{K_1}.$$

Более точное определение можно дать, исходя из расходов воды до и после цементации:

$$\eta = \frac{q - q_2}{q_1}.$$

В соответствии с этим коэффициент пористости равен

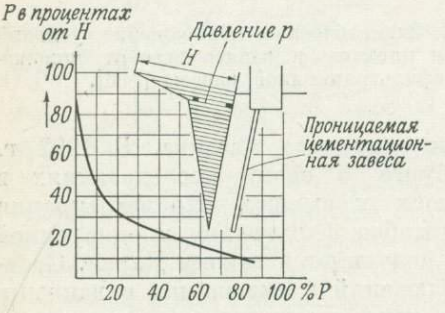
$$p = \frac{q_2}{q_1}.$$

Конечной целью этих исследований было составление проекта цементационной завесы и дренажных устройств в основании плотины Куробе IV. Они показали возможность заложения дренажных скважин диаметром 56 мм с шагом 10 м.

Испытания на объемной модели велись по четырем схемам:

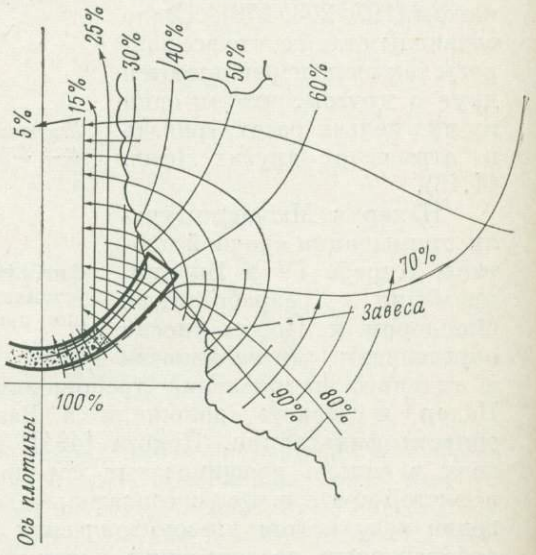
а) без завесы и без дренажа;
б) только с завесой;
в) с завесой и с дренажом;
г) с так называемым прямым дренажом в добавление к схеме *в*.

Результаты оказались следующими: при наличии только цементационной завесы фильтрационный расход уменьшился на 10%, с завесой и дренажными скважинами расход увеличился на 27%, но уровень воды в породах




Фиг. 11.17. Диаграмма распределения давления в проницаемой цементационной завесе.

*P* — пористость завесы; *p* — давление [357].




Фиг. 11.18. Цементационная завеса в основании плотины Куробе IV.

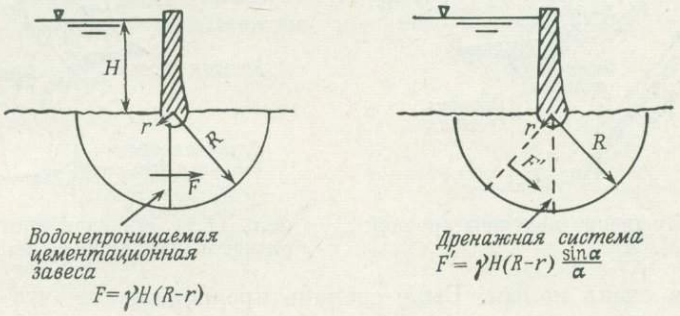
Фильтрационный поток. Пунктир с точкой — цементационная завеса; тонкие линии — эквипотенциальные линии; стрелки — линия токов [357].

нижнего бьефа снизился на 65% первоначального. Йокота сформулировал свои выводы так: «Цементационная завеса нужна для перекрытия крупных отверстий или пустот. Очень трудно создать так называемый водонепроницаемый экран». Он нашел также, что дренаж — очень эффективный способ снижения гидростатического давления. Его выводы подтверждают мнение, что цементационные завесы и дренажные системы надо применять одновременно (фиг. 11.16, *в*) [197, 203].

Пахер изучал общую устойчивость скальных примыканий плотины Куробе IV. Результаты некоторых его исследований в области линий токов и градиентов давления фильтрационного потока в однородных зацементированных породах показаны на фиг. 11.17 и 11.18. Он пришел к заключению,

что противофильтрационные завесы должны иметь наклон и форму в плане, приспособленные к местным условиям. Анализ фиг. 11.18 показывает, что поворот в плане завесы может способствовать повышению эффективности скального массива, служащего упором для арочной плотины с низовой стороны завесы.

Исследования в том же направлении велись во Франции Лондом и Сабарли [279, 403], которые пришли к аналогичным заключениям. В подтверждение своих выводов Сабарли опубликовал две схемы, показывающие действие сил $F$ и $F'$ на скальное основание, в одном случае при наличии противофильтрационной завесы, а в другом в условиях дренажа основания плотины (фиг. 11.19). Простой расчет показывает, что $F' = F \sin \alpha/\alpha$. Направление $F'$, несомненно, более выгодное, чем $F$. Сабарли подтверждает тезис




Фиг. 11.19. Схематическое изображение действия силы $F$ на противофильтрационную завесу и силы $F'$ на дренажную систему.

Казагранде о значительно большем влиянии дренажа по сравнению с завесой на снижение противодавления под плотиной. Его выводы сводятся к тому, что в мало проницаемых породах цементация неэффективна и для снижения гидростатического давления предпочтительно устройство дренажной системы.

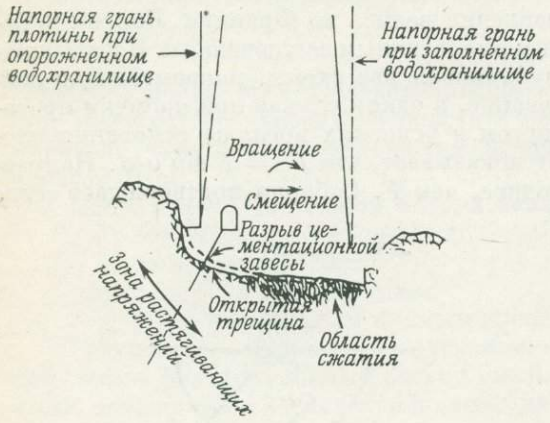
В сильно водопроницаемых породах цель цементации — снизить фильтрационный расход по трещинам в скальном массиве, так как при слишком большом расходе дренаж может захлебнуться или может начаться размыв заполнителя трещин.

Очень большая завеса была сделана в основании плотины Камараса в Испании. Так как потери воды на фильтрацию под напором могли превысить среднегодовой приток воды в водохранилище (около 11 м/с), большую цементационную завесу создали на плотине Докан в Ираке [231]. В этих и в некоторых других случаях необходимость цементационных работ диктовалась экономическими соображениями.

Сабарли, как и некоторые другие авторы [197], исходя из возможности арочных плотин поворачиваться на своем основании, рекомендуют устройство наклонных завес. Вращение в добавление к радиальным перемещениям плотины может привести к раскрытию трещин и разрывам цементационной завесы в основании ее напорной грани (фиг. 11.20). Явления эти менее развиты в основании арочных плотин двойной кривизны и гравитационных плотин, возможность вращения которых более ограниченная.

Сабарли описывает случай с арочной плотиной с вертикальной цилиндрической напорной гранью и вертикальной противофильтрационной завесой под ней. Последняя была усилена короткой наклонной завесой, пройденной из галереи в теле плотины (фиг. 11.21). Плотина хорошо работала в течение ряда лет. Во время опорожнения водохранилища из этой галереи были пробурены пьезометрические скважины, которые при последующем наполнении водохранилища до отметки на несколько метров ниже максимальной неожи-

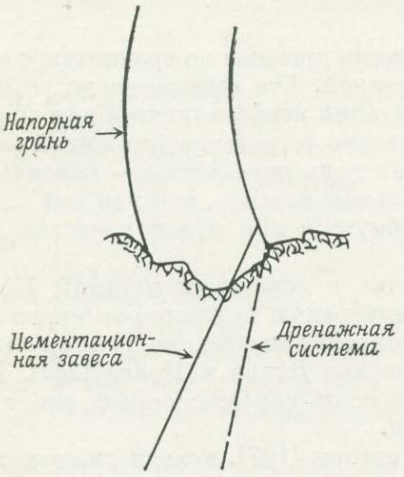
данно начали фонтанировать. С дальнейшим повышением горизонта верхнего бьефа дебит отдельных скважин достиг 1200 л/мин, что, учитывая малый диаметр последних, представляет собой внушительную величину. Тогда с низового откоса плотины были пройдены дренажные скважины, но расход



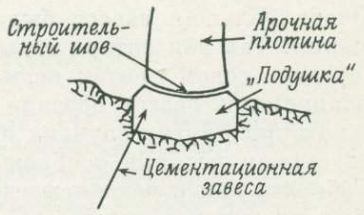

Фиг. 11.20. Вращение подошвы арочной плотины [403].

Фиг. 11.21. Арочная плотина с цилиндрической напорной гранью [403].

их оказался очень малым. Было сделано предположение, что в результате поворота плотины в ее основании, очевидно, вблизи контакта бетон — скала, раскрылась трещина, через которую вода поступала в пьезометрические




Фиг. 11.22. Рекомендуемое положение цементационной завесы.




Фиг. 11.23. Арочная плотина с перимет-ральной «подушкой» (по Семенца).

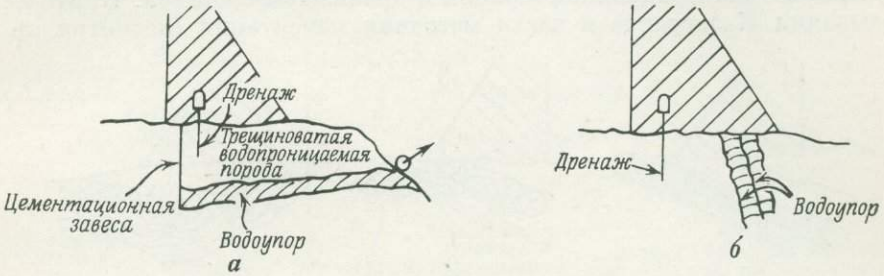
скважины непосредственно из верхнего бьефа, в количестве

$$q = Ah_1e^3,$$

где $e$ — ширина трещины, увеличивающаяся с повышением уровня водохранилища; $h_1$ — действующий напор. Взвешивающее гидростатическое давление в подошве плотины при этом увеличилось пропорционально третьей степени значения $e$ и возрастало по мере вращения плотины. В качестве меры борьбы с фильтрацией и ростом противодавления Сабарли рекомендовал устройство новой завесы и дренажа, расположенных таким образом, как это показано на фиг. 11.22. Это мероприятие могло только прекратить увеличе-

ние фильтрации из верхнего в нижний бьеф, но не способствовать уменьшению противодавления, т. е. не решало главной проблемы, связанной с устойчивостью плотины.

Считается что путем правильного подбора профиля плотины можно воспрепятствовать значительному вращению ее на своем основании, а следовательно, не допустить образования в последнем новых трещин. В этом отношении очень эффективно предложение итальянских инженеров укладывать в нижней части плотины «подушки» или «седла». Последние представляют собой плиту, перераспределяющую напряжения по периметру основания. Подушка отделена от самой плотины периметральным швом, цементируемым после осадки ее основания, но до начала наполнения водохранилища (фиг. 11.23). Шов этот можно и не закрывать, а уплотнять упругим материалом. Такая конструкция способствует распределению и выравниванию на большой площади сжимающих усилий, передаваемых сооружением




Фиг. 11.24. Типичные геологические условия.
*а* — благоприятные для устройства цементационной завесы;
*б* — неподходящие для цементационной завесы, если не будет предусмотрен дренаж.

на основание, препятствует значительным поворотам в основании плотины и амортизирует (упругим заполнителем шва) небольшие вращательные движения ее оболочки. Сходная с этим конструкция применена инженером Жико на плотине Шиффенен с целью компенсировать разницу в модулях упругости ее основания в русле и в склонах долины реки.

Другая цель цементационных работ — укрепление, консолидация трещиноватых скальных массивов. Инъекции уплотняют породы, повышают их модуль деформации. Инженер Семенца успешно применил цементацию в примыканиях высокой арочной плотины Вайонт. До этого Коин широко использовал этот метод для консолидации оснований арочных плотин Кастийон и Шодан. Несколько позднее укрепительная цементация была применена при строительстве плотин Кариба и Докан.

*11.3.4. Геология и цементация скальных оснований.* Вопросы геологического строения скальных оснований в предыдущих разделах почти не рассматривались. Скальные породы делились на водонепроницаемые и сильно водопроницаемые и характеризовались критерием Люжона. Однако необходима более детальная геологическая характеристика скальных массивов.

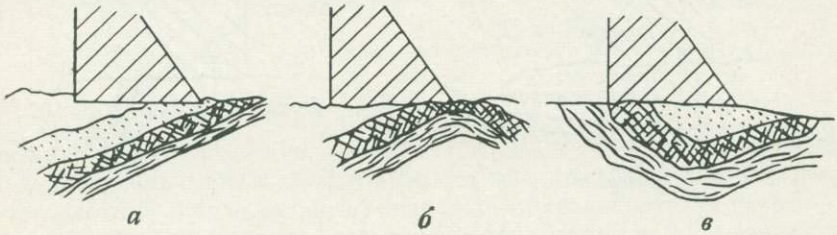
Надо иметь четкое представление о главных системах трещин и более крупных разрывных нарушениях. Проникновение раствора в трещины зависит не только от их раскрытия, но и от их способности расширяться. Раствор легче проникает по трещинам, нормальным к наименьшим естественным напряжениям. Поэтому желательно, чтобы геомеханические исследования скальных оснований включали изучение напряженного состояния массива.

На фиг. 11.24, *а*, *б*, показаны характерные геологические условия. В первом случае (*а*) скальный массив обеспечивает естественный дренаж основания плотины и никакие дополнительные мероприятия для снижения противодавления не нужны. Во втором случае (*б*) искусственный дренаж

как мера борьбы с гидростатическим давлением совершенно необходим. В геологических учебниках приводятся случаи, подобные показанным на фиг. 11.25, *а—в*. Перечень различных геологических условий, способствующих естественному отводу фильтрационных вод в нижний бьеф или, наоборот, задержанию их под плотиной и повышению противодавления до величины $\lambda \geqslant 1$, может быть бесконечным.

Такой анализ недостаточен, так как, рассматривая устойчивость оснований и примыканий плотин, необходимо учитывать пластические свойства скальных массивов.

*11.3.5. Общая устойчивость скальных примыканий.* За последнее время в этой области были проведены весьма серьезные исследования. Рассматривалась устойчивость бетонных упоров совместно с их скальным трещиноватым основанием в условиях наиболее неблагоприятного развития взвешивающего гидростатического давления. Это единственный путь для выбора между противофильтрационной завесой и дренажной системой. Критические высказывания Казагранде в части методики цементации (несмотря на то,




Фиг. 11 25. Типичные геологические условия.

что часть его резких заключений следует отбросить) заставили проектировщиков плотин искать новые решения в этой области.

Эти решения сводятся к следующему:

1. Изучать геологическое строение и структурные особенности участка, в том числе более детально разрывные нарушения, трещиноватость, механические, упругие и пластические свойства пород.

2. Определять «линии сил» (lines of forces), вдоль которых осевое давление плотины передается на скальный массив. Проводить исследования на моделях (см. следующий раздел).

3. Оценивать возможные структурные изменения в скальном массиве под действием напряжений и деформаций, передаваемых на породы плотиной. Под действием растягивающих напряжений могут возникать зоны, в которые вода проникает свободно, без потери напора. Зоны сжатия, наоборот, становятся водонепроницаемыми. Это хорошо подтверждается исследованиями Берне в лаборатории Парижского политехнического института.

4. Изучать линии фильтрационного потока. В изотропной среде можно применять методику Пахера. Если напряженно-деформированный массив становится анизотропным, оценивать возможные изменения коэффициента фильтрации $k$ ($k_{\text{растяж}}/k_{\text{сжат}}$) и учитывать эти изменения в расчетах. По разрывным нарушениям гидростатическое давление может без потерь передаваться на большую глубину. Эти рекомендации сделаны Фумагалли [120] на основании лабораторных исследований скальных примыканий плотин.

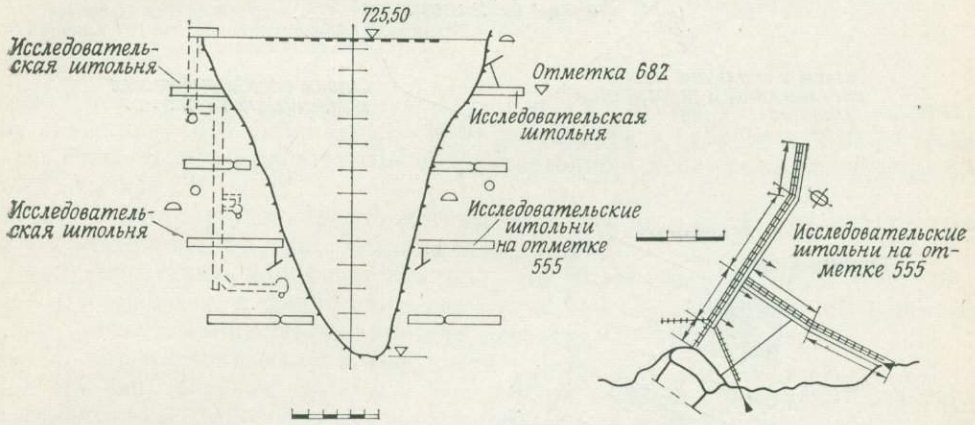
5. Условия развития противодавления в скальных массивах в основании и в примыканиях плотин могут быть вычислены с учетом положений, приведенных выше в пунктах 3 и 4. Это прочная основа для оценки общей устойчивости оснований плотин.

Некоторые основные правила такого рода расчетов были доложены Лондом и Сабарли [279] на VIII Конгрессе по высоким плотинам в Эдин-

бурге. Печальная тень катастрофы Мальпассе послужила фоном, на котором стали интенсивно проводиться поиски новых методов проектирования. Начались модельные исследования в дополнение к проектным проработкам для решения вопросов укрепления и усиления скальных массивов.

**11.4. Проектирование и строительство плотин в настоящее время.** Основные принципы проектирования, приведенные выше в разделах 11.1—11.3, могут быть сопоставлены с общим прогрессом в проектировании оснований высоких плотин. Ниже описываются способы обеспечения безопасности плотин в трудных условиях, примененные за последнее время. Усовершенствована методика исследований скальных примыканий на геомеханических моделях, больше внимания уделяется дренажным устройствам и в трудных случаях применяется укрепление скальных массивов анкерами и цементацией под большим давлением.

*11.4.1. Геомеханические модели оснований плотин.* Технология испытания на моделях проектируемых плотин, главным образом арочных, впервые




Фиг. 11.26. Плотина Вайонт; расположение исследовательских штолен.

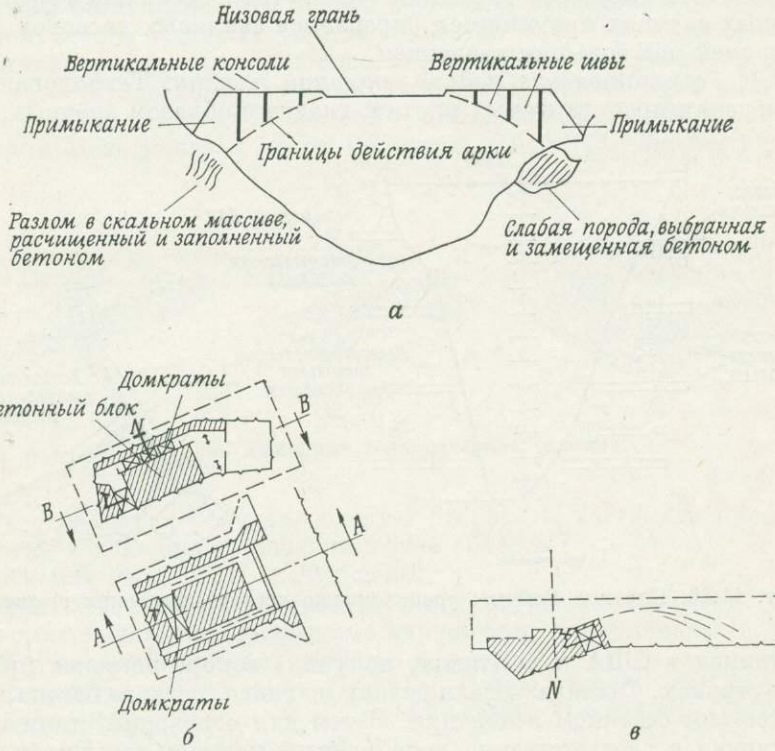
разработанная в США и в Италии, получила вскоре широкое применение в других странах. Сначала модели делали из гипса, легкого бетона или резины на жестком бетонном основании. Затем для оснований стали использовать материал с соответственно подобранным модулем упругости. Позднее в моделях стремились отразить геологическое строение, трещины и другие разрывные нарушения оснований и испытывать их до разрушения. Некоторые примеры таких исследований весьма поучительны.

1. Плотина Вайонт, высота 261,6 м (фиг. 11.26), построена на сильно трещиноватых известняках, модуль упругости $E$ которых по данным лабораторных испытаний на образцах находится в пределах 787 000—852 000 кг/см$^2$. Наибольшие значения модулей относятся к нижней части долины. Полевые исследования этих пород в штольнях показали модули $E$ порядка 100 000—300 000 кг/см$^2$. Была сделана модель плотины и ее основания с тщательным отображением на ней неоднородности основания по модулю $E$, с тем чтобы сопоставить ее напряженно-деформированное состояние с состоянием обычной модели с однородным основанием [359, 360].

Однако главной проблемой были не упругие свойства пород основания, которые изменялись в известных и умеренных пределах, а трещиноватость массива. В связи с этим была построена модель, основание которой было сложено из параллелепипедальных блоков, сделанных из гипса с добавлением сульфата бария. Блоки подгонялись так, чтобы возможно точнее отобразить на модели три главные системы трещин в скальном массиве. Швы между блоками заполнялись клеем разного состава, что позволяло отобразить раз-

личные коэффициенты шероховатости. Несколько более крупных нарушений, часть из которых прослеживалась параллельно бортам долины, было воспроизведено на модели соответствующей распиловкой блоков.

Отклонение гребня плотины на модели с низким коэффициентом трения оказалось в пять раз больше, чем на модели с массивным однородным нетрещиноватым основанием. Последующие измерения на прототипе плотины показали бо́льшую деформацию, чем на однородной модели, но значительно меньшую, чем на блочной. Модели были доведены до разрушения. Одна из них разрушилась, когда неожиданно лопнул резиновый водоупорный лист, прикрывавший основание, и вода стала фильтровать через блоки,




Фиг. 11.27. Плотина Куробе IV.

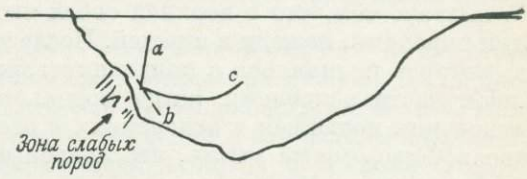
*а* — плотина; *б* — сдвиговые испытания в штольнях с бетонными блоками и с блоками породы; *в* — сдвиговые испытания на поверхности скального массива.

изображавшие трещиноватый скальный массив. Это явилось наглядным примером реальной опасности фильтрации воды и развития полного противодавления в трещинах скального массива.

Одновременно с этими исследованиями проводился большой объем полевых работ по изучению свойств и смещений скальных пород. Изучалась вибрация внутри скального массива во время производства взрывных и бетонных работ. Определялись скорости распространения упругих волн и по ним динамические модули упругости массива до и после цементации. Пройдено пять специальных исследовательских штолен, в которых определялись модули $E$ посредством статических нагрузок гидравлическими домкратами и методом напорных камер и велись экспериментальные исследования трения и сцепления пород в массиве. Проводились наблюдения за смещениями в скальных примыканиях в направлениях приложения к ним нагрузки от плотины и перпендикулярно ему. Деформации и смещения в основании плотины замерялись посредством отвесов, установленных в шах-

тах, пройденных в скальном массиве. Геодезическими методами наблюдалось смещение берегов водохранилища. Велись измерения напряжений и деформаций тросовых анкеров, заложенных в верхних частях примыканий плотины для укрепления последних.

2. При проектировании плотины Куробе IV в Японии велись исследования на моделях, в том числе на моделях, детально отображающих отношение $E_{бет}/E_{пор}$ и наиболее крупные разрывные нарушения в основании плотины. Дополнительно велись исследования и расчеты (на аналоговых счетных машинах) линий равных напоров фильтрационного потока в примыканиях плотины [494, 357]. Особое внимание




Фиг. 11.28. Схема разрушения модели плотины Танг-е-Сулейман, Иран.
*а* — трещина, вызванная изгибом; *б* — трещина скола в бетоне, вдоль основания плотины; *в* — горизонтальная трещина скола [257].

обращалось на цементационную завесу и дренажные устройства, отличные от общепринятого типа. Завеса была выдвинута в сторону верхнего бьефа.

Тщательно разработанные и дорогостоящие исследования проводились [228] с целью:

*а*) регистрации и характеристики всех трещин в скальном массиве (простирание, падение, ширина и т. д.);
*б*) испытания породы в штольнях на сжатие и на сдвиг;
*в*) определения физических свойств и прочности породы вблизи подошвы плотины на поверхности массива;
*г*) определения модуля упругости породы.

На фиг. 11.27, *а* показаны трещины в правом примыкании плотины, а на фиг. 11.27, *б* — устройство для наклонных испытаний на сдвиг in situ, в том числе испытаний скальных целиков. На фиг. 11.27, *в* изображены те же испытания на поверхности скалы.

3. Плотина Танг-е-Сулейман в Иране, высота 100 м, с центральным углом 73° (фиг. 11.28). Проводились исследования по сопоставлению на однородных и неоднородных моделях. Принятые для оснований последних модули $E$, определенные Лиссабонской лабораторией [257], приведены в табл. 11.1.

Таблица 11.1

| | 1000 кг/см² | | Известняки | Породы, переходные к известнякам |
|---|---|---|---|---|
| | Песчаники | Аргиллиты | | |
| Высушенные | 185 | 238 | 798 | 541 |
| Водонасыщенные | 115 | 188 | 715 | 535 |
| По данным испытаний в штольнях с домкратами | 70—150 | 160—500 | 90—420 | 50—60 |

Первые испытания были проведены Рохой и Серафимом в Лиссабоне на двух моделях, сделанных из обожженного гипса ($P$), диатомита ($D$) и воды ($W$) в пропорции $W/P = 2$ и $P/D = 2$. Для плотины и ее основания были приняты одинаковые модули упругости. Модели загружались ртутью. На втором этапе исследовались еще две модели с отношением $E_{пор}/E_{бет} = 1:2$ для

известняков и $E_{пор}/E_{бет} = 1 : 4$ для песчаников и аргиллитов. Материал модели был следующим:

| | |
|---|---|
| $W/P = 2$ | $D/P = 0{,}5$ для плотин |
| $W/P = 2{,}9$ | $D/P = 1$ для известняков |
| $W/P = 1{,}2$ | $D/P = 5$ для песчаников и аргиллитов |

Испытания показали, что при более податливом основании арочный эффект, особенно в верхней части плотины, становится более отчетливым, а консольный менее заметным; в целом общее напряженное состояние плотины уменьшается, значительно меньшим становятся изгибающие моменты. Сжатие с низовой стороны арок, в частности в верхних арках, увеличивается, что вызвано тем, что в верхней своей части основание сложено более твердыми породами, нежели в нижней. Исследования велись до разрушения модели, которое начиналось с появления вертикальных трещин сжатия в более слабой части основания, когда модель начинала дробиться, и (или) с возникновения подвижек в основаниях в этой же зоне. Последние наблюдения навели Серафима на мысль, что подобные явления явились причиной катастрофы плотины Мальпассе.

Значительно более опасными являются локальные резкие изменения модуля породы $E_{пор}$, чем общий, но равномерно низкий модуль. Очень тонкие арочные плотины хорошо приспосабливаются к значительным равномерным деформациям скального основания и гораздо хуже к местным перенапряжениям, вызванным резкими изменениями значения $E_{пор}$ по периферии основания. Центральный угол арки плотины Танг-е-Сулейман в плане составляет только 73° по сравнению с чаще применяемыми углами 110° или 125°. Такая форма плотины проверялась на модели и приспосабливалась к рельефу долины с тем, чтобы усилия от арок плотины наилучшим образом передавались на скальный массив.

На XIII конгрессе в Зальцбурге Мюллер особо подчеркивал, что, по его мнению, центральный угол 120° во многих случаях слишком велик и способствует передаче на массив арочных усилий в невыгодных направлениях. В некоторых случаях при меньшем центральном угле передаваемые на основание усилия обусловливают повышение его устойчивости. В качестве примера можно привести плотину Танг-е-Сулейман.

4. Исследования в лаборатории ISMES в Бертамо, Италия, были направлены на дальнейшее усовершенствование методов проектирования арочных плотин и оценки устойчивости их оснований. В частности, путем перегрузки модели изучался процесс возможного разрушения скального основания. В моделях закладывались низкие характеристики трения по разрывным нарушениям, полученные опытами in situ на плотинах Селва ($\phi = 25°$) и Гран-Чарево ($\phi = 13°$), и отображалось геолотическое строение и структура скальных массивов, наблюденные в натуре.

Тщательно изучались перемещения породы с низовой стороны плотин и прогрессирующее развитие трещин в их основании. Исследования показали, что дислокации и поверхностное трещинообразование в примыканиях арочных плотин происходят прежде всего на высоких отметках (плотина Селва). Хрупкость пород в приповерхностных участках основания представляет большую опасность, так как приводит к общему разрушению, которое может наступить сразу, без каких-либо видимых предварительных признаков. Во избежание этого врезка плотины в скальный массив должна быть достаточно глубокой [118—121].

Вторая фаза, ведущая к полному разрушению модели,— сдвиг в основании самых низких частей плотины, наступающий в конце испытаний. Такое вязко-пластичное разрушение всего скального основания является менее непредвиденным. Обычно ему предшествуют большие, медленно развивающиеся деформации.

По окончании модельных испытаний плотины Селва ее скальные упоры были слой за слоем разобраны и осмотрены, что позволило установить характер образования трещин на различных уровнях. Обнаружилось, что на высоких отметках дислокация блоков сопровождалась серией поверхностных локальных трещин. В нижних зонах, вблизи верховых бетонных упоров арок, развивался процесс пластического сжатия, вызванный исключительно высоким трехосным напряженным состоянием в этой области. Влияние разломов было небольшим. Только по двум из них наблюдались подвижки, согласные с падением трещин.

Испытания модели плотины Селва проводились с приложением полного гидростатического давления к вертикальной противофильтрационной завесе внутри скального массива.

Исследования плотины Пляс-Мулен на объемной модели в масштабе 1 : 70 показали, что первые горизонтальные трещины на низовой грани плотины появлялись при нагрузках, в 4—6 раз превышающих расчетные. Полное разрушение модели произошло при превышении в 5,1 раза и, возможно, было связано с уплотнением породы по всей площади основания (гл. 13) [352, 120]. В связи с этим были проведены дополнительные исследования на плоских моделях из пемзо-цементного раствора, отвечающих наиболее характерным и сильно нагруженным аркам, с целью изучить статические условия скального массива с низовой стороны упоров.

Четыре арки на различных уровнях, от гребня до подошвы плотины, испытывались сначала при «эквивалентных гидростатических» нагрузках, а затем нагрузка была увеличена до разрушения моделей, с тем чтобы определить соответствующие коэффициенты запаса. Гидростатическое давление прикладывалось не только к верхним выпуклым очертаниям арок, но и к линии противофильтрационной завесы в скальном основании. Отпор части скальных пород, расположенных с верховой стороны завесы, в расчет не принимался. Напряжения и деформации в «породе» замерялись в четырех направлениях, и по этим данным определялись главные напряжения.

*11.4.2. Примеры из практики дренажа скальных оснований (арочных плотин).* Согласно Казагранде, «дренажные завесы» в США состоят из скважин диаметром 76 мм с шагом от 1,50 до 3,0 м. Дренаж оснований гравитационных плотин производится повсеместно. Сведений о дренажных устройствах в основаниях и в примыканиях арочных плотин опубликовано мало. Можно полагать, что в этом направлении во многих случаях делается очень мало или совсем ничего не предпринимается. Обычно ограничиваются устройством дренажной галереи в теле плотины, в ее нижней части. Некоторые, сравнительно недавно опубликованные сведения о французских плотинах приводятся ниже [203].

1. Плотина Розеленд в Альпах, арочная, высота 150 м, сопрягающаяся с контрфорсной длиной 804 м. Отметка верхнего бьефа 1557 м, отметка гребня плотины 1559 м. В основании контрфорсной части плотины вертикальные дренажные скважины диаметром 116 мм, глубиной 35 м, пройдены в 1,85 м вниз по течению от оголовков контрфорсов параллельно основной противофильтрационной завесе. На каждую секцию шириной 20 м приходится три скважины. Устья последних выведены в смотровую галерею в плотине.

В основании главной арочной части плотины дренажные скважины такого же диаметра и глубины заложены с шагом 10 м под низовой частью плотины. Около 4000 м таких скважин было пробурено до наполнения водохранилища. Скважины оборудованы металлическими оголовками с целью их защиты и возможности измерения расхода и уровня в них воды. В 1960 г. при подъеме горизонта верхнего бьефа до отметки 1506 м, т. е. на 90 м выше подошвы плотины, из большей части дренажных скважин начала сочиться вода.

2. Плотина Сен-Герен, арочная, высота 70 м, построена в Альпах на однородных гнейсах. Поглощение цемента во время инъекционных работ было очень малым: 40 т на 2200 м скважин противофильтрационной завесы и 20 т на 3000 м скважин контактовой цементации. Дренажная сеть состоит из 20 скважин диаметром 116 мм, глубиной 20 м, расположенных в нескольких метрах вниз по течению от сооружения.

3. Плотина Ламу, арочная, высота 45 м, построена в Пиренеях. Имеет в основании десять вертикальных дрен диаметром 76 мм общей глубиной 299 м.

4. Плотина Негильес на реке Орлу в Пиренеях, арочная, высота 55 м. Первый ряд из 30 инъекционных скважин общей длиной 470 м поглотил всего 22 т цемента (47 кг/м), а второй ряд при длине 405 м взял 29,5 т цемента (73 кг/м). В нескольких метрах ниже плотины пройдены три дренажные скважины глубиной 25 м каждая, оборудованные с расчетом производства в них замеров расхода воды.

5. Плотина Равьеж, контрфорсная, высота 35 м, построена в Центральном массиве Франции. Дренажная галерея в плотине оборудована двумя системами дренажа: одной в бетоне, параллельной напорной грани плотины, и второй в скальном основании, заглубленной в него на 5 м от подошвы плотины. Дрены первой системы проходились до наполнения водохранилища, что позволило одновременно выявить дефекты в бетоне.

Из приведенных выше описаний можно заключить, что в ограниченном числе случаев при проектировании предусматривались серьезные мероприятия по обеспечению безопасности плотин. В других случаях количество дренажных скважин оказалось недостаточным, если сравнивать с исследованиями Йокоты и с теми работами, которые фактически проводятся в основаниях гравитационных плотин. Более тревожным является отсутствие в большинстве проектов сведений о таких мероприятиях; это позволяет предположить, что они вообще не были предусмотрены.

Серьезным вопросом является вопрос о развитии гидростатического давления в скальных откосах в нижнем бьефе плотин. Сухие и устойчивые до наполнения водохранилища, они, если только не сделаны защитные противофильтрационные и дренажные устройства, после наполнения могут обводняться и испытывать значительное давление воды, достигающее, по данным модельных исследований плотины Куробе IV, 30% полного напора на плотину. Такое положение может привести к оползням, как это наблюдалось на плотине Эль-Фрейле (гл. 12).

*11.4.3. Укрепление скальных оснований.* 1. Арочная плотина Кастийон на реке Вердон, высота 100 м, длина по гребню 200 м ($L/H = 2$), с радиусом напорной грани 70 м, расположена в 80 км к северо-западу от Канн. Водохранилище имеет объем $149 \cdot 10^6$ м$^3$. Плотина расположена на верхнеюрских трещиноватых известняках, в удачных топографических, но сложных геологических условиях. В правом примыкании известняки образуют антиклиналь, падающую в верхний бьеф; они сильно раздроблены. Интенсивность трещиноватости массива очень большая, причем ширина некоторых трещин достигает 1 м. Проделан значительный объем изыскательских работ (шахты, штольни, буровые скважины с опытным нагнетанием воды и цемента). С целью консолидации 200 000 м$^3$ породы осуществлены следующие работы [203, 482]:

а) нагнетание цементного раствора (1300 т цемента) во все трещины, к которым можно было найти доступ (заполнено около 2000 м$^3$);

б) нагнетание в массив 2650 м$^3$ цементного раствора, инертных материалов и бентонита; основная противофильтрационная завеса поглотила дополнительно 5195 т цемента, некоторые скважины были заглублены на 200 м ниже уровня воды;

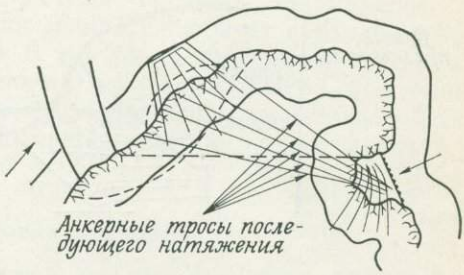
в) сооружение серии бетонных контрфорсов на правом берегу с низовой стороны плотины; каждый контрфорс был прианкерован к скале пятью преднапряженными тросами усилием 1000 т на трос (фиг. 11.29).

Примерно такая же обработка была сделана в основании арочной плотины Шодан высотой 56 м. Правое примыкание ее было связано анкерными тросами на всю его ширину (фиг. 11.30).

2. Плотина Монтейнар. Большая, почти вертикальная трещина с глинистым заполнителем в правом примыкании была промыта и плотно заделана бетоном. Это мероприятие может также классифицироваться как укрепительное.

3. Плотина Кариба. В суженном участке долины реки Кариба левое примыкание плотины и 2/3 правого сложено массивными гнейсами,

Фиг. 11.29. Плотина Кастийон; контрфорсы с анкерами в правобережном скальном массиве.




Фиг 11.30. Плотина Шодан.

а верхняя часть последнего — сильно трещиноватыми кварцитами. Промывку и цементацию трещин в кварцитах начали со скважин, расположенных на расстоянии 3 м одна от другой. Позднее 60 дополнительных цементационных скважин с шагом 1,5 м расположили по периметру в форме трех сопрягающихся шестиугольников.

Кроме того, в районе примыкания плотины был обнаружен слой слабой слюдистой породы. Мощность его здесь равнялась 1,5 м, он обнажался на отрезке длиной 30 м и распространялся на 60 м в глубь склона по линии, пересекающей равнодействующую усилий от плотины. Ближе к поверхности мощность слоя увеличивалась до 9 м. Эту породу с помощью шахт и штолен полностью выбрали и заменили 12 610 м³ бетона.

Контрольные скважины, пройденные в пределах зацементированных шестиугольников, показали удовлетворительные результаты с выходом керна до 80%; однако какое-то количество рыхлого заполнителя в трещинах все же осталось. Судя по данным сейсмических исследований и опытов со статическими нагрузками, посредством цементации не удалось полностью омонолитить кварциты и последние, так же как и выветрелые гнейсы, остались зонами повышенной деформируемости. Дальнейшие цементационные работы стоили слишком дорого, и поэтому было решено построить на правом берегу гравитационный устой плотины, опирающийся на сохранные гнейсы. Устой этот запроектировали следующим образом (фиг. 11.31):

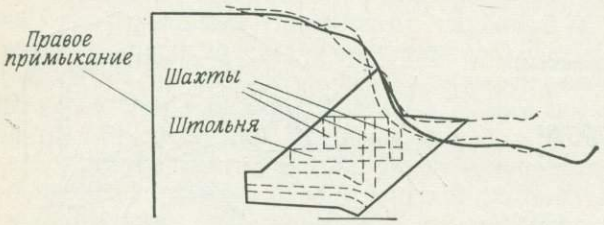
а) Усилению подлежала часть плотины вправо от строительного шва № 30. По расчетам арочные усилия вблизи этого шва составили 94 000 т при отметке верхнего бьефа 474 м и 236 000 т при максимальной отметке 488 м (отметка гребня плотины 489 м).

б) Около 22 940 м³ бетона следовало уложить с низовой стороны плотины, связав его с основной частью ее тросами, преднапряженными усилием 15 000 т.

в) Четыре массивных бетонных контрфорса шириной каждый 6,1 м закладывались в кварциты под плотину на бетонную плиту, уложенную на сохранные гнейсы. Все строительные работы проводились из двух шахт и некоторого количества штолен. Весь участок защищался от фильтрационных вод из водохранилища зубом с цементационной завесой и подпорной стенкой.

г) Увеличение веса зацементированных кварцитов между контрфорсами принималось в запас прочности [122].

4. Усиление оснований контрфорсных плотин. Основные идеи в этом направлении исходят от проектировщиков плотины Бени-Бадель. Последняя была сначала запроектирована Стукки, но затем высоту ее увеличили. Чтобы сохранить равнодействующую гравитационных




Фиг. 11.31. Плотина Кариба; укрепление правобережного примыкания.

сил и гидростатического давления в пределах средней трети подошвы контрфорсов и увеличить $\operatorname{tg}\psi = T/N$, к низовому носку контрфорсов была приложена наклонная сила, действующая в направлении вверх, посредством домкратов Фрейсине, упирающихся в скальное основание [385].

Такой же принцип был использован в плотине Эрраген на реке Дьен-Дьен в Алжире. Основное назначение этих мероприятий сводилось к уменьшению всегда опасных постоянных и необратимых деформаций скальных пород. Давление в домкратах доводилось до заданной величины, затем снижалось для испытания степени упругости скального массива и бетона и создания наилучших условий распределения напряжения в сооружении. В зависимости от высоты контрфорсов усилия в подошве составляли от 8000 до 3400 т.

Подобные мероприятия применялись на плотине Сефид-Руд в Иране. Посредством домкратов, подложенных под низовой носок контрфорсов, давление от плотины передавалось на более прочные породы, создавая «мостики» над ослабленными зонами. Контрфорсы здесь были массивнее, чем на плотине Эрраген, что позволило частично загрузить их (домкратами) до наполнения водохранилища и этим выиграть время для выравнивания медленных необратимых деформаций скальных пород.

Плотина Бен-Метир в Тунисе [444] неоднократно описывалась как классический пример контрфорсной плотины на пластичном основании. На некоторой глубине под плотиной заложены две дренажные галереи с выведенными из них восходящими скважинами в направлении подошвы контрфорсов. Эта система предназначалась для ускорения консолидации глинистого основания. По последним сведениям осадка основания достигла 0,10 м. В случае неравномерной осадки основания устойчивость контрфорсов может быть усилена анкерными тросами, протянутыми в эти галереи и затем напряженными.

# Часть 4

## СЛУЧАИ ИЗ ПРАКТИКИ

Инженерная геология и механика скальных пород являются прикладными науками, конечное назначение которых — способствовать решению практических инженерных вопросов. Насколько это удается, можно судить по конкретным фактам. Некоторые из них уже описаны в предыдущих главах, а часть наиболее интересных с точки зрения различных подходов к проектным решениям приводится ниже. В гл. 12 рассматриваются случаи из американской практики проектирования оснований плотин, подземных сооружений и исследований в туннелях. Гл. 13 посвящена трагической аварии одного из крупнейших инженерных сооружений нашего времени — плотины Мальпассе.

### 12. Основания плотин и туннели

**12.1. Механика пород в приложении к плотине Карадж.** *12.1.1. Описание сооружения.* Плотина Карадж расположена на реке того же названия в 40 км от Тегерана, Иран. Основное назначение ее — обеспечение водой столицы Ирана и снятие пиковых нагрузок в системе электроснабжения города.

Площадь водосборного бассейна составляет 764 км$^2$, среднегодовой приток — 472·10$^6$ м$^3$. Максимальный зарегистрированный расход реки 350 м$^3$/с, пропускная способность водосброса 1450 м$^3$/с. Полезный объем водохранилища 172 10$^6$ м$^3$, регулирующая способность нижнего бьефа 0,6·10$^6$ м$^3$. Ежегодный забор воды из водохранилища определен в 115,6·10$^6$ м$^3$. Основная плотина тонкая арочная, двойной кривизны, максимальная высота 180 м, длина по гребню 390 м, с приблизительно одинаковым центральным углом горизонтальных арок. Минимальный радиус арки 74 м на отметке 1612 м и максимальный 201 м на отметке 1770 м (отметка дорожного пути через плотину). Толщина арки в нижней части 32 м и на уровне дороги 7,85 м. Ниже отметки 1600 м и в нижней части правого примыкания сделаны массивные бетонные пробки, которые в расчетах плотины рассматривались как часть основания. Установленная мощность ГЭС 120 000 кВ, средняя годовая выработка 149·10$^6$ кВч.

Плотину первоначально рассчитали методом центральной консоли; затем расчет был повторен для трех и для пяти консолей. Максимальные расчетные значения растягивающих напряжений получились равными 10,5 кг/см$^2$, а сжимающих — 70 кг/см$^2$. В процессе проектирования проведен большой объем модельных исследований, в том числе для выявления эффекта различных соотношений модулей упругости основания и бетона. Испытания in situ в штольнях показали, что модуль упругости скального основания очень близок к модулю бетона и изменяется в пределах от 140·10$^3$ до 175×$\times$10$^3$ кг/см$^2$, в то время как в большинстве плотин модуль упругости бетона равен 210·10$^3$ кг/см$^2$. Модели плотины, так же как и ее основания, делались из однородного гипса. Эти исследования показали, что необходимы массивные устои в обоих примыканиях и что устройство на гребне плотины в правом примыкании отверстий для водослива и затворов существенно не повлиет на ее напряженное состояние.

Небольшая регулирующая арочно-гравитационная плотина расположена в 1219 м ниже по течению здания ГЭС.

*12.1.2. Геология.* По описанию Вальдорфа, геологическое строение участка плотины Карадж представляется следующим. В основании плотины залегает диоритовый силл мощностью около 300 м, внедрившийся согласно напластованию туфогенной толщи. Простирание силла почти параллельно хорде плотины; падение в сторону нижнего бьефа под углом приблизительно 40°. Гидротермальные процессы обусловили каолинизацию полевых шпатов диоритов, в особенности по крупным трещинам, расположенным на расстоянии около 5 м одна от другой. Вдоль этих трещин образовались сильно каолинизированные и серицитизированные зоны мощностью до 1 м.

Четко выделяются три системы трещин. Главная из них — субпараллельная простиранию силла. Трещины этой системы падают в нижний бьеф под углом 45°. Расстояние между трещинами 0,5—3,0 м; трещины шириной до 5 см заполнены кальцитом и цеолитом. Ориентировка всех трех систем трещин не влияет на устойчивость примыканий плотин под действием на них нагрузки от сооружения. Явно выраженные поверхности ослабления, по которым могли бы происходить подвижки каких-либо участков примыканий, отсутствуют.

Модуль $E$ сохранных диоритов равен 356 000 кг/см², а выветрелых 114 000 кг/см², сопротивление сжатию $\sigma \cong 320$ кг/см².

*12.1.3. Полевые исследования.* Исследования, проведенные под руководством Вальдорфа [479], заключались в опытах со статическими нагрузками на породу круглыми штампами диаметром 450 и 760 мм; давление создавалось двумя гидравлическими домкратами общей мощностью 400 т, что позволяло развивать в подошве штампов диаметром 760 мм напряжения до 80 кг/см². Во избежание влияния на результаты опытов стенок выработки вокруг штампов оставлялось свободное пространство диаметром, равным 5—5,5 диаметрам штампа. Там, где это было возможно, нагрузка передавалась в направлении усилий от плотины. В каждом примыкании прошли по три опытных камеры на отметках 1620, 1680 и 1730 м.

Штампы устанавливались на строго выровненную поверхность скальной породы, и нагрузка на них передавалась посредством сферической головки. Измерительная система состояла из определенного количества датчиков часового типа, установленных на металлической раме, прикрепленной к двум трубкам, заделанным в породу за пределами площади размером в пять диаметров штампа. Четыре датчика ставились в четырех точках на штампе, а остальные в разных местах на поверхности скалы по осям, пересекающимся в центре штампа. Измерения велись как при нагружении, так и при разгрузке штампов. Деформации за пределами штампа равнялись примерно 10% деформаций непосредственно под штампом и отсчитывались с точностью не менее 0,02 мм. Одновременно велись наблюдения за температурой.

Четыре опыта были проведены на нормально трещиноватых диоритах, слагающих большую часть основания плотины, два — на сильно трещиноватых выветрелых породах, образующих отдельные зоны и линзы (камеры 2А и 6). Один опыт был проведен на клинообразном блоке породы, образованном пересечением трещин различных систем. Диориты на участках первых четырех опытов делились трещинами на блоки с линейными размерами около 0,5 м; трещины были сомкнутыми или, реже, заполненными кальцитом и цеолитом. Суммарная мощность этого заполнителя составляла незначительную часть скального массива. Судя по данным колонкового бурения, мощность линз и зон выветрелых пород нигде не превышала 4 м.

Кроме вышеописанных, были проведены другие аналогичные испытания, общее число которых составило 37 (из них два для определения влияния на результаты опытов температуры и четыре для определения деформаций самих штампов). В отсчеты по датчикам вводились также поправки на деформацию цементно-песчаной подготовки между штампом и породой, толщина которой составляла 50 мм. Исходя из модуля деформации подготовки, равного 250 000 кг/см², осадка последней при полной нагрузке составляла

0,016 мм для штампа диаметром 760 мм и 0,044 мм для штампа диаметром 450 мм.

*12.1.4. Основные результаты исследования.* Эффективные модули деформации, полученные в итоге упомянутых испытаний, приведены в табл. 12.1.

Таблица 12.1

**Эффективные модули деформации по данным полевых испытаний, кг/см²**

| Камера | Модуль | Отметки камер, м |
|---|---|---|
| 1 | 156 500 | 1620 |
| 2 | 174 500 | 1680 |
| 3 | 127 800 | 1730 |
| 4 | 132 300 | 1620 |
| 5 | 127 800 | 1680 |
| В среднем | 143 800 | |

Отдельно рассматриваются результаты испытаний (в камерах 2А и 6), проведенных на выветрелых диоритах (табл. 12.2).

Таблица 12.2

**Влияние на модуль деформации основных нарушений сплошности в скальном массиве**

| Тип нарушений | Камера 2А. Выветрелая трещиновая скальная порода | Камера 6. Частично раскрытые крупные трещины |
|---|---|---|
| Диаметр штампов | 450 мм | 760 мм |
| Деформации замеренные | 1,070 мм | 2,142 мм |
| Деформации скорректированные | 1,096 мм | 2,275 мм |
| Модули деформации кажущиеся | 76 500 кг/см² | 21 800 кг/см² |
| Масштаб опыта (отношение размеров прототипа к размерам штампа) | 51 | 30 |
| Модуль деформации выветрелой зоны | 67 400 кг/см² | |
| Модуль деформации невыветрелых пород | 163 700 кг/см² | 163 700 кг/см² |
| Эффективный модуль для прототипа с учетом нарушений сплошности | 136 300 кг/см² | 106 000 кг/см² |

Авторы исследований на плотине Карадж считают, что наиболее вероятные значения модулей деформации пород основания изменяются в пределах 143 000—183 600 кг/см². Верхнее значение соответствует скальному массиву ниже зоны зачистки в котловане плотины; оно определено в опытах по деформациям за пределами штампа. Нижнее значение (143 000 кг/см²) отвечает поверхностной зоне массива, нарушенной взрывными работами; оно получено по деформациям непосредственно под штампом. Среднее значение модуля для выветрелой породы равно $E = 163\,700$ кг/см².

По данным испытаний 23 кернов породы модули $E$ оказались равными от 30 100 до 819 000 кг/см², а в среднем 356 000 кг/см². Прочность на сжатие: а) для трех кернов сильно выветрелой породы 336 кг/см²; б) для трех кернов умеренно выветрелой породы 765 кг/см²; в) в среднем по всем испытаниям 1090 кг/см².

Никакой корреляционной зависимости между результатами полевых и лабораторных исследований установить не удалось. Но было отмечено, что трещиноватость массива значительно больше влияет на его деформационные свойства, чем изменения в слагающей его породе, если последние, разумеется, не слишком велики.

На деформационные свойства сохранной породы, выраженные через средний модуль деформации $E = 163\,700$ кг/см², повлияли не столько более крупные трещины с умеренным проявлением в них выветривания, сколько многочисленная мелкая сомкнутая трещиноватость. Это, очевидно, и послужило причиной столь большого расхождения между данными полевых и лабораторных испытаний.

Вальдорф со своими коллегами разработали интересную теорию масштабного эффекта и влияния неоднородности скального массива, а также теорию эффективного модуля деформации $E_{eff}$ (см. раздел 7.2). В камере 2*A* на сохранных породах залегала однородная метровой мощности зона выветрелых сильно трещиноватых диоритов с $E = 67\,400$ кг/см². Принимая во внимание масштабный эффект, можно допустить, что четырехметровая поверхностная зона таких пород в основании прототипа обусловит модуль $E_{eff} = 137\,300$ кг/см². Таким же образом можно рассчитать, что при $E = 67\,400$ кг/см² для выветрелой зоны и $E = 163\,700$ кг/см² для сохранных пород $E_{eff}$ основания (прототипа) с четырехметровой зоной выветрелых пород, залегающей на разной глубине в толще сохранных пород, должен иметь следующие значения:

| | |
|---|---|
| На глубине 4 м | $E_{eff} = 137\,300$ кг/см² |
| На глубине 10 м | $E_{eff} = 144\,000$ кг/см² |
| На глубине 20 м | $E_{eff} = 152\,500$ кг/см² |
| На глубине 60 м | $E_{eff} = 163\,000$ кг/см² |

В камере 6, в 0,5 м ниже опытного штампа, залегал тонкий прослой очень мягкой породы с частичным жестким контактом. Испытания с домкратами показали осадку (скорректированную) штампа $u = 2{,}275$ мм под нагрузкой $Q = 363\,000$ кг. Радиус штампа $a = 380$ мм. Согласно формуле,

$$E = \frac{m_n Q (1-\nu^2)}{au\sqrt{\pi}} = \frac{0{,}96\,(363\,000)\,(0{,}96)}{2{,}275\,(380)\,(1{,}772)} = 218 \text{ кг/см}^2 = 21{,}800 \text{ кг/см}^2.$$

Здесь $\sqrt{\pi} = 1{,}772$; $\nu = 0{,}2$. Среднее значение $E$ для сохранных пород равно $E = 163\,700$ кг/см², следовательно, деформация собственно скальной породы должна равняться

$$u = \frac{0{,}96\,(363\,000)\,(0{,}96)}{(380)\,(1772)\,(1{,}637)} = 0{,}303 \text{ мм}.$$

Осадка мягкого прослоя сводится к

$$u_1 = 2{,}275 - 0{,}0303 = 1{,}972 \text{ мм}.$$

Применительно к прототипу при масштабе 30 : 1 $E_{eff} = 106\,200$ кг/см² против экспериментального значения $E$ для сохранных пород, равного 163 700 кг/см². Считая, что упомянутый выше мягкий прослой может залегать на различной глубине, $E_{eff}$ может изменяться в следующих пределах:

| | |
|---|---|
| На глубине 0,5 м | $E_{eff} = 106\,200$ кг/см² |
| На глубине 10 м | $E_{eff} = 125\,000$ кг/см² |
| На глубине 20 м | $E_{eff} = 142\,500$ кг/см² |
| На глубине 60 м | $E_{eff} = 161\,000$ кг/см² |
| На глубине $\infty$ | $E_{eff} = 163\,700$ кг/см² |

Из сказанного следует, что при малых штампах и очень малых нагрузках (например, применяя, как Талобр, домкрат мощностью 50 т) нельзя обнаружить влияние слабого прослоя в породе, даже непосредственно под штампом. С другой стороны, следует подчеркнуть, что корректная обработка испытаний возможна только в том случае, если имеется точное представление о геологическом строении массива под штампом.

**12.2 Изучение свойств скального массива в основании плотины Дез, Иран.** *12.2.1. Описание сооружения и геологических условий.* Тонкая, двойной кривизны арочная плотина Дез (называющаяся теперь Реза Пехле-

ви) высотой 204 м построена на юге Ирана в провинции Хузестан на реке Дез [87]. В состав гидроузла входят два водосбросных туннеля диаметром 14,35 и 13,0 м и два подводящих туннеля диаметром 10,40 м каждый, питающие водой четыре преднапряженных бетонных напорных трубопровода диаметром 4,13 м. Проект станции составлялся в США.

Все сооружения гидроузла возведены на крупногалечниковых конгломератах среднего — позднего плиоцена. В состав конгломератов, общая мощность которых достигает 600 м, кроме гальки, входят валуны и гравий; в них присутствуют линзообразные включения песчаника. В массиве наблюдается значительное количество первичных пустот, часть которых заполнена цементирующим материалом. Петрографически конгломерат представлен слабо окатанными обломками доломитов и хорошо окатанными гальками известняков, кремнистых сланцев и, реже, туфов и аргиллитов. Поры в породе заполнены песком, илом и глиной на кальцитовом цементе ($CaCO_3$), но местами сохранились гнезда незацементированной породы с открытыми порами. В связи с молодым возрастом, неоднородным составом и неравномерной сцементированностью толщи потребовалось очень тщательное изучение ее физических и механических свойств.

*12.2.2. Исследования пород основания.* Программа изучения включала следующие мероприятия:

а) бурение скважин диаметром 76 мм (3408 м) и диаметром 152 мм (518 м);
б) проходка 12 исследовательских штолен общей длиной 1219 м;
в) испытания в двух напорных камерах длиной по 6,1 м. Определение естественного напряженного состояния скального массива с помощью 47 плоских домкратов. Опыт in situ со статическими нагрузками на штампы с использованием 100-тонных гидравлических домкратов;
г) лабораторные испытания 881 керна диаметром 152 мм с определением одноосного сопротивления сжатию, реологических свойств (опытов с длительным нагружением), прочности на растяжение и на скалывание.

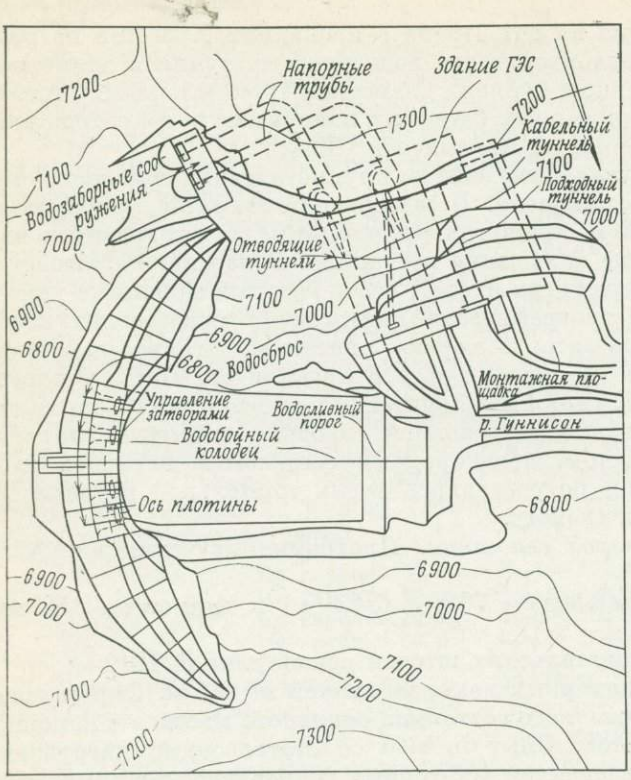
1. Опыты в напорных камерах проводились по методике, разработанной Оберти, описанной в гл. 6. Исследования включали такие мероприятия:

а) деформационные испытания под давлением 14 кг/см² в течение 3—4 суток;
б) изучение реологических свойств с выдерживанием давления в продолжении 16 сут;
в) деформационные испытания под давлением 18,5 кг/см² за период от 3 до 4 сут;
г) некоторые опыты после цементации окружающей скальной породы.

Было определено, что средние значения модуля упругости массива колеблются от 80 000 до 110 000 кг/см² с минимальным значением 40 000 кг/см², а общий модуль деформации изменяется от 50 000 до 70 000 кг/см² в зависимости от направления слоистости.

2. Пробные нагрузки на штампы производились с помощью установки, подобной применявшейся Талобром [448], но с домкратами мощностью 100 т. Поскольку такого рода испытания недороги и просты в организации, было проведено 257 опытов, данные которых впоследствии были обработаны Талобром. Минимальное значение $E$ колебалось в пределах от 70 000 до 126 000 кг/см², а максимальное — от 105 000 до 269 900 кг/см². Минимальные величины относятся к общему модулю, определенному по первому циклу нагружения, а максимальные — к модулю упругости по четвертому циклу.

3. Естественные напряжения изучались методом плоских домкратов, основанным на опыте работ, проводившихся Тинселином




Фиг. 12.1. План расположения плотины и гидроэлектростанции Морроу-Пойнт [492].

Фиг. 12.2. Подземная ГЭС Морроу-Пойнт [492].

[464] во французских железных рудниках. Подготовка заключалась в следующем. После выбора местоположения и угла наклона прорезей для домкратов по обе стороны будущей прорези по линии, перпендикулярной оси последней, в породу заделывали четыре штифта с шагом от 23 до 25 см. Через 24 ч производили замер расстояний между штифтами с целью определения исходного состояния равновесия в массиве. Затем делали прорезь шириной 7,6 см и глубиной 76 см, в которую вставляли и закрепляли на цементном растворе плоский домкрат. Раствор содержал 50% цемента и столько же песка. Перед испытаниями делали семидневную выдержку, в течение которой головки штифтов в целях защиты от внешних воздействий были прикрыты бумагой и тонким слоем цемента.

Естественные напряжения, определенные таким способом, колебались от 23,5 до 156 кг/см$^2$.

4. Для корреляции результатов полевых испытаний с данными о прочности породы, с построением кругов Мора, были проведены *лабораторные испытания* на 881 образце керна, извлеченного из 36 буровых скважин диаметром 152 мм, пройденных в обоих примыканиях плотины. Испытания проводились в условиях одноосного и всестороннего сжатия высушенных и водонасыщенных кернов высотой 30,4 см. Всестороннее сжатие $p$ достигало 24,5 и 53 кг/см$^2$; прочность образцов на сжатие (раздавливание) оказалась при этом равна

$$\sigma_{cr} = 2621 + 2{,}68p.$$

Прочность на растяжение определялась бразильским методом, а прочность на сдвиг — по огибающим Мора.

*12.2.3. Оценка основания плотины.* Результаты испытаний, обработанные Талобром, позволили сделать следующие выводы.

Массив не содержит крупных структурных дефектов (разломов); линзы и гнезда более слабых пород имеют ограниченное развитие и при подготовке основания могут быть: а) вынуты и заменены бетоном, б) подвергнуты специальной цементации или в) учтены путем дополнительного усиления примыканий.

Талобр считал, что сдвиги в примыканиях плотины могут произойти только в случае образования новых поверхностей скольжения, возникших при раздавливании породы, и что предельная несущая способность основания плотины зависит от прочности скального массива на сжатие (раздавливание). 28 опытов с плоскими домкратами, проведенных на поверхности скального массива в примыканиях плотины, показали среднее значение внутренних напряжений в массиве 39,4 кг/см², причем более 50% результатов превышали 33 кг/см².

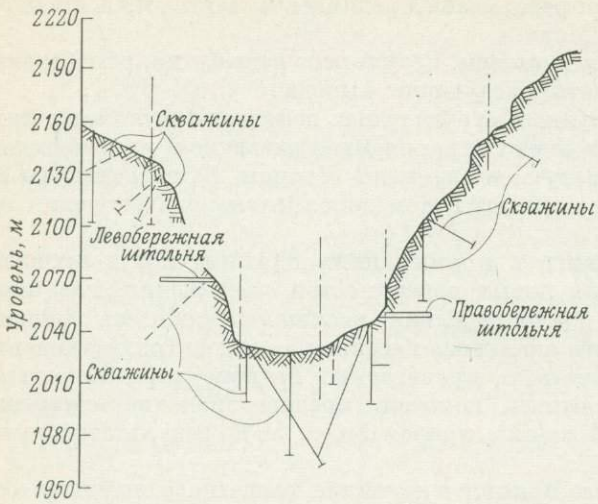
Талобр с осторожностью принял в качестве расчетного значение естественных напряжений в приповерхностной зоне скального массива, равное 21 кг/см² с поправкой на направление усилий от плотины, а всестороннее сжимающее давление в основании низовой и верховой граней плотины — соответственно 23,7 и 31,5 кг/см². Подставив эти значения в вышеприведенную формулу, он получил $\sigma_{cr} = 2621 + (339 \times 2{,}68) = 247$ кг/см² и $\sigma_{cr} = 2621 + (450 \times 2{,}68) = 266{,}7$ кг/см². Значения эти средние и в отдельных случаях они обычно больше. Сравнение этих величин со значениями напряжений на отдельных участках дало коэффициент безопасности на раздавливание от 4,9 до 11,8.

**12.3. Исследования оснований плотины и ГЭС Морроу-Пойнт и Оровилл.** Целью исследований на плотине Карадж были более точная интерпретация результатов пробных нагрузок и решение проблемы масштабного эффекта при переходе от условий опыта к условиям прототипа. При проектировании плотины Дез усилия были направлены на определение прочности массива на сжатие (раздавливание) в условиях трехосного сжатия. Главное внимание на плотине Куробе IV было сконцентрировано на проводимых Мюллером исследованиях сопротивления сдвигу трещиноватых скальных массивов (гл. 11). Три объекта — и три различные группы вопросов, подлежащих изучению.

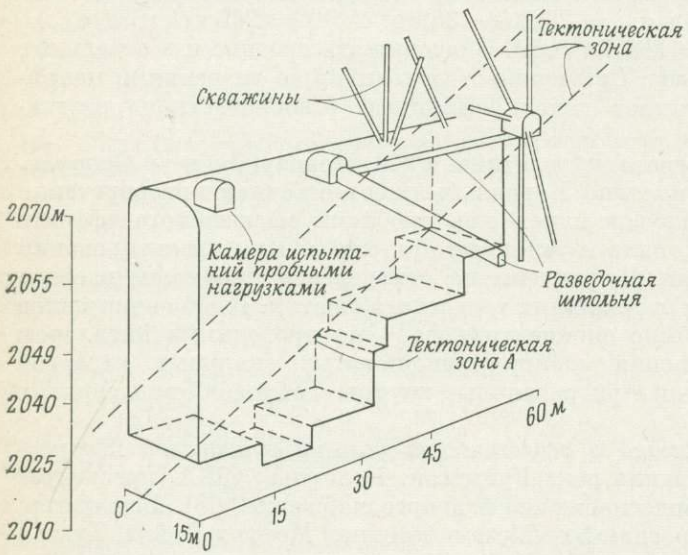
*12.3.1. Описание проекта и геологических условий гидроузла Морроу-Пойнт.* Проект использования реки Гуннисон, Колорадо, США, преследует в основном две цели — водоснабжение и энергоснабжение [88]. Возводятся две плотины: каменнонабросная Блу-Меза и бетонная Морроу-Пойнт. Третья ступень — плотина Кристал — находится в стадии проектирования.

Плотина Морроу-Пойнт тонкая, арочная, двойной кривизны, высотой 141 м, шириной по низу 15,8 м и по верху 3,66 м, длиной по гребню 220 м, объемом 275 300 м³ бетона. В центре верхней части плотины имеются четыре водосбросных отверстия общей пропускной способностью 1161 м³/с (фиг. 12.1). ГЭС подземная, в левом борту каньона, на глубине 122 м от дневной поверхности; машинный зал длиной 62,5 м, шириной 17,3 м и высотой 19,8—40,7 м; в нем установлено два генератора по 60 000 кВт. Два напорных водовода представляют собой металлические трубы диаметром 5,5 м.

Плотина, ГЭС и водохранилище Морроу-Пойнт расположены в области развития докембрийских метаморфических пород. Плотина занимает наиболее узкий участок Блэк-Каньона шириной по урезу реки 61 м и глубиной 168 м. Борта каньона почти отвесные, с узкими полками. Маломощные аллювиальные отложения на дне долины представлены песком, гравием и галькой и валунами, смешанными с крупными угловатыми глыбами. Толща пород




Фиг. 12.3. Створ плотины Морроу-Пойнт с указанием расположения разведочных скважин и штолен [492].




**Фиг. 12.4. Подземная ГЭС Морроу-Пойнт.**
**Разведочные скважины и штольня [492].**

представлена чередующимися невыдержанными и линзообразными слоями слюдистых кварцитов, кварцево-слюдяных, слюдяных и биотитовых сланцев, пронизанных жилами гранита, внедрившегося по трещинам и по напластованию. Большой участок в нижней части левого примыкания сложен пегматитовым гранитом. Породы различны по своей твердости и прочности. Наиболее твердые — слюдистые кварциты, наиболее слабые — биотитовые сланцы. Последние более всего выветрелы.

Усилия от арки направлены поперек напластования; падение пород в верхний бьеф исключает возможность скольжения по контактам в примыканиях плотины. В массиве, вдоль бортов каньона, прослеживаются трещины разгрузки.

Подземная ГЭС расположена в однородных метаморфических породах, включающих мелкие интрузии гранитов. Слои простираются субнормально оси машинного зала и падают вверх по течению реки под углами от 15 до 60°, в среднем 35°. Такое залегание благоприятно с точки зрения опирания свода выработки и препятствует расчленению по контактам. Трещины в скальном массиве расположены бессистемно, на значительном расстоянии друг от друга, и характеризуются сравнительно малой протяженностью; простирание их от нормального до параллельного оси машинного зала, но две тектонические зоны пересекают последний.

*12.3.2. Геологические и геофизические изыскания.* Участок расположения покрыт съемкой в масштабе 1 : 240, а территория на 300 м вверх и вниз от плотины — в масштабе 1 : 600. Пройдено 108 скважин алмазного бурения общей глубиной около 2438 м. Бурение велось диаметром 75 мм, а для специальных целей — 150 мм. Опытные нагнетания воды проводились с резиновыми тампонами, с давлением до 7 кг/см$^2$ (фиг. 12.3).

Одна разведочная штольня пройдена на всю длину машинного зала, в верхней части запроектированной подземной выемки (фиг. 12.4). Две штольни в бортах каньона дали возможность изучить трещиноватость массива, в особенности трещины разгрузки, и провести сейсмические исследования, а также испытания с пробными нагрузками. Низко расположенная правобережная штольня задана специально для изучения наиболее слабых пород участка — биотитовых сланцев. Несколько скважин в разных направлениях было пройдено из машинного зала; часть из них просматривалась с помощью телевизионного устройства, чтобы изучить детали строения массива, которые не нашли отражения в кернах, поднятых из скважин. Сейсмическим методом определялись in situ упругие свойства массива с подсчетом модуля упругости $E$ по упрощенной формуле:

$$E = (12v)^2 \cdot 9{,}3 \cdot 10^{-5} \cdot d,$$

где $v$ — скорость упругих волн (фут/с); $d$ — удельный вес (г/см$^3$); $E$ — в фунт/дюйм$^2$.

Значение $E$ для кварцитов с поправкой на коэффициент Пуассона (0,2) оказалось равным $371 \cdot 10^3$ кг/см$^2$ (при $d = 2{,}70$ г/см$^3$).

Согласно Домини и Беллпорту, сейсмические исследования можно проводить разными способами:

а) методом профилирования в штольнях, на разных глубинах от дневной поверхности;

б) путем определения скорости распространения упругих волн по скважине при постепенном опускании в нее на разные глубины сейсмодатчика и проведении последовательных взрывов в ее устье. Работу можно вести и в обратном порядке — с одним датчиком в устье и со взрывами в скважине, на разных глубинах;

в) путем измерения скорости между двумя скважинами, с датчиком в одной и со взрывами в другой;

г) путем проведения взрыва на забое скважины и регистрации волны на некотором расстоянии от нее датчиком, установленным в разведочной штольне. Таким методом на Морроу-Пойнт был определен модуль упругости скального массива на участке расположения туннеля напорного водовода;

д) путем определения скорости упругих волн между точкой взрыва в забое штольни и местом расположения сейсмодатчика на дневной поверхности.

С целью определения глубины, на которую в скальном массиве распространяется разрушающее действие взрывных работ, в Бюро исследований США были проанализированы скорости распространения упругих волн на 20 участках подходного к машинному залу туннеля, пройденного методом гладкого взрывания. В 1962 г. Бюро провело исследование скоростей распространения упругих волн в правом примыкании плотины, проводя взрывы в штольне в 29 м от ее портала и регистрируя волны, прошедшие через толщу гнейсов и сланцев мощностью 53,5 м посредством датчика, установленного на поверхности склона. Скорость, определенная таким образом, была равной 3040 м/с, а динамический модуль упругости $E = 231\,000$ кг/см$^2$. Исследования керна из скважины, пройденной вдоль линии прохождения сейсмических волн, дали следующие значения модуля упругости: для биотитовых сланцев 60 200 кг/см$^2$, для слюдяных сланцев 84 000 кг/см$^2$ и для слюдяных кварцитов 289 000 кг/см$^2$. Средневзвешенное значение лабораторного статического модуля упругости оказалось равным $E = 217\,000$ кг/см$^2$, т. е. очень близким к установленному полевыми сейсмическими исследованиями.

Буровые и сейсмические работы дополнялись испытаниями со статическими нагрузками домкратными установками. Все вместе дало возможность составить детальную инженерно-геологическую карту участка расположения гидроузла.

*12.3.3. Лабораторные и полевые испытания.* По петрографическому составу породы на участке гидроузла делятся на пять групп: I, II, III, IV и V; из них породы группы III являются наиболее распространенными. К группе I относятся биотитовые сланцы — наиболее слабая порода, к группе II — слюдяные сланцы с наиболее отчетливо, но неравномерно развитой сланцеватостью и редкими трещинами; группа III — слюдяные кварциты с более слабо выраженной сланцеватостью, но расчлененные системой макротрещин.

Вначале предполагалось провести все испытания на сдвиг in situ в штольнях, но во время строительства плотины только два опыта на сдвиг и десять на повторный сдвиг удалось сделать в полевых условиях. Пять испытаний на срез и 49 повторных испытаний на сдвиг были выполнены в лаборатории Бюро исследований в г. Денвере на больших образцах с ненарушенной трещиноватостью. В это число вошли одно испытание на срез — сдвиг и шесть на повторный сдвиг породы группы II, которые проводились в бетонных обоймах совершенно так же, как это делалось in situ. Для этого образцы кубической формы с ребром длиной 76 см обуривались алмазной кронкой из больших глыб породы и заключались в бетонный короб наружным размером 91,5 см. Другие испытания проводились с образцами размером $38 \times 38 \times 20$ см, выпиленными алмазной пилой диаметром 91,5 см. Во всех случаях сдвигающие усилия прилагались параллельно сланцеватости образца. При повторных сдвигах верхний блок породы заключался в стальную раму. Испытания проводились в машине мощностью 2268 т, домкраты которой приводились в действие от двух ручных гидравлических насосов мощностью каждый 700 кг/см$^2$.

Как уже говорилось в разделе 6.3.1, Серафим в своих опытах, проведенных в Португалии, придерживался двух критериев сопротивления сдвигу: по предельному состоянию (максимальному сдвигающему усилию) и по изменению направления вертикальных перемещений (фиг. 6.16). При этом сопротивление сдвигу по второму критерию было близким, но несколько меньшим, чем по первому. В опытах в Морроу-Пойнт второй критерий выражен слабее и равен 0,5 и даже меньше напряжений по предельному состоянию. Это можно объяснить различным характером испытываемых пород и значительно большими нагрузками, примененными в лаборатории Денвера. Максимальное сопротивление сдвигу выветрелых португальских гранитов находилось в пределах от 3,36 до 11,13 кг/см$^2$, а для пород Морроу-Пойнт оно колебалось от 64,19 до 105,77 кг/см$^2$.

Сразу после среза проводились повторные сдвиги под нормальной нагрузкой 56, 42, 28 и около 0 кг/см$^2$. Испытания in situ и в лаборатории на больших образцах проводились в прямом и обратном направлениях, в сухом и увлажненном состояниях. Угол трения оказался равным 27—40° ($\operatorname{tg}\phi = 0{,}51 \div 0{,}84$).

Описанные выше исследования были дополнены испытаниями более 250 кернов, отобранных из 10 скважин в основании плотины. Определялись водопоглощение, пористость, объемный вес, модуль упругости $E$, коэффициент Пуассона $\nu$, прочность на растяжение и на одноосное и трехосное сжатие. Большая часть испытаний проводилась обычными методами, и результаты обрабатывались с применением кругов Мора. Исследовались породы пяти типов.

Интересные опыты проводились по определению модуля упругости $E$ на кернах диаметром 152 мм с просверленными по оси отверстиями. Образцы помещались в металлический цилиндр, заполненный маслом, посредством которого к их внешней поверхности прикладывалось гидростатическое давление. Во избежание проникновения масла в образец последний покрывался пластичной оболочкой; внутрь отверстия вставлялся датчик деформаций.

Модуль упругости керна вычислялся по формуле

$$E = \frac{2D^2d}{(D^2-d^2)} \frac{p}{\delta},$$

где $D$ — внешний диаметр керна; $d$ — внутренний диаметр керна; $p$ — внешнее давление; $\delta$ — изменение величины внутреннего диаметра керна.

Полевые опыты со статическими нагрузками проводились сначала в вертикальном, затем в горизонтальном направлении посредством двух гидравлических домкратов мощностью по 200 т каждый, расположенных на расстоянии 91 см друг от друга. Нагрузка создавалась ступенями в 14, 42 и 52 кг/см$^2$ и выдерживалась приблизительно в течение недели с помощью автоматического регулирующего устройства. Деформации под каждым домкратом измерялись в трех точках на глубину до 4,5 м посредством деформометров Карлсона. Кроме того, измерялось изменение расстояния между домкратами (фиг. 6.6)

Естественные напряжения в скальном массиве исследовались в скважинах методом разгрузки с помощью датчиков деформаций Виттмора. Датчики располагались в одной плоскости розеткой под углом 45° [308]. Результаты обрабатывались по следующим формулам:

$$S + T = \frac{E(U_1+U_3)}{2d},$$

$$S - T = \frac{E[(U_1-U_2)^2+(U_2-U_3)^2]^{1/2}}{2d\sqrt{2}},$$

$$\operatorname{tg} 2\theta_1 = \frac{2U_2-U_1-U_3}{U_1-U_3},$$

где $S$ и $T$ — главные взаимоперпендикулярные напряжения; $U_1$, $U_2$ и $U$ — деформации в пределах диаметра скважины под углом 45°; $E$ — модуль упругости «однородной породы»; $d$ — диаметр скважины; $\theta$ — угол от $S$ до $U_1$, замеренный против часовой стрелки.

*12.3.4. Исследования скального массива на участке расположения плотины и подземной ГЭС Оровилл.* Большой объем изыскательских работ был проведен на участке расположения подземной ГЭС до начала горнопроходческих работ. В левом примыкании плотины пройдена исследовательская штольня с поперечными рассечками. Опыты с пробными нагрузками проведены с круглыми плоскими штампами и четырьмя индикаторами деформаций, расположенными на равном расстоянии вокруг каждого штампа. Как и на плотине Карадж, прогиб основания под штампом и вокруг него имел довольно обычное очертание, с некоторым наклоном в одну сторону.

Нагрузка создавалась тремя стотонными гидравлическими домкратами, расположенными в одну линию на железобетонной балке, передававшей в свою очередь усилия через короткий металлический валик длиной 152 мм на штамп толщиной 32 мм и диаметром 173 мм. Применение такого устройства диктовалось желанием проводить испытания с возможно большим давлением на породу. Основная штольня и рассечки из нее пройдены минимальным сечением 1,5 × 2,1 м без крепления, с небольшим уклоном в сторону подземного машинного зала. Кроме описанных опытов с нагрузками, в выработках производилось колонковое бурение для разведки участка машзала и для определения естественных напряжений в массиве методом плоских домкратов. Последние были применены и для уточнения модуля $E$.

В первом из двух водосбросных строительных туннелей круглого сечения диаметром в свету 10,6 м проводились наблюдения за деформациями скального массива в связи с релаксацией напряжений вокруг выработки Породы здесь были аналогичны залегающим на участке машинного зала а мощность перекрывающих пород была фактически одинаковой. Измерени я

производились посредством стержневых экстензометров, расположенных радиально в пяти сечениях по пять приборов в каждом; расстояние между сечениями составляло от 33,4 до 57,8 м. Стержни экстензометров одним концом были заанкерованы в породу, а другим надежно прицементированы к устью скважин. Точность отсчетов равнялась 0,02 мм.

Уменьшение диаметра туннеля за счет разгрузки породы в его стенках происходит главным образом в течение дальнейшего продолжения выработки на один-два забоя. В связи с этим упомянутые экстензометры устанавливались как можно ближе к забою верхнего уступа туннеля. С началом разработки нижнего уступа они вновь показали значительные деформации (точнее, увеличение длины скважин, в которых они располагались).

Метод расчета модулей упругости исходил из допущения, что перемещения в скальном массиве вокруг поперечного сечения туннеля аналогичны тем, которые происходят в упругой изотропной среде, окружающей отверстие в бесконечной пластине, испытывающей двустороннее сжатие. Естественные напряжения в массиве определялись с помощью плоских домкратов и методом разгрузки в скважинах. Они оказались равными примерно 35 кг/см² как в вертикальном, так и в горизонтальном направлении, параллельно и перпендикулярно руслу реки. При таком однородном во всех направлениях распределении напряжений расчеты значительно упрощались и свелись к формуле

$$E = (1 + \nu)(r - a)\frac{a}{r}\frac{p}{\delta},$$

где $p$ — равномерное начальное напряжение в скальном массиве, существовавшее до начала проходки туннеля; $a$ — радиус туннеля; $r$ — радиус туннеля плюс длина анкерного экстензометра; $\delta$ — удлинение, зарегистрированное экстензометром. В расчет был принят коэффициент Пуассона $\nu = 0{,}25$, определенный на кернах породы и отнесенный к массиву (считается, что для умеренно трещиноватого скального массива с отношением вертикального и горизонтального естественных напряжений, равным единице, коэффициент Пуассона может иметь и более высокое значение).

Исследования привели к следующим выводам: скальная порода на участке расположения плотины очень прочная, плотная, с удельным весом 2,94. Испытания кернов на одноосное сжатие дали модуль Юнга порядка 910 000 кг/см² и прочность на сжатие 2820 кг/см². Прочности на растяжение и сцепление по данным изучения этих же кернов оказались равными в среднем 233 кг/см² и 381 кг/см² соответственно. Порода тонкозернистая, метаморфическая, с высоким содержанием амфибола, которую правильнее всего назвать амфиболитом. Порода массивная, хотя и носит следы грубой сланцеватости. Встречаются маломощные прослои сланцев; распространены без определенной системы хорошо залеченные трещины. Массив пересекает несколько небольших тектонических зон.

По данным наблюдений за сдвижением стенок туннеля модуль деформации скального массива оказался равным от 84 000 до 231 700 кг/см², а в среднем 182 000 кг/см². Десять опытов с плоскими домкратами показали значительно более высокие результаты: от 380 500 до 875 000 кг/см², а в среднем 530 000 кг/см². Опыты со статическими нагрузками на штампы дали значения модуля $E$ с поправкой на перекосы штампов от 89 040 до 128 380 кг/см², а в среднем по пяти испытаниям 105 000 кг/см².

## 13. Аварии и разрушения плотин

В 1963 г. в Лондоне на собрании Института гражданских инженеров был заслушан доклад Е. Грюнера «Разрушение плотин», в котором содержались данные об авариях 308 плотин, опубликованные в 1961 г. в испанском

журнале «Revista de Obras Publicas». Согласно этим данным, аварии произошли по следующим причинам:

| | |
|---|---|
| Разрушение основания | 40% |
| Недостаточная пропускная способность водосбросных сооружений | 23% |
| Плохое качество строительных работ | 12% |
| Неравномерная осадка | 10% |
| Разные другие причины | 15% |

Большая часть аварий произошла с земляными и каменнонабросными плотинами, построенными на рыхлых алювиальных отложениях, и сравнительно мало аварий — с бетонными. Некоторые аварии перечислены ниже.

1. В проекте плотины Бузи, Франция, не были учтены взвешивающие силы, и плотина разрушилась 27 апреля 1895 г. Причины аварии изучались комиссией под председательством Мориса Леви.

2. По той же причине 1 декабря 1923 г. разрушилась плотина Глено. Ошибки в проектировании (чрезмерно высокие сдвигающие напряжения) и плохое качество строительных работ привели к катастрофе, непосредственно связанной с противодавлением в основании плотины.

3. 13 августа 1935 г. во время паводка разрушилась одна из двух плотин каскада Молер в итальянских Апеннинах. При малой водосборной площади (141 км$^2$) плотина была рассчитана на максимальный расход 850 м$^3$/с. Однако во время очень сильных ливней расход достиг 2500 м$^3$/с; вода пошла через гребень плотины и размыла основание под ее низовой гранью, что и привело к катастрофе.

4. В апреле 1959 г. в течение четырех недель на водосборной площади реки Рио-Негро, Уругвай, проходили сильные паводки, в результате которых приток воды в водохранилище Ринкон-дель-Бонете достиг 17 131 м$^3$/с. Около 9633 м$^3$/с хлынуло через плотину, в обход ее, и затопило ГЭС до верха агрегатов; сама плотина уцелела.

5. Плотина Сан-Френсис, принадлежащая Управлению водного хозяйства Лос-Анджелеса, США, разрушилась в марте 1928 г. из-за дефектов в ее основании. Тонкие арочные плотины Мойи высотой 16 м, Айдахо, США, и Ланье высотой 19 м, Северная Каролина, США, разрушились во время паводков из-за деформаций береговых примыканий.

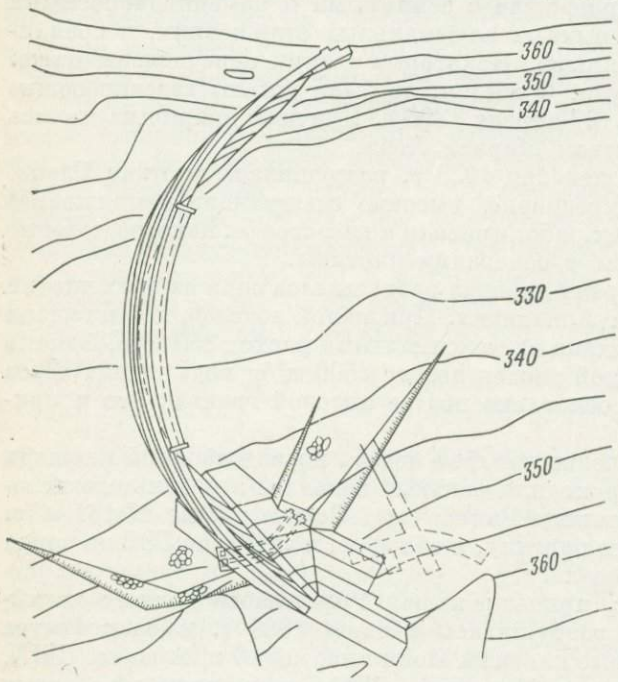
Ниже описаны две аварии, связанные с дефектами в основаниях плотин.

**13.1. Экспериментальная тонкая арочная плотина Идбар в Югославии.** Плотина Идбар на реке того же названия построена для защиты большого регулирующего водохранилища Ябланица от поступления в него наносов. Так как плотина не выполняла функций водоподпорного сооружения, она была использована для проведения натурных исследований состояния тонкой арочной плотины в различных условиях нагружения. Высота плотины 39 м, ширина по верху 1,11 м, по низу 2,65 м, с расширением на контакте с основанием до 3,48—4,20 м. Объем самой плотины 4100 м$^3$, а его правобережного бетонного устоя 2900 м$^3$. Два 700-миллиметровых водовода в правом примыкании плотины рассчитаны на спуск всей накопленной воды в нижележащее водохранилище Ябланица в течение двух суток (фиг. 13.1).

Главная особенность триасовых известняков, слагающих основание плотины, — их неоднородность. Твердые триасовые известняки левого берега характеризуются модулем деформации, превышающим 200 000 кг/см$^2$; аналогичные породы в русле реки имеют $E$ = 100 000—150 000 кг/см$^2$, в то время как в породах нижней части правобережного склона $E$ равно только 1000—5000 кг/см$^2$. Выше по склону, несмотря на сильную трещиноватость известняков, их модуль деформации увеличивается до 40 000—60 000 кг/см$^2$ по направлению усилий от арки и до 30 000 кг/см$^2$ нормально ему.

При первом наполнении водохранилища, когда уровень воды достиг контакта между раздробленными известняками и сланцами, на правом берегу

началась обходная фильтрация. Пришлось меньшее по объему водохранилище опорожнить и сделать на правом берегу с верховой стороны плотины противофильтрационное покрытие. До того как оно было закончено, сильным паводком в декабре 1959 г. водохранилище было заполнено до предела и вода стала переливаться через гребень плотины. Вновь возникла фильтрация в правом примыкании, сопровождавшаяся вымывом из трещин глинистого заполнителя и обрушением нескольких больших блоков известняка. Правобережный бетонный устой, лишившийся упора, приподнялся на 10 см вверх. В оболочке плотины под углом 45° к ее подошве появились трещины, протянувшиеся до половины ее высоты. Тем не менее плотина в условиях продолжающегося перелива через гребень выдержала нагрузку.




Фиг. 13.1. Плотина Идбар в Югославии [312].

Когда горизонт воды в водохранилище понизился на $^3/_4$ высоты плотины, в ней взрывным способом было проделано 2-метровое круглое отверстие (объем 6,6 м$^3$). Несмотря на сотрясения, вызванные взрывами, плотина отлично выстояла, продемонстрировав исключительную прочность тонких оболочек. После того как правобережный устой опустился на 10 см, плотина приспособилась к своему новому основанию.

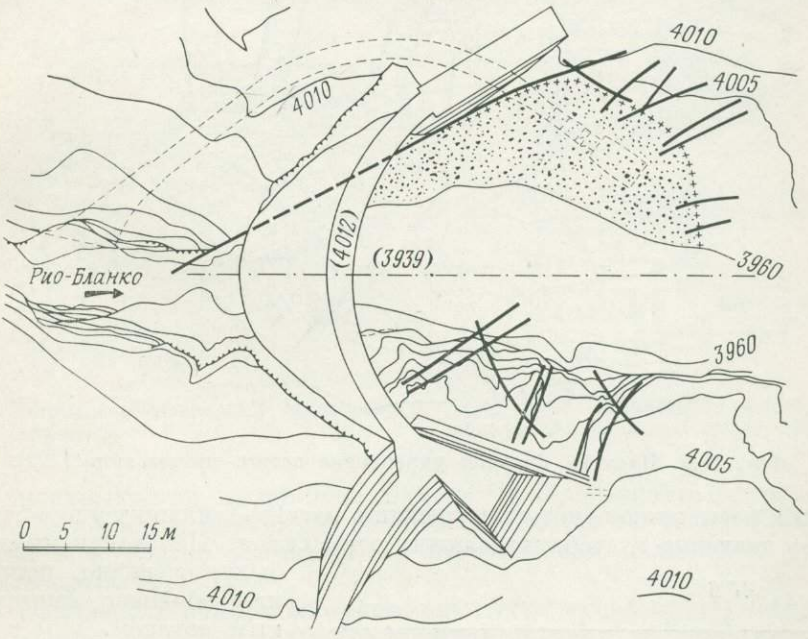
**13.2. Арочная плотина Фрейле в Перу.** Тонкая, двойной кривизны арочная плотина Фрейле с нормальным подпорным уровнем 4010 м над уровнем моря построена в 1958 г. выше города Арекипа в южном Перу. Плотина высотой 70 м, шириной по верху 1,58 м и по низу 6,20 м большей (по высоте) частью своей перекрыла узкую долину и только верхние 10 м приходятся на расширение, что привело к необходимости создания прочных бетонных береговых устоев, в особенности правобережного. Последний защищен дугообразным открылком, образующим нечто вроде второй небольшой арочной плотины (фиг. 13.2). В скальном массиве под левобережным устоем (отметка 3964 м) устроена промывная галерея, а на правом берегу в подошве плотины (отметка 3942 м) сделано донное отверстие диаметром 0,75 м для полного — в случае необходимости — опорожнения водохранилища.

Долина реки глубоко врезана в твердые андезиты, прочность на сжатие которых находится в пределах 500—1800 кг/см$^2$. На отметке 4005 м (5 м ниже НПУ) андезиты перекрыты лавовыми образованиями и слабо сцементированными вулканическими пеплами. Береговые устои плотины поставлены на андезиты. Район сейсмически активный.

Левый устой плотины прочно заделан в трещиноватые андезиты. Главная — вертикальная — система трещин более или менее параллельна устою; одна из таких трещин проходит близко от него. Вторая система трещин, перпендикулярная первой, имеет подчиненное значение. Цементационная завеса на значительную глубину пересекает скальный массив.

Вблизи Арекипа, в 40 км от плотины, расположен действующий вулкан Мисти. В 1959 и 1960 гг. в районе плотины были зарегистрированы землетрясения силою 4 балла по шкале Меркалли, в результате которых в некоторых сооружениях возникли трещины. В самой плотине и в ее основании видимых нарушений обнаружено не было, но не исключена возможность, что противофильтрационная завеса была повреждена.

Наполнение водохранилища шло медленно. 12 апреля 1961 г. уровень его достиг отметки 4000,7 м, что соответствовало объему воды 100 млн. м³. На другой день на левом борту близко от устоя произошел оползень, захвативший около 15 000 м³ породы на протяжении 40 м; при этом серьезно



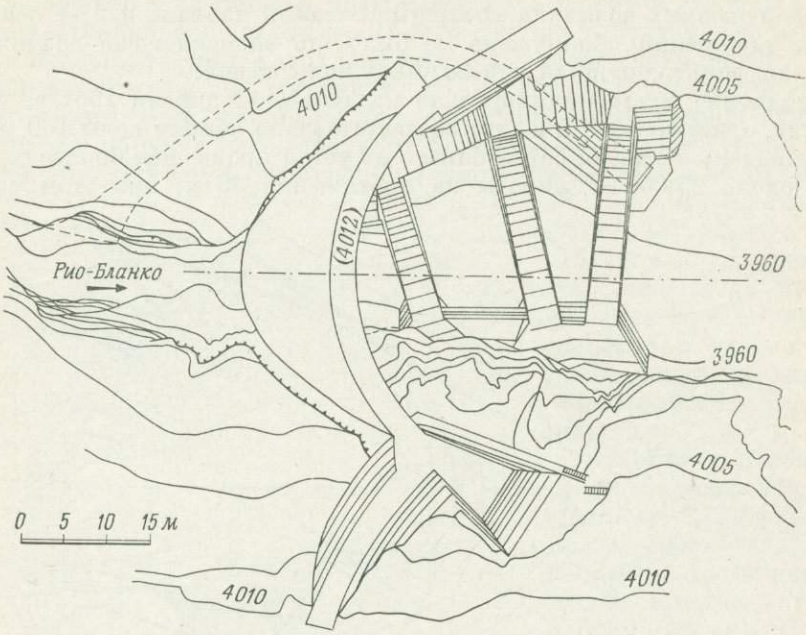

Фиг. 13.2. Плотина Фрейле; основные трещины в скальном массиве. Штриховкой обозначен оползень левого берега [293].

пострадала промывная галерея. Бурлящий поток воды с расходом 60 м³/с устремился в нижний бьеф и сосредоточился на дне сужения. Плотина с поврежденным устоем осталась в очень опасном положении и не было возможности ускорить опорожнение водохранилища. Население нижерасположенного города Арекипа покинуло его.

Осмотр промывной галереи обнаружил крупную трещину, пересекающую галерею, а также повреждения ее металлической и бетонной облицовок, связанные со смещением нижней части галереи — продольным на 30 см и боковым на 80 см. В некоторых инъекционных скважинах, пройденных из галереи, полностью исчез цементный камень; через одну из них возникло сквозное сообщение с крупной трещиной в скальном массиве. Сама плотина не пострадала, а левобережный устой ее только слегка сместился. Вскоре появились признаки увлажнения склона, а затем возникли настоящие ключи. Последние питались водой из водохранилища, поступавшей по трещинам в скальном массиве, с очень малой потерей напора (около 10—15 м). Основание плотины в целом оставалось водонепроницаемым.

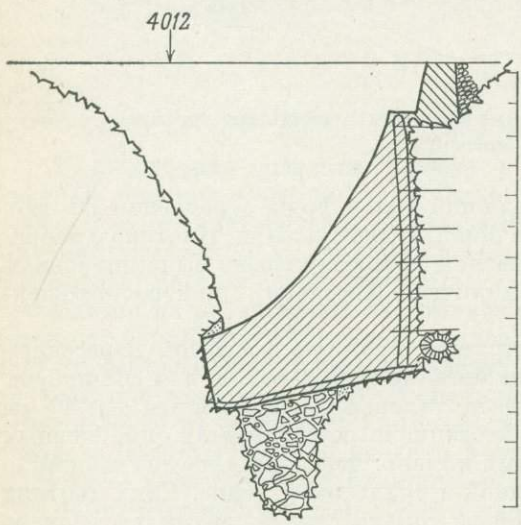
Причины оползня не вызывают сомнения; в связи с фильтрацией из водохранилища в трещинах скального массива возникло гидростатическое давление, никакими дренажными устройствами не регулируемое. Под действием

этого давления 3 апреля 1961 г. произошло несколько оползней, подошедших очень близко к устью плотины, но не затронувших его. Оползневые подвижки




Фиг. 13.3. Плотина Фрейле; укрепление левого примыкания [293].

привели к раскрытию некоторых трещин в массиве, снявших в нем гидростатическое давление и стабилизовавших этим склон. Цементационная завеса была, очевидно, повреждена или обойдена фильтрационным потоком.




Фиг. 13.4. Плотина Фрейле; поперечный разрез контрфорса [293].

Мари [293], книга которого «Арочные плотины» является единственным источником информации об аварии на плотине Фрейле, сделал категорический вывод о необходимости дренирования скальных оснований и о неполноценности цементационных завес без дренажных устройств.

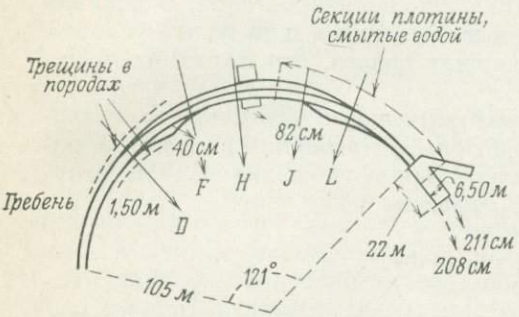
После аварии на левом берегу возвели массивную бетонную подпорную стену, поддерживающую крутой склон. Стенка связана со скальным массивом стальными анкерами и подпирается тремя бетонными контрфорсами. Выше старой противофильтрационной завесы сделана новая, а ниже пробурено несколько глубоких дренажных скважин.

Новая цементационная завеса и дренажная система сооружены и на правом берегу. От первоначальной идеи упереть левобережные контрфорсы

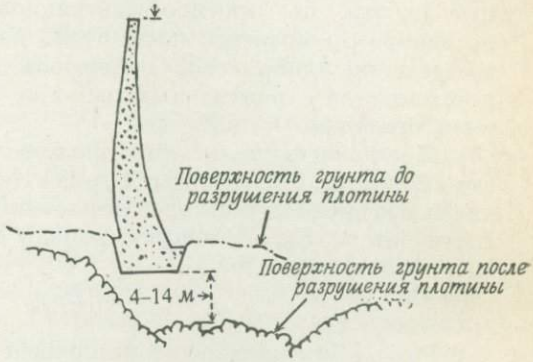
в правый берег (фиг. 13.3 и 13.4) отказались из-за невозможности рассчитать в них напряжения и деформации под воздействием сейсмических сил.

**13.3. Катастрофа на плотине Мальпассе.** Разрушение плотины Мальпассе близ города Фрежюс во Франции произошло 2 декабря 1959 г.; погибло более 400 человек и была уничтожена часть города.

Техническая информация о причинах аварии стала поступать с большим опозданием. Официальный доклад [201] не содержал четких указаний на причины разрушения и на протяжении нескольких лет трудно было понять, почему среди многих других именно эта тонкая арочная плотина потерпела аварию. До тех пор пока обстоятельства разрушения плотины Мальпассе




Фиг. 13.5. План, показывающий смещение плотины Мальпассе.




Фиг. 13.6. Типичный разрез плотины вблизи левого устья после аварии.

оставались неясными, возникали сомнения в безопасности других плотин. Некоторые эксперты выдвинули объяснения, которые с успехом могли быть отнесены и к другим плотинам, не проявлявшим каких-либо признаков неустойчивости.

В Парижском политехническом институте проводились лабораторные исследования, имевшие целью определить, почему трещиноватые гнейсы оказались ненадежным основанием для плотины. В результате Мари [293] опубликовал свою версию о причинах аварии, пролившую свет на многие, до того не ясные факты. Располагая этими данными, теперь можно понять, каким образом произошло разрушение плотины.

*13.3.1. Официальные данные.* Для расследования причин аварии Министерство сельского хозяйства Франции 5 декабря 1959 г. назначило специальную комиссию, представившую спустя несколько месяцев предварительный доклад. Окончательный доклад был составлен в августе 1960 г. и стал доступен иностранным экспертам осенью 1962 г. [201].

Этот доклад состоит из 55 страниц текста, но содержит 40 объемистых приложений, в том числе два по геологии.

1. Основные данные (фиг. 13.5, 13.6) по плотине Мальпассе на реке Рейран:

| | |
|---|---|
| Гребень плотины | 102,55 м над уровнем моря |
| Дно русла реки около | 42,0 м над уровнем моря |
| Наивысший подпорный уровень | 100,42 м над уровнем моря |
| Радиус плотины | 105 м |
| Центральный угол | 121° |
| Ширина по гребню плотины | 1,50 м |
| Ширина по подошве плотины | 6,76 м |

Строительство начато 1 апреля 1952 г.

Уровни верхнего бьефа: в мае 1954 г. на отметке 60,64 м; в сентябре 1955 г. на отметке 79,75 м и в июле 1959 г. на отметке 94,10 м.

Разрушение плотины произошло при уровне 100,12 м. За несколько часов до аварии плотина в обычном порядке была обследована смотрителем.

2. Анализ возможных причин разрушения; обсуждение имеющегося фактического материала. Комиссия изучила следующие возможные причины.

*Качество бетона.* В докладе указывается на отличное качество строительных работ, на хорошее качество бетона и контакта бетона с основанием. Прочность бетона на сжатие составляла от 333 до 533 кг/см², а модуль упругости колебался от 218 000 до 300 000 кг/см².

*Цементация.* Контактовая цементация выполнена, как обычно с шагом между скважинами с верховой стороны 2,50 м и с низовой 5,00 м. Инъекционные работы по противофильтрационной завесе начаты осенью 1953 г., но вскоре прекращены из-за очень малого поглощения раствора. В докладе это решение одобряется. Окончательный вывод сводится к тому, что условия производства строительных работ не содержат ничего, что могло бы объяснить причины катастрофы.

*Проверка правильности аналитических расчетов и допустимых нагрузок в плотине.* Проектанты (фирма «Коин и Белье») проверили возможные радиальные перемещения гребня плотины, принимая в отношение модуля упругости бетона $E_{бет}$ к модулю породы $E_{пор}$ равным

$$E_{бет}/E_{пор} = 0{,}1;\ 5 \text{ и } 10.$$

Расчет был проверен и утвержден лабораторией «Электрисите де Франс». Расчетные значения напряжений находились в допустимых пределах: они были равны или меньше 61 кг/см² (сжимающие) и обеспечивали коэффициент безопасности для бетона 5,3. Небольшие растягивающие напряжения (10 кг/см²) были обнаружены в верхней части консолей. Температурные напряжения и усадка бетона в этих расчетах не учитывались. (Они были оценены в пределах не более 15% суммы всех напряжений.) Напряженное состояние плотины проверялось специалистами лаборатории также посредством анализа по методу чистых арок.

Основные проверочные расчеты плотины велись методом пробных нагрузок по пяти аркам и одиннадцати консолям, исходя из отношения $E_{бет}/E_{пор} = 10$ и значения $E_{пор} = 10\,000$ кг/см² (судя по смещениям в подошве плотины, замеренным в 1955 и 1959 гг. при уровнях верхнего бьефа соответственно 79,75 и 96,10 м, наиболее вероятное значение отношение $E_{бет}/E_{пор}$ равнялось по крайней мере 6,5, но, возможно, колебалось от 15 до 25). Этот анализ не показал каких-либо необычных концентраций напряжений и в целом дал более удовлетворительные результаты по сравнению с упрощенными расчетами.

*Проверка устойчивости левобережного устоя.* Размеры этого устоя в плане были определены сначала в 20 × 6 м, но затем увеличены до 22 × × 6,5 м. Устой со стороны верхнего бьефа защищен вертикальным открылком; пространство между обоими сооружениями хорошо сдренировано во избежание гидростатического и взвешивающего давлений на устой. Последний рассчитывался на полное арочное давление, передаваемое на бетонный блок высотой 16 м. Максимальное сжимающее напряжение в подошве устоя составляло 6 кг/см², а тангенциальное 9 кг/см², с относительно высоким значением $\operatorname{tg} \phi = 1{,}45$. Сопротивление сдвигу зависело от прочности контакта бетон — скала и оценивалось специалистами «Электрисите де Франс» в 36 кг/см² (расчетная формула $\tau = 28 + 1{,}3\ \sigma$ была взята ими по аналогии с данными испытаний на участке плотины Грандваль).

Согласно докладу, правомерность приведенных значений сопротивления сдвигу обеспечивалась сжимающими напряжениями, превышающими 5 кг/см². После аварии нашли много обломков с ненарушенными контактами бетона

с породой; это позволило сделать вывод, что разрушение произошло не по контакту, а ниже его, в породах основания.

*Скальные породы.* Приготовление образцов для лабораторных испытаний сопровождалось большими трудностями из-за большого количества разноориентированных трещин в породах. Удалось выпилить только один кубик породы с ребром 5 см, который был использован для испытания взамен стандартного цилиндра диаметром 7 см. Среднее сопротивление сжатию штуфа породы составило 324 кг/см², а кубика 425 кг/см². Велись испытания породы на водопроницаемость. Испытания in situ были проведены «Электриците де Франс» в двух штольнях и сопровождались сейсмоакустическими исследованиями.

Комиссия исходила из положения, что плотина и ее основание составляют одно целое; тем не менее причины разрушения для обеих частей рассматривались отдельно.

*Геологические отчеты.* Из первой серии геологических отчетов, составленных проф. Коррои из Марсельского университета, наиболее важными являются отчеты, датируемые 15 ноября 1946 г. и 11 мая 1949 г. В первом из них дается детальное описание геологического строения района расположения плотины, главным образом отложений каменноугольного возраста и подстилающих их гнейсов. В отчете указывалось на водоупорный характер ложа будущего водохранилища, обусловленный свойствами и залеганием слагающих его геологических формаций, и тщательно описывалась мощность аллювиальных отложений на участке намечаемой плотины. Автор подчеркнул необходимость интенсивной цементации основания, с чем проектанты, а позднее следственная комиссия не согласились. У профессора Коррои не было сомнений в возможности постройки плотины в обследованном районе с нагрузкой на основание, выбранной проектантами.

*Доклад Жана Гогеля*, представленный 17 апреля 1960 г., содержал тщательный анализ геологических предпосылок, заложенных в проекте плотины. Автор указывал, что Коррои вел свои исследования как для гравитационной плотины и не был поставлен в известность о решении проектантов перейти на арочный вариант. Поэтому он уделял много внимания таким вопросам, как мощность аллювия (что важно с позиций гравитационной плотины), и мало касался качества пород в верхних частях склонов, которые могли служить упорами для арки. Гогель построил свой доклад на анализе следующих аспектов: а) гнейсы и пегматиты (которые оказались хуже, чем предполагалось); б) петрография гнейсов, макроскопическое описание, микроскопический анализ и кристаллография породы, генезис гнейсов; в) присутствие серицита в гнейсах левого берега и влияние его на снижение механической прочности породы — обстоятельство, на которое он неоднократно обращал внимание; г) влияние на гнейсы порового давления и результаты лабораторных испытаний образцов под водой; е) сланцеватость и трещиноватость пород.

Гогель настаивал на том, что разрушение левого устоя плотины произошло из-за сдвига вдоль выраженной линии трещин. Это имело место на небольшой глубине ниже подошвы бетона, и глубокий размыв, хорошо сейчас видный, был частично вызван просачиванием воды и смещением больших плит породы. Он считает, что эти трещины можно было обнаружить до начала строительства и что на основании детального микроскопического анализа породы или осмотра территории можно было предсказать случившееся. На самом деле все это производит обратное впечатление.

Но ни отчеты Коррои, ни доклад Гогеля не дали ключа для понимания причин разрушения.

*Описание разрушения плотины, составленное французской комиссией.* Комиссия сделала вывод, что плотина была запроектирована правильно

и построена без каких-либо дефектов; причину разрушения надо искать в ее основании.

Тщательные исследования бетона в уцелевших частях сооружения в русле и на правом берегу реки, бетонных блоков, оторванных и снесенных водой в нижний бьеф, а также скальных массивов в обоих склонах реки дали некоторые нити к пониманию причин бедствия.

Французские эксперты опубликовали план плотины в том виде, в каком она представляется сейчас, по которому можно судить о перемещениях отдельных ее частей (фиг. 13.5). Хорошо видно, что левое примыкание имело вид V-образного устоя, защищенного открылком от непосредственного давления воды. Плотина нормально опиралась на массивное сооружение.

Согласно фиг. 13.5, имело место тангенциальное перемещение устоя примерно на 2,10 м. Положение, которое занимает устой в настоящее время, искривление одного из стержней арматуры, оставшегося до сих пор вертикально заделанным в скалу и в бетон, показывают, что общее смещение плотины представляло собой комбинацию сдвига внутри скального массива и первого смещения на 1,3 м и образования трещины между бетоном и основанием с последующим смещением еще на 0,80 м. Тонкий открылок, частично увлеченный движением устоя, скололся и остановился, а устой продолжал скользить.

Сила, заставившая устой и часть скального массива сдвинуться, была чрезвычайно большой. Движение происходило по касательной к дугообразной поверхности плотины и параллельно крупной трещине в породе, не обнаруженной геологами, но теперь хорошо заметной.

По подсчетам комиссии сила, разорвавшая основание открылка, равнялась не менее 18 000 т. К этой силе следует добавить сопротивление сдвигу самого устоя и смещенной породы. Эти 18 000 т значительно превышали арочное усилие между отметками 86 и 100 м, подсчитанное методом пробных нагрузок.

*Разрушение плотины.* Правая половина арки повернулась по отношению к правому примыканию (фиг. 13.5). Смещение подошвы центральной консоли составило около 0,80 м. Левая половина плотины и подстилающая порода были целиком смыты водой, уцелел только береговой устой.

Если рассматривать плотину как жесткое тело, то смещение левобережного устоя не должно было превысить 1,10 м. Фактически оно составило около 2,0 м, что можно объяснить перегрузкой верхних арок и деформацией всей оболочки. По мнению комиссии, деформируемость пород основания вблизи трещины, прослеженной в верхнем бьефе, была значительно большей, чем где-либо в другом месте. Часть усилия, не воспринятого основанием, передалась аркой на края некоторой зоны, существенно усилив напряжение в этих местах и распространив эту зону к низу и к верху устоя, перегрузив последний. Комиссия считала, что такое перераспределение напряжений в плотине (первая фаза разрушения) протекало очень медленно, в течение многих дней или даже недель. Вторая фаза представляла собой почти мгновенное разрушение всей плотины.

Комиссия, насколько это можно было, подробно изучила следы перенапряжения, сохранившиеся на некоторых бетонных блоках, и пути перемещения последних. Было высказано предположение, что непосредственно перед разрушением арки работали как «ныряющие арки» (подобно хорошо известному случаю на плотине Розеленд). Внутри оболочки образовалась «активная арка», передавшая усилия от точки $E$, в которой бетон был разрушен, к точке $E^*$, в которой бетонный устой сдвинулся (фиг. 13.7). Консоли не могли способствовать восстановлению равновесия в перегруженной оболочке и, когда арки сдвинулись, разрушились сами. Давление под плотиной, вызванное фильтрацией в ее основании, способствовало развитию первой

фазы разрушения. Смотритель плотины, обследовавший ее нижнюю часть незадолго до аварии, обнаружил признаки фильтрации.

Виной всему не могло быть отсутствие противофильтрационной завесы. Такая завеса не могла воспрепятствовать разрушению.

*13.3.2. Объяснения и обсуждения других экспертов.* Подробный анализ официального доклада французской комиссии показывает, что эксперты выделили две фазы разрушения: 1) медленное развитие деформаций скального основания и перенапряжения оболочки и 2) почти мгновенное разру-

Фиг. 13.7. Схематическое изображение «активной» арки внутри оболочки плотины.

шение плотины и ее основания. Но в докладе не сказано, почему все это произошло и чем породы основания плотины Мальпассе отличаются от пород оснований других плотин.

В работу включились другие известные эксперты, которые дали свои объяснения физики явлений.

1. К. Терцаги [456] сделал следующие выводы:

«Можно полагать, что левый устой плотины сдвинулся по выдержанному контакту ослабленной породы, занимающей значительную площадь. С помощью детальной съемки, изучения скальных обнажений и кернов из буровых скважин диаметром 50 мм, пройденных опытным мастером, можно было бы убедиться, что породы сильно трещиноваты, причем часть трещин открытые или заполнены глиной.

Располагая такими материалами, опытный геолог мог заключить, что участок потенциально неблагонадежен, но не смог бы точно наметить местоположение сдвигоопасных поверхностей. Все аварии с основаниями плотин, несмотря на тщательные исследования, происходили в основном из-за наличия тонких прослоев или гнезд слабых пород очень ограниченных размеров. Никакими методами изысканий, включая применяемые в горном и нефтяном деле, нельзя получить точную информацию о таких малых деталях геологического строения».

Скальное основание было нарушено вдоль двух наклонных разломов, расположенных почти под прямым углом друг к другу, один с верховой и другой с низовой стороны плотины. Скальный массив на левом берегу реки на отметке, где произошло разрушение, сильно трещиноват. Подробное изучение этого участка, проведенное уже после аварии, обнаружило системы микротрещин, тонких и крупных трещин. Это в известной мере подтверждает выводы Терцаги, но при более подробном рассмотрении некоторые факты противоречат его выводам.

Левобережный V-образный бетонный устой плотины был очень прочным и потерял устойчивость в последний момент после того, как оболочка претерпела серьезные деформации и давление на него изменило свое направление и сильно увеличилось против расчетного.

Глинистый заполнитель двух разломов с верховой и низовой сторон плотины подвергся тщательному изучению в лаборатории Парижского политехнического института. Угол внутреннего трения этого материала колебался в пределах от 45 до 60°, т. е. оказался слишком большим, чтобы подтвердить гипотезу Терцаги о сдвиге породы по трещине. Даже в состоянии полного водонасыщения этот заполнитель имел слишком высокий коэффициент трения, чтобы допустить разрушение основания из-за сдвига по трещинам. Очевидно, сцепление в этом материале было низким, но это своеобразное ослабление породы не могло явиться причиной разрушения плотины. Левобережный устой пострадал по какой-то другой причине, которую и следовало установить.

Таблица 13.1

**Модули упругости $E_{пор}$ и модули полной деформации $E_{total}$ (в кг/см²) гнейсов левого берега основания плотины Мальпассе**

| | $E_{пор}$ | | $E_{total}$ |
|---|---|---|---|
| | 1 цикл | 3 цикл | 3 цикл |
| Штольня 1 | 3200—17 000 | 4000—18 000 | 2300—7300 |
| Штольня 2 | 5000—18 000 | 6000—25 000 | 1200—8000 |

2. Л. Серафим доложил на XIII Международном симпозиуме Австрийского общества по механике скальных пород в Зальцбурге (5 октября 1962 г.) результаты модельных исследований образования в породе локальных ослаблений. На фиг. 13.8 показан скальный массив ограниченных размеров с низким модулем упругости, залегающий в основании плотины.

Фиг. 13.8. Предположение о разрушении плотины из-за слабых пород основания и образования в плотине трещины растяжения (Серафим).

В этих условиях, согласно Серафиму, вдоль основания, вблизи ослабленной зоны, могут возникнуть значительные растягивающие напряжения.

Французские специалисты с большим вниманием изучили вопросы, касающиеся упругих и пластических свойств скальных пород. «Электрисите де Франс» провела специальные испытания в двух штольнях, расположенных вблизи плотины на левом берегу. Наиболее интересные результаты приведены в табл. 13.1.

Полученные характеристики очень низки для гнейсов. Французские исследователи заключили, что отношение модуля бетона к модулю пород $n = E_{бет}/E_{пор}$ было больше 6,5 и, очевидно, ниже 25.

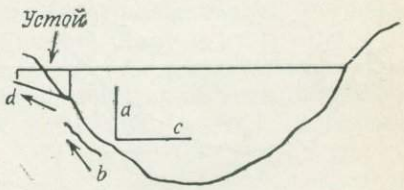
Комиссия приняла, как наиболее вероятное, значение $E_{пор} = 10\,000$ кг/см², но не исключала возможности и $E_{пор} = 5000$ кг/см². Расчеты методом пробных нагрузок показали, что плотина оставалась невредимой при $E_{пор} = 10\,000$ кг/см².

Решение комиссии косвенно подтверждалось многими другими модельными испытаниями и аналитическими расчетами, показавшими, что тонкие и очень тонкие арочные плотины, правильно запроектированные, построенные из прочного бетона, заанкерованные в однородные породы (даже в породы с низким модулем упругости), обладают большим резервом прочности и высоким коэффициентом безопасности для нормальной гидростатической нагрузки. Разрушение моделей таких плотин происходило только в условиях большой перегрузки (Семенца, Оберти, Роха, Серафим и др.). Наиболее убедительным примером надежности таких плотин является случай с оползнем в верхнем бьефе плотины Вайонт. Эта очень тонкая арочная плотина, спроектированная Семенцой, выдержала тройную перегрузку; она очень мало пострадала даже при переливе через нее высокой волны.

Исследования для плотины Танг-е-Сулейман в Иране проводились в лаборатории Лиссабона. В модели был представлен участок породы с низким значением $E$ в левом примыкании плотины. В условиях перегрузки

разрушение модели произошло как раз вдоль этого примыкания. На фиг. 13.9 видно, что линия разрыва *a*, вызванного сжатием или изгибом в условиях однородного основания, обычно располагающаяся вертикально вблизи гребня плотины, оказалась смещенной к левому устою. Выделяются наклонная линия разрыва *b*, параллельная левобережному примыканию, и другая, почти горизонтальная линия скола *c*, направленная к правому берегу (в одной из моделей эта линия ориентирована направо и вверх). Примечательно сходство формы разрывов в модели плотины Танг-е-Сулейман с разрушением плотины Мальпассе, подтверждающее предположение, что разрушение последней в конечной стадии произошло в левом примыкании с наклонной поверхностью скола не в бетоне, а в породе как наиболее слабом элементе системы плотина — основание.

Однако до сих пор не нашли объяснения несколько важных положений. Если бы проект плотины Мальпассе был детально рассмотрен опытными специалистами, имевшими представление о наличии ослабленных участков




Фиг. 13.9. Предположение о разрушении плотины из-за слабых пород и трещин разрыва в ее основании.

*a* — трещина, образовавшаяся при изгибе; *b* — трещина скола в слабых породах; *c* — трещина разрыва; *d* — скольжение устоя.

в скальном основании левого примыкания, они, наверно, отметили бы необычную массивность левобережного V-образного бетонного устоя, который оказался частично сколот до того, как основание сдвинулось. Между тем местное ослабление скальной породы с низким модулем упругости, рассматриваемое Серафимом, или низкая прочность на сдвиг мелких разрывных нарушений, на которые обращал внимание Терцаги, могли быть скомпенсированы гибкостью тонкой арочной плотины. Более 500 арочных и тонких арочных плотин, благополучно существующих до сих пор, подтверждают преимущество сооружений плотин такого типа, несмотря на то, что часть из них построена на весьма посредственных основаниях. Две итальянские тонкие арочные плотины выдержали землетрясение без каких-либо повреждений [132].

Сравнение линий разрывов на Мальпассе с линиями разрывов на модели плотины Танг-е-Сулейман еще раз подтверждает, что произошло разрушение левого примыкания, но не объясняет причины, вызвавшей его. С течением времени все большее число экспертов стали обращать внимание на возможное разрушительное действие воды, фильтрующейся по макротрещинам, и пытались оценить опасность взвешивающих сил.

З. Серафим, Джегер, Пахер и Лонд. В 1963 г. Пахер [357] и его японские коллеги подвергли математическому анализу процесс фильтрации воды в обход плотины Куробе IV и полученные выводы проверили на моделях. Джегер [197, 203, 204] в нескольких статьях касался вопросов, возникавших из-за различия в водопроницаемости скальных пород, вызванного цементацией оснований плотин. Лонд разработал новый аналитический способ расчета противодавления под плотиной, впервые доложенный им на VIII конгрессе по высоким плотинам в Эдинбурге в 1964 г., а затем на I конгрессе по механике скальных пород в Лиссабоне в 1966 г.

Терцаги [457] высказал второе предположение о причинах гибели плотины Мальпассе. Во вступительной заметке он писал:

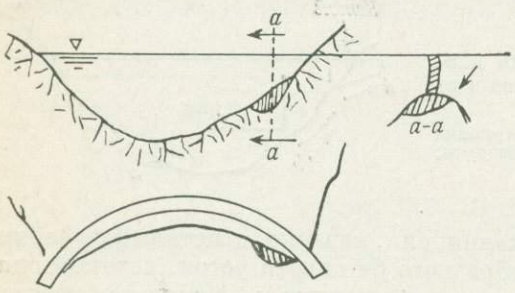
«При фильтрации воды из водохранилища, образованного бетонной плотиной, наибольшее давление воды развивается в трещинах пород в подошве склона ниже низовой грани плотины. Процесс разрушения склона под действием трещинных вод зарождается в его подошве».

Высказывания Терцаги могли бы быть более понятными, если бы вместо давления трещинных вод он рассматривал градиенты напора внутри скального основания (фиг. 13.10). Описав условия у подошвы низовой грани гравитационной плотины, Терцаги продолжал:

«В случае тонкой арочной плотины наибольшее давление трещинных вод возникает также вблизи подошвы низовой грани в основании склона. Оно гораздо больше, чем у гравитационной плотины, так как ширина основания арочной плотины значительно меньше. Примыкания арочных плотин расположены в области потенциально возможных оползневых подвижек. В конечном счете в нижней части склона давление трещинных вод в сочетании с усилием, передаваемым аркой, составляющая которого направлена вниз по течению, стремится вытолкнуть породу из склона».

Терцаги переходит затем к катастрофе на Мальпассе. Он высказывает следующие мысли:

«Можно сказать, что сдвиг, вызванный выпором в подошве склона, лишает упора верхнюю часть основания плотины. Следовательно, если выпор произойдет в массиве, поддерживающем арочную плотину, то последствия могут быть катастрофическими.




Фиг. 13.10. Схема выпора пород в основании плотины по гипотезе Терцаги [457], Джегера [197, 203], Пахера [357].

Разрушение плотины Мальпассе, очевидно, было вызвано такого рода выпором. К счастью, давление воды в трещинах скальных пород с низовой стороны арочной плотины в принципе может быть снижено соответствующим дренажным устройством».

Джегер [197, 212], рассматривая аналогичные условия, предупреждает об опасности, которую представляют растягивающие напряжения, возникающие в скальной породе на небольшой глубине под верховой гранью плотины. Этим явлением часто пренебрегают и в расчет обычно принимают только сжимающие и сдвигающие напряжения по подошве плотины.

*13.3.3. Фундаментальные исследования водопроницаемости и неустойчивости скальных пород.* 1. Устойчивость скальных оснований. Наиболее решительные действия в части изучения важнейшей проблемы разрушения плотины Мальпассе были предприняты группой французских инженеров, в течение нескольких лет упорно работавших над изучением влияния фильтрации на основания плотин.

Хабиб [143] и Берне [28] провели систематические исследования корреляционных связей между коэффициентом фильтрации Дарси $k$, напряжениями и состоянием различных типов пород. Изучение известняков, песчаников, мергелей и гнейсов показало, что коэффициент фильтрации $k$ большинства песчаников и других аналогичных пород не изменяется в зависимости от напряженного состояния и остается примерно таким же в породах, испытывающих сжимающие или растягивающие напряжения. То же самое наблюдается в большинстве пород с порами круглой формы. Наоборот, в микротрещиноватых и особенно в тонкотрещиноватых породах значение $k$ зависит от действующих в них напряжений. Образцы таких пород, испытывающие растягивающие напряжения, значительно более водопроницаемые, чем при сжатии. В зависимости от напряжений значения $k$ могут изменяться от 1 до 1000. Особенно это относится к сланцам и гнейсам. Гнейсы Мальпассе оказались самыми плохими из всех пород, исследованных Берне. Новая серия проведенных испытаний на проницаемость положена им в основу классифи-

кации горных пород с точки зрения пригодности их в качестве оснований плотин (см. раздел 4.12).

Крсманович и другие изучали распределение напряжений в моделях скальных массивов, сложенных параллелепипедальными блоками, не способными передавать растягивающие напряжения в направлениях, перпендикулярных поверхностям блоков. Эти работы показали, что распределение сжимающих напряжений в таком «трещиноватом полупространстве» значительно отличается от распределения в сплошном полупространстве. В первом случае происходит большая концентрация сжимающих напряжений под нагруженной поверхностью, в то время как, согласно классической теории, эти напряжения должны распространяться в стороны.

Так, очевидно, и случилось на плотине Мальпассе. Концентрация сжимающих напряжений сократила макротрещины в гнейсах под плотиной и сделала их водонепроницаемыми. Сильно трещиноватый массив под напорной гранью и выше по течению под действием растягивающих напряжений стал, наоборот, сильно водопроницаемым. Проектировщики плотин часто требуют изучения геологического строения скального массива на глубине; согласно современным концепциям (Пахер, Джегер, Лонд и др.), в первую очередь следует изучать силы, развивающиеся в породах основания под действием фильтрации воды по трещинам. Для вычисления этих сил необходимо знать коэффициент фильтрации $k$ в различных частях скального массива.

Лонд и Берне [29, 30] положили эту гипотезу в основу своего анализа причин разрушения плотины Мальпассе. Они сначала приняли в расчет единое значение $k$ для всего скального массива, а затем значение $k$ в зависимости от напряженного состояния породы. Для определения этих напряжений отказались от этой обычной формулы Буссинеска и применили теорию распределения напряжений в трещиноватой среде. Целесообразность такого подхода к решению задачи получила подтверждение в книге Мари, посвященной авариям арочных плотин [293].

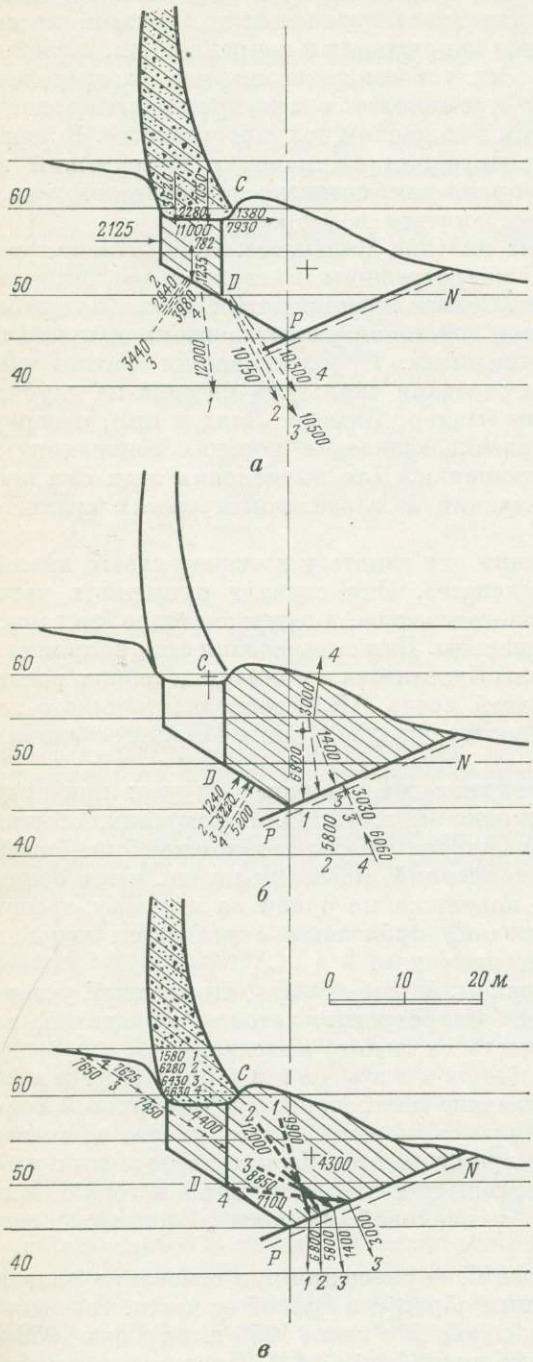
В этих расчетах были рассмотрены два типичных случая: при отсутствии и при наличии противодавления (фиг. 13.11). В условиях, обычных для однородных пород, устойчивость плотины Мальпассе должна была бы быть обеспечена. Исходя же из новых концепций, можно полагать, что в основании плотины могли иметь место подвижки по одной из крупных трещин. В таком случае разрушение основания произошло в условиях, подобных описанных Терцаги, но по иным причинам.

Подводя итог многолетним поискам, можно сказать, что геологи, утверждавшие, что для гнейсов характерна микротрещиноватость, сознательно или нет указывали на самое слабое место скального массива.

2. Трещины в породе вдоль напорной грани. Некоторые эксперты обратили внимание на трещины вдоль верховой грани плотины в правой ее части и удивлялись, почему об этом ничего не сказано в докладе комиссии. В настоящее время имеется несколько печатных работ и докладов на конгрессах, указывающих на опасность, которую представляют трещины растяжения с верховой стороны бетонных плотин любого типа.

Мари обобщил данные наблюдений за смещениями в основании плотины Мальпассе, происходившими главным образом в правой ее части. Смещения, зарегистрированные в промежуток времени с июля 1958 г. по июль 1959 г., оказались значительно больше расчетных (фиг. 13.12). Плотина имела двойное вращательное движение: одно вокруг правого примыкания и одновременно другое вокруг гребня по оси, проходящей несколько выше его. Это вращение вызвало непредвиденные смещения в основании плотины, записанные до июля 1959 г., но еще лучше видные по замерам, сделанным после катастрофы (фиг. 13.13 и 13.14). Очевидно, эти смещения задолго до аварии

привели к образованию с верховой стороны плотины трещины шириной от 10 до 20 мм. Отметки уровня воды в верхнем бьефе: в 1958 г. 83,70 м,



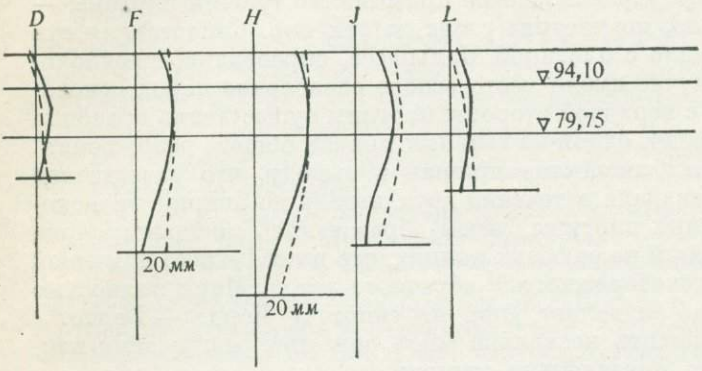

Фиг. 13.11. Типичный поперечный разрез левого примыкания плотины Мальпассе.

*а* — верховой блок пород; *б* — низовой блок пород; *в* — оба блока совместно. *1* — равнодействующая усилий, противодавление не учтено; *2* — треугольная эпюра противодавления в основании вплоть до точки *P*, где значение его равно нулю; *3* — треугольная эпюра давления вплоть до точки *P* в точке *D* оно равно половине, в точке *N* — нулю; *4* — полное гидростатическое давление вплоть до точки *P*, давление по треугольнику от $P_4$ до *N* [293].

в 1959 г. 94,10 м и в день катастрофы 98,50 м, когда смещения, показанные на фиг. 13.5 и 13.13, привели к разрушению плотины.

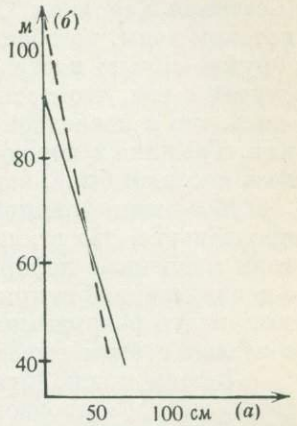
Ситуация была опасной, и, вероятно, к июлю 1959 г. основание было ослаблено по периферии правого и, вероятно, левого крыла плотины. Это

подтверждается тем, что в процессе разрушения все правое крыло плотины повернулось вокруг правого примыкания и замок арки в русловой части реки сместился по основанию на 820 мм. Согласно Мари, все это привело




Фиг. 13.12. Деформации плотины Мальпассе перед ее разрушением.

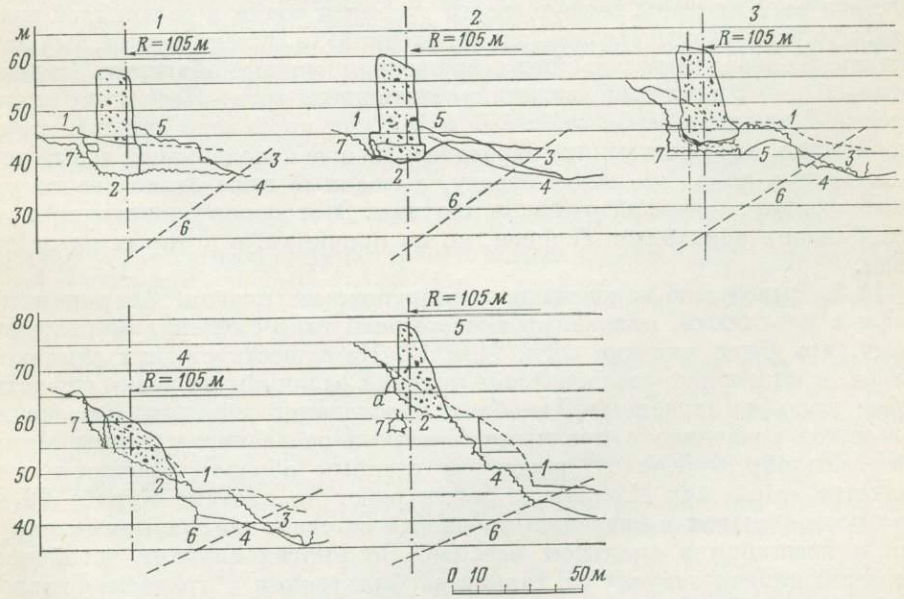
Пунктирные линии — замеренные деформации, сплошные линии — расчетные деформации [293].




Фиг. 13.13. Перемещение фиксированных точек.

*а* — перемещения; *б* — отметки над уровнем моря. Пунктирная линия — перемещения в среднем; сплошная линия — щель *H* [293].

к расширению верховой трещины, и низовой край ее стал ниже верхового на 10 см. Следует подчеркнуть, что такое двойное вращение было геометрически возможно лишь при условии, что левое примыкание оставалось




Фиг. 13.14. Плотина Мальпассе: трещины в основании вдоль верховой грани, правое крыло.

*1* — естественная поверхность пород; *2—3* — вероятная глубина выемки; *4* — поверхность пород после разрушения; *5* — бетонные блоки; *6* — разрывы в породах; *7* — траншея и галерея [293].

на месте. Разрушение левого устоя и конечное разрушение плотины произошли после того, как основание ее было сильно повреждено по всей периферии плотины.

Тонкие арочные плотины имеют удивительные запасы прочности. Это подтверждается случаем с плотиной Идбар, который описан в одной из предыдущих глав. У двух тонких плотин — Мойи, (Айдахо, США) и Ланьер (Северная Каролина, США) были полностью разрушены левые устои, смытые потоком воды, но оболочки уцелели. Левое примыкание третьей плотины — Фруйле сильно пострадало, но плотина стоит до сих пор. Сопоставляя эти случаи с тем, что произошло с плотиной Мальпассе, справедливо предположить, что в последнем случае имело место особое ослабление пород основания. Трещина в породах с верховой стороны плотины существенно ослабила весь массив и была, вероятно, одной из главных причин общего разрушения.

Комиссия французских экспертов пришла к выводу, что разрушение произошло в два этапа: сначала в течение двух недель до аварии происходили медленные деформации плотины, затем образовалась «активная» арка с концентрацией напряжений на ее обоих концах, что и послужило причиной внезапного разрушения левобережного V-образного устоя. Мари полностью согласен с этим выводом; он делает упор на гипотезу Лонда — Берне.

Теперь можно предложить несколько иное описание разрушения плотины, которое произошло в несколько этапов:

1. Медленное повышение гидростатического давления в гнейсах и увеличение трещиноватости массива с верховой стороны плотины.

2. Медленное раскрытие щели шириной 10—20 мм вдоль напорной грани плотины и в период от июля 1958 г. до июля 1959 г. вследствие прогрессирующего смещения подошвы плотины и поворота ее вокруг гребня.

3. Опасное состояние по всему основанию плотины, главным образом в ее левой части.

4. Затем в быстрой последовательности ускорение смещения подошвы плотины, достигшее в плане по оси реки 820 мм (фиг. 11.5). Одновременно вращение всей плотины вокруг своего гребня и точки в ее крайней правой части; при этом плотина оставалась «оболочкой», а ее левый устой был неподвижным. Только таким двойным вращением можно объяснить смещение плотины. Затем в плотине возникла «активная» арка. Поскольку контакт оболочки плотины с основанием был в той или иной мере нарушен по всей ее периферии, огромное усилие передалось на еще неподвижный левый устой.

5. Выпор пород на левом берегу, вызванный этим сдвиг левого устоя и последующее за этим разрушение плотины. Этот выпор происходил в условиях, близких описанным Терцаги, но по причинам, о которых он не подозревал.

**13.4. Выводы об основаниях и разрушениях плотин.** Аварии и катастрофы с плотинами, описанные в настоящей главе, служат иллюстрацией к тому, что было сказано в гл. 11 и 12. Не существует двух одинаковых случаев, и инженерно-геологические условия различны на разных участках. Слабые породы, изученные Талобром в основании плотины Дез, не идут ни в какое сравнение с прочными породами основания плотины Морроу-Пойнт. Талобр занимался изучением главным образом прочности пород на сжатие, тогда как Мюллер во время работ на плотине Куробе IV придавал особое значение изучению прочности на сдвиг по разрывным нарушениям и трещинам в скальном массиве. Во многих случаях устойчивость оснований плотин зависит от характера фильтрации и градиента давления воды в породе. Большую помощь при проектировании оказывают модельные исследования.

# СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ


1. *Abel J. F.*, Tunnel support, Where does geology come in? Civil Engineering, A.S.C.E., February, 69—71, 1970.
2. *Addinall E.*, *Hackett P.*, Tensile failure in rock-like materials, Proc. Symp. Rock Mechanics, Univ. of Missouri, 515—538, 1964.
3. *Alexander L. G.*, Field and laboratory tests in rock mechanics, 3rd Australia-New Zealand Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1960.
4. *Ambraseys N. N.*, Dynamic sources and effects in rocks, in: *Stagg K. G.*, *Zienkiewicz O. C.*, eds., Rock Mechanics in Engineering Practice, New York, 1968.
5. American Society for Testing and materials, Testing Techniques for Rock Mechanics, Special Technical Publ. № 402, Philadelphia, 1966.
6. *Ampferer O.*, Über einige Formen der Bergzerreissung, Sitzgsb. Akad. Wiss., Math. Nat. Klasse, Vienna, 1939.
7. *Anderson D.*, *Paton T. A. L.*, *Blackburn C. L.*, Zambesi hydro-electric development at Kariba, first stage, Proc. Inst. Civil Eng., **17**, 39—60, 1960.
8. *Anderson H. W.*, *Dodd J. S.*, Finite element method applied to rock mechanics, Proc. 1st Congr. Rock Mechanics, Lisbon, 2, 317—322, 1966.
9. *Andrea C.*, Tunnels and tunnelling in Switzerland, in: *Comrie J.*, ed., Civil Eng. Ref. Book, 2, 383—395, London, 1961.
10. Anonymous, Santa Giustine II, Water Power, **4**, 324, 1952.
11. Anonymous, The Nechako-Kemano hydro-electric scheme in British Columbia, Engineer, **195**, 777, 811, 1953.
12. Anonymous, Static and dynamic test results, Oroville foundation, U.S. Bureau of Reclamation: Concrete Laboratory Report № 6, 1958.
13. Anonymous, Progress report by the Task Committee on cement grouting of the Soil Mechanics and Foundation Division, Proc. A.S.C.E., 88, SM2, 49—98, 1962.
14. Anonymous, Boulons d'ancrages pour sols et roches, L'Entreprise, 64, 47, 1968.
15. *Argyris J. H.*, Continua and discontinua, Proc. Conf. Matrix Methods in Struct. Mechanics, Air Force Inst. Technol., 1965.
16. *Avramesco A.*, Étude de certaines ondes élastiques dans les milieux stratifiés, Annales Ponts et Chaussées, 8, 159, 1963.
17. *Bächtold J.*, Erfahrungen beim Bau des Kraftwerkes Handeck II, Schweiz. Bauztg., **70**, 573, 587, 612, 1952.
18. *Balmer G. B.*, A general analytical solution of Mohr's envelope, Proc. Am. Soc. Testing and Materials, **52**, 1260—1271, 1952.
19. *Banks J. A.*, The employment of prestressed techniques on Allt Na Lairige dam, 5th Congr. Large Dams, Paris, 2, 341—357, 1955.
20. *Banks J. A.*, Proc. Inst. Civil Eng., 6, March, 1957.
21. *Barron K.*, *Toews N. A.*, Deformation around a mine shaft in salt, Rock Mech. Symp., Queens Univ., Kingston, Ontario, 1963.
22. *Bellier Bernède*, *Bollo*, *Duffaut et al.*, La déformabilité des massifs rocheux, Analyse et comparaison des résultats, 8th Congr. Large Dams, Edinburgh, 1, 287, 1964.
23. *Bellier*, *Londe*, *Duffaut*, *Habib* et al., Les effects physico-chimiques de l'eau dans les appuis de barrage, 8th Congr. Large Dams, Edinburgh, 1, 329, 1964.
24. *Bellier*, *Puyo*, *Langlois* et al., Résultats des mesures d'auscultation effectués sur les barrages de Lanoux et de Grandval, 8th Congr. Large Dams, Edinburgh, 2, 219—237, 1964.
25. *Benson R. P.*, *Kierans T. W.*, *Sigvaldson O. T.*, *In situ* and induced stresses at the Churchill Falls underground power house, Labrador, Proc. 2nd Congr. Intern. Soc. Rock Mechanics, Belgrade, 2, rep. 4/60, 1970.
26. *Berghinz C.*, Role of drawdown in the Vajont reservoir disaster, Civil Engineering, A.S.C.E., March, 1965.
27. *Bérigny C.*, Mémoire sur un procédé d'injection, Paris, 1832.
28. *Bernaix J.*, Contribution à l'étude de la stabilité des appuis de barrages, Étude géotechnique de la roche de Malpasset, Ph. D. thesis, Paris, 1966.
29. *Bernaix J.*, Étude Géotechnique de la Roche de Malpasset, Paris, 1967.
30. *Berry D. S.*, *Sales T. W.*, An elastic treatment of ground movement due to mining, J. Mech. Phys. Solids, 8, 280, 1960.

31. *Berry D. S., Sales T. W.*, An alastic treatment of ground movement due to mining, J. Mech. Phys. Solids, 9, 52, 1961.
32. *Berry D. S., Sales T. W.*, An elastic treatment of ground movement due to mining, J. Mech. Phys. Solids, **10**, 73, 1962.
33. *Bieniawski Z. T.*, Deformational behaviour of fractured rock under multiaxial compression, Intern. Conf. Struct., Solid Mech. and Engineering Design in Civil Engineering Materials, Southampton, 1969.
34. *Bieniawski Z. T.*, Time-dependent behaviour of fractured rock, Rock Mech., J. Int. Soc. Rock. Mech. 2, № 3, 1970.
35. *Binnie G. M., Campbell J. G., Eddington R. H., Fogden C. A., Jumson N. H.*, The Dokan project: the dam, J. Inst. Civil Engineering, **17**, 157, 1958.
36. *Binnie G. M., Gerrard R. T., Elridge J. C.* et al., Mangla, part I: Engineering of Mangla; Mangla, part II: Construction of Mangla, Proc. Inst. Civil Engineering, 38, 343—575, 1967.
37. *Bishop A. W.*, The strength of soils as engineering materials, Géotechnique, **16**, 91, 1966.
38. *Bjerum L., Jorstad F.*, Rockfalls in Norway, Oslo (Norwegian Geotechnical Institute), 1957.
39. *Bleifuss D. J.*, Diversion tunnel and power conduit of Nantahaly hydroelectric development, Proc. A.S.C.E., **75**, 1409, 1949.
40. *Blyth F. G. H.*, A Geology for Engineers, 5th ed., London, 1967.
41. *Bollo M. F.*, Résultats de recherches géotechniques sur une série de sites de barrages, 8th Congr. Large Dams, Edinburgh, **1**, 405—423, 1964.
42. *Borowicka H.*, Soil mechanics — Rock mechanics, Vienna (Vienna Univ., Soil Mechanics Division), 1962.
43. *Bourguignon*, Contrôle de l'aération de la galerie de l'Isère-Arc, Revue de l'Industrie Minérale, **35**, № 612, 1954.
44. *Boussinesq V. J.*, Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques avec des notes étendues sur divers points de physique mathématique et d'analyse, Paris, 1885.
45. *Brace W. F.*, in: *Judd W. R.*, ed., State of Stress in the Earth's Crust, 111—174, New York, 1964.
46. *Bray J. W.*, A study of jointed and fractured rock, parts I and II, Rock Mechanics and Engineering Geol., 5, № 2, 3, 4, 1967.
47. *Broili L.*, New knowledge on the geomorphology of the Vajont slide slip surface, Rock Mechanics and Engineering Geol., 5, № 1, 1967.
48. *Brown P. D., Shaw J. R.*, The *in situ* measurement of Young's modulus for rock, A dynamic source, Géotechnique, **3**, 283, 1953.
49. Bureau of Reclamation, Physical properties of some typical foundation rocks, Concrete Laboratory Report № SP-39, Denver, 1953.
50. *Burger A.*, Influence de l'hétérogénéité des roches cohérentes sur leur perméabilité, Bull. Techn. Suisse Romande, **95**, 193—198, 1969.
51. *Burmister D. M.*, Graphical distribution of vertical pressure beneath foundations, Trans. A.S.C.E., **103**, 303—343, 1938.
52. *Burmister D. M.*, The general theory of stresses and displacements in layered systems, J. Appl. Phys., **16**, 16, 89, 126, 1945.
53. *Búro M.*, Prestressed rock anchors and shotcrete for large underground power-house, Civil Engineering, A.S.C.E., 60—64, 1970.
54. *Caloi P.*, L'evento del Vajont nei suoi aspetti geodinamici, Public. dell'Istit. Naz. di Geofisica, Roma, Annali di Geofisica, **19**, № 1, 1966.
55. *Caloi P., Spadea C.*, Serie di esperience geosismiche esseguite in sponda sinistra a monte della diga del Vajont, Reports submitted to the Law Court at Aquila for the Vajont law suit, 4 February 1960, 3 May 1960, 10 February 1961, 5 October 1963, 1960—1963.
56. *Cambefort H.*, Injection des sols, Paris, 1964.
57. *Candiani G., Gavazzi P.*, Influence des déformations de la roche de fondation d'un barrage sur l'écran d'imperméabilisation, 8th Congr. Large Dams, Edinburgh, **1**, 571, 1964.
58. *Casagrande H.*, 1st Rankine Lecture: Control of seepage through foundations and abutments of dams, Géotechnique, **11**, 161—181, 1961.
59. *Cecil O. S.*, Shotcrete support in rock tunnels in Scandinavia, Civil Engineering, A.S.C.E., 74—79, 1970.
60. *Cholet H.*, Propagation d'une fissure sollicitée normalement à son plan, Revue de l'Industrie Minérale, special issue, 15 May, 48—57, 1968.
61. *Clark G. B.*, Deformation of moduli in rocks, in: Testing Techniques for Rock Mechanics, Am. Soc. Testing and Materials Publ. № 402, 133—174, Philadelphia, 1966.
62. *Clough R. W.*, The finite element in plane stress analysis, Proc. 2nd A.S.C.E. Conf. Electr. Comput., Pittsburgh, 1960.
63. *Coates D. F., Gyence M.*, Plate-load testing on rock for deformation and strengh properties, in: Testing Techniques for Rock Mechanics, Am. Soc. Testing and Materials Publ. № 402, Philadelphia, 1966.
64. *Coates D. F., Parsons R. D.*, Experimental criteria for classification of rock substances, Int. J. Rock. Mech. Min. Sci., **3**, 181—189, 1966.

65. *Colback P. S. B., Wild B. L.*, The influence of moisture content on the compressive strength of rock, South African C.S.I.R. Publ., 1965.
66. *Collin A.*, Landslides in Clay, Trans. W.R. Schriever, 1956, Toronto, 1846.
67. Commissione Parlamentare D'Inchiesta Sul Disastro Del Vajont, Relazione finale, Atti Parlamentari, Senato della Republica, 1965.
68. *Comrie J.*, ed., Civil Engineering Reference Book, 2nd ed., 1—4, London, 1961.
69. *Cooke J. B.*, Haas hydro-electric power project, Trans. A.S.C.E., **124**, 989, 1959.
70. *Coyne A.*, Le barrage de Molare, Annales des Ponts et Chaussées, № 1, 1936.
71. *Dachler R.*, Grundwasserströmung, Wien, 1936.
72. *Dagnaux J. P., Lakshanan J., Garnier J. C.*, Seismic vibration testing of chalk subjected to laboratory and *in situ* stresses, Proc. 2nd Congr. Intern. Soc. Rock Mechanics, Belgrade, report 4/57, 1970.
73. *D'Albissin M.*, Données de la luminescence dans l'analyse de la déformation des roches, Revue de l'Industrie Minérale, special issue 15 May, 29—37, 1968.
74. *D'Albissin M.*, Essai de synthèse sur la réaction des cristaux et de leurs aggrégats aux contraintes mécaniques, Revue de Géographie physique, **11**, 533—578, 1969.
75. *Dal Piaz G.*, Sulla struttura geologica della valle del Vajont agli affecti smottamenti dei fianchi che possono derivare del projettato invaso e delle oscillazioni del livello del lago, Report submitted to the Law Court at Aquila for the Vajont law suit, 21 December; appendix 18 November 1953, 1948.
76. *Darcy H.*, Les foutaines publiques de la Ville de Dijon, Paris, 1856.
77. *Davin M.*, Études statistiques sur la résistance des corps primatiques soumis à des champs de contraintes uniformes, Ann. des Ponts et Chaussées, № 6, 1956.
78. *Davin M.*, Études statistiques sur la résistance des corps primatiques soumis à des champs de contraintes uniformes, Ann. des Ponts et Chaussées, № 1, 2, 1957.
79. *Deere D. U.*, Subsidence due to mining — a case history from the Gulf Coast region of Texas, Proc. 4th Rock Mech. Symp., Pennsylvania State Univ., 1961.
80. *Deere D. U.*, Technical description of rock cores for engineering purposes, Rock Mech. Eng. Geol., **1**, 18—22, 1963.
81. *Deere D. U.*, Geologic considerations, in: *Stagg K. G., Zienkiewicz O. C.*, eds., Rock Mechanics in Engineering Practice, New York, 1968.
82. *Deere D. U., Hendron A. J., Jr., Dalton F. D., Cording E. J.*, Design of surface and near-surface construction in rock, 8th Symp. Rock Mechanics, Minnesota, 1966.
83. *Deere D. U., Miller R. P.*, Engineering classification and index properties for intact rock, Air Force Weapons Laboratory Techn. Rep. № A FWLTR-65-116, Kirtland, New Mexico, 1966.
84. *Del Campo A., Piquer J. S.*, Cimentación de presas en terrenos homogeneos e isotropos, Laboratorio de reologia y geotecnia, Publ. № 11, Madrid, 1962.
85. *Denkhaus H. G.*, The application of the mathematical theory of elasticity to problems of stress in hard rock at great depth, Assoc. Mine Managers of South Africa, Papers and Disc., 271—310, 1958.
86. *Denkhaus H. G.*, Critical review of strata movement, theories and their application to practical mining problems, J. South Africa Mining and Metallurgy, 64, 1964.
87. *Dodds R. K.*, Measurement and analysis of rock physical properties on the Dez project, Iran, in: Testing Techniques for Rock Mechanics, Am. Soc. Testing and Materials Publ. № 402, Philadelphia, 1966.
88. *Dominy F. E., Bellport B. P.*, Morrow Point Dam and Power Plant Foundation Investigations, Denver (U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation), 1965.
89. *Donath F. A.*, Strength variation and deformational behaviour in anisotropic rock, Conf. State of Stress, Santa Monica, 281—297, 1964.
90. *Donath F. A.*, A triaxial pressure apparatus for testing of consolidated or unconsolidated materials subjected to pore pressure, in: Testing Techniques for Rock Mechanics, Am. Soc. Testing and Materials Publ. № 402, 41—51, 1966.
91. *Duffaut P.*, Effect d'échelle dans l'écrasement de forme irrégulière, Revue de l'Industrie Minérale, special issue 15 May, 62—67, 1968.
92. *Duncan N.*, Geology and rock mechanics in civil engineering practice, Water Power, **17**, 25—32, 63—68, 99—102, 145—152, 192—194, 225—229, 1965.
93. *Duncan N.*, Rock mechanics and earthwork engineering, Muck Shifter, June—November, 1966.
94. *Duncan N.*, Rock mechanics and earthwork engineering, Muck Shifter, January, February, 1967.
95. *Duncan N.*, Engineering Geology and Rock Mechanics, London, 1969.
96. *Duncan N., Dunne M. H., Petty S.*, Swelling characteristics of rock, Water Power, **20**, 185—192, 1968.
97. *Duncan N., Sheerman-Chase A.*, Rock mechanics in civil engineering works, Civil Engineering, London, December, 1965.
98. *Duncan N., Sheerman-Chase A.*, Rock mechanics in civil engineering works, Civil Engineering, London, January-June, 1966.
99. *Eckenfelder G. V.*, Spray hydro-electric power development, J. Engineering Inst. Canada, **35**, 288, 1952.

100. Elektro-Watt, Erfahrungen beim Betrieb der Kraftwerke Mauvoisin, Schweiz. Bauztg., 77, № 39, 1959.
101. *Emery C. L.*, Strain energy in rocks, Proc. Intern. Conf. on State of Stress in the Earth's Crust, 235—269, New York, 1964.
102. Energieversorgung Ostbayern A. G., Das Pumpspeicherwerk Reisach-Rabenleite, Regensburg, 1957.
103. Energieversorgung Ostbayern A. G., Das Pumpspeicherwerk Tanzmühle, Regensburg, 1961.
104. Ente Nazionale per Energia Elettrica, Relazione sulle cause che hanno determinato la frana nel serbatoria del Vajont, Rome, 1964.
105. *Epstein B.*, Statistical aspects of fracture problems, J. Appl. Phys., 19, 140—147, 1948.
106. *Evison F. F.*, An improved electromechanical seismic source tested in shattered rock, New Zealand Sci. Techn. Bull., 35, № 4, 1953.
107. *Evison F. F.*, The seismic determination of Young's modulus and Poisson's ratio for rocks *in situ*, Géotechnique, 6, September, 1956.
108. *Fairhurst C.*, On the validity of the Brazilian test for brittle materials, Int. J. Mech. Mining Sci., 1, 1964.
109. *Farmer I. W.*, Engineering Properties of Rocks, London, 1968.
110. *Farran J., Thenoz B.*, L'altérabilité des roches, ses fractures, sa prévion, Ann. del'I.T.B.T.P., № 215, 1965.
111. *Fenner R.*, Untersuchungen zur Erkenntnis des Gebirgsdruckes, Santiago and Essen, 1938.
112. *Ferrandon J.*, Les lois de l'écoulement de filtration, Génie Civil, 125, 1948.
113. *Föppl L.*, Drang und Zwang, 2, Berlin, 1944.
114. *Föppl L.*, Elastische Spannungszustände in Körpern mit ebenen Schnitten, Geologie und Bauwesen, 23, № 1, 1957.
115. *Foster C. R., Ahlvin R. J.*, Stresses and deflections induced by a uniform circular load, Proc. Highway Res. Board, 33, 1954.
116. French Committee of Experts, Rapport Définitif (Final report on the failure of the Malpasset arch dam, four volumes, signed by Gosselin, Olivier-Martin, Calvet, Duffaut, Diserens and Talureau), 1960.
117. *Frey Baer O.*, Die Berechnung der Pfeiler aufgelöster Staumauern, Schweiz. Bauztg., 123, № 9, 1944.
118. *Fumagalli E.*, Equilibrio geomeccanico del banco di sottofondazione alla digha del Pertusillo, ISMES Publ. № 31, Bergamo, 1966a.
119. *Fumagalli E.*, Stability of arch dam rock abutment, 1st Congr. Intern. Soc. Rock Mechanics, Lisbon, 2, 503, 1966b.
120. *Fumagalli E.*, Stability of arch dam rock abutments, ISMES Publ. № 32, Bergamo, 1967.
121. *Fumagalli E.*, Model simulation of rock mechanics problems, in: *Stagg K. G., Zienkiewicz O. C.*, eds., Rock Mechanics in Engineering Practice, New York, 1968.
122. *Gibb, Coyne, Sogei*, The Kariba dam abutment investigations, Rhodesian Engineer, January, 1962.
123. *Gicot H.*, Influence du sol de fondation sur les déformations du barrage de Rossens, 5th Congr. Large Dams, Paris, 1955.
124. *Gicot H.*, Conceptions et techniques de quelques barrage-voûtes suisses, Cours d'Eau et Énergie, 6, 194—205, 1961.
125. *Gicot H.*, The deformation of the Rossens arch dam during fourteen years service, 8th Congr. Large Dams, Edinburgh, 2, 419—429, 1964.
126. *Gignoux M., Barbier R.*, Géologie des Barrages, Paris, 1955.
127. *Gilg B., Dietlicher E.*, Felsmechanische Untersuchungen an der Sperrstelle Punt dal Gall, Schweiz. Bauztg., 83, № 43, 1965.
128. *Giudici F., Semenza E.*, Studio geologico sul serbatoio del Vajont, Report submitted to the Law Court of Aquila for the Vajont law suit, June, 1960.
129. *Glossop R.*, The invention and development of injection processes, part I, 1802—1850, Géotechnique, 10, 91—100, 1960.
130. *Glossop R.*, The invention and development of injection processes, part II, 1850—1860, Géotechnique, 11, 225—274, 1961.
131. *Glötzl F.*, Statische Betrachtungen zur Injektionsvorspannung, Das Pumpspeicherwerk Reisach-Rabenleite, Regensburg, 1957.
132. *Glover R. E.*, Arch dams: review of experience, Proc. A.S.C.E. (Power Div.), PO 2, paper 1217, 1957.
133. *Goffi, Oberti*, Communication, 15th Symposium on Rock Mechanics, Salzburg, 1964.
134. *Gramberg J.*, Rock mechanics — the axial cleavage fracture, Report № 1.07, Laboratory of Mining, Technological Univ. of Delft.
135. *Grant L. F.*, Grouting evaluation, Proc. A.S.C.E. (Soil Mech. and Found. Div.), 90, SM 1, 63—92, 1964.
136. *Griffith A. A.*, The phenomenon of rupture and flow in solids, Phil. Trans. Roy. Soc., A 228, 163—197, 1921.
137. *Griffith A. A.*, Theory of rupture, Proc. 1st Intern. Congr. Applied Mechanics, Delft., 55—63, 1924.

138. *Griggs D. T.*, Deformation of rocks under high confining pressures, J. Geol., 44, 541—547, 1936.
139. *Grundy C. F.*, The treatment by grouting of permeable foundations of dams, 5th Congr. Large Dams, Paris, 1955.
140. *Gruner E.*, Dam disasters, Proc. Inst. Civil Engineers, 24, 47—60, 1963.
141. *Gstalder S.*, *Marty G.*, Relation entre résistance à la compression simple et la dureté en poinçennage des roches, Revue de l'Industrie Minérale, special issue 15 May, 74—81, 1968.
142. *Habib P.*, Determination of the elastic modulus of rocks in situ, Ann. Inst. Techn. du Bâtiment, Paris, September, 1950.
143. *Habib P.*, La recherche de méchanique des roches au Laboratoire de Méchanique des Solides de l'École Polytechnique, Revue d'Industrie Minérale, 15 December, 31—36, Introduction à la fissuration des roches, Revue de l'Industrie Minérale, special issue 15 May, 5—15, 1968.
144. *Habib P.*, *Bernaix J.*, The fissuration of rocks, Proc. 1st Congr. Intern. Soc. Rock Mechanics, Lisbon, 1, 185, 1966.
145. *Habib P.*, *Bernède J.*, *Carpentier L.*, Résultats des mesures de contraintes effectives dans divers souterrains en France, Ann. Inst. Techn. Bâtiment et Travaux Publics, 18, № 210, 1965.
146. *Habib P.*, *Vouille G.*, Sur la disparition de l'échelle aux hautes pressions, C.R. Acad. Sci. Paris, 262 B, 715—717, 1966.
147. *Habib P.*, *Vouille J.*, *Audibert P.*, Variation de la vitesse du son dans les roches et les sables soumis à des contraintes élevées, C.R. Acad. Sci. Paris, 260, 4909—4911, 1965.
148. *Haefeli R.*, Kriechen und progressiver Bruch in Schnee, Boden, Fels und Eis, Schweiz. Bauztg., № 1, 2, 1967a.
149. *Haefeli R.*, Zum progressiven Bruch in Schnee, Boden, Fels und Eis, Rock. Mech. Eng. Geol., 5, № 1, 1967b.
150. *Hamrol A.*, A quantitative classification of the weathering and weatherability of rocks, Proc. 5th Intern. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, 2, 771, 1961.
151. *Hamrol A.*, A quantitative classification of the weathering and weatherability of rocks, Lab. Nacional de Engenharia Civil Publ. № 142, Lisbon, 1962.
152. *Handin J.*, *Hager R.*, Experimental deformation of sedimentary rocks under confining pressure, Tests at room temperature on dry samples, Am. Soc. Petrol. Geologists Bull., 41, 1, 1957.
153. *Handin J.*, *Higgs D. V.*, *Lewis D. R.*, *Weyl P. K.*, Effects of gamma radiation on the experimental deformation of calcite and certain rocks, Geol. Soc. Am., 68, 1203—1224, 1957.
154. *Hardy H. R.*, Time-dependent deformation and failure of geologic materials, Quarterly of the Colorado School of Mines, 54, 135—177, 1959.
155. *Hardy H. R.*, Jr., A loading system for the investigation of the inelastic properties of geologic materials, in: Testing Techniques for Rock Mechanics, Am. Soc. Testing and Materials Publ. № 402, Philadelphia, 1966.
156. *Harrison J. V.*, *Falcon N. L.*, The Saidmarreh landslip, south-west Iran, Geogr. J., 89, 1937.
157. *Hartmann B. E.*, Rock Mechanics Instrumentation for Tunnel Construction, Wheatridge, Colorado, 1966.
158. *Harza R. D.*, *Edbrooke R. F.*, Design of Karadj hydro-electric project, Proc. A.S.C.E. (Power Div.), 86, PO 4, 1960.
159. *Hast N.*, The measurement of rock pressure in mines, Sveriges geol. Undersokn. Arsbok. Ser. C, 52, № 3, 1958.
160. *Hast N.*, *Nilsson T.*, Recent pressure measurements and their implications for dam building, 8th Congr. Large Dams, Edinburgh, 1, 601, 1964.
161. *Hayashi M.*, Strength and dilatency of brittle jointed mass. The extreme value stochastics and anisotropic failure mechanism, Proc. 1st Congr. Intern. Soc. Rock Mechanics, Lisbon, 1, Paper № 3—12, 1966a.
162. *Hayashi M.*, A mechanism of stress distribution in the distribution in the fissured foundation, Proc. 1st Congr. Intern. Soc. Rock Mechanics, Lisbon, 2, 509, 1966b.
163. *Hayashi M.*, *Hibino S.*, Visco-plastic analysis on progressive relaxation of underground excavation works, Proc. 2nd Congr. Intern. Soc. Rock Mechanics, Belgrade, report 4/25, 1970.
164. *Hayashi M.*, *Kitahara Y.*, *Hibino S.*, Time-dependent stress analysis in under-ground structure in visco-plastic rock masses, Intern. Symp. Determination of Stresses in Rock Masses, Lisbon, 1969.
165. *Heiland C. A.*, Geophysical Explorations, New York, 1940.
166. *Heim A.*, Mechanismus der Gebirgsbildung, Basel, 1878.
167. *Heim A.*, Geologische Nachlese, Tunnelbau und Gebirgsdruck, Vierteljahrschrift der naturforsch. Gesellschaft, Zürich, 50, 1905.
168. *Heim A.*, Zur Frage der Gebirgs- und Gesteinsfestigkeit, Schweiz. Bauztg., 50, February, 1912.

169. *Heim A.*, Bergsturz und Menschenleben, Vierteljahrschrift der naturforsch. Gesellschaft, Zürich, **77**, 1932.
170. *Heller S. R., Jr., Brock J. S., Bart R.*, The stress around a rectangular opening with rounded corners in a uniformly loaded plate, Trans. 3rd U.S. Congr. Applied Mechanics, 1958.
171. *Hendron A. J.*, Mechanical properties of rock, in: *Stagg K. G., Zienkiewicz O. C.*, eds., Rock Mechanics in Engineering Practice, New York, 1968.
172. *Heuzé F. E., Goodman R. E., Bornstein A.*, Numerical analysis of deformability tests in jointed rock — finite element analysis, Rock Mechanics, J. Int. Soc. Rock Mech., **2**, № 3, 1970.
173. *Hill R.*, The Mathematical Theory of Plasticity, Oxford, 1950.
174. *Hobbs D. W.*, The behaviour of broken rock under triaxial compression, Int. J. Rock. Mech. Min. Sci., **7**, № 2, 1970.
175. *Hoek E.*, Brittle failure of rock, in: *Stagg K. G., Zienkiewicz O. C.*, eds., Rock Mechanics in Engineering Practice, New York, 1968.
176. *Hoek E., Bieniawski Z. T.*, Brittle Fracture Propagation in Compression, Publ. of the South Afr. Council for Sci. and Industr. Research, 1964, 1965.
177. *Hoskins G.*, The construction, testing and strengthening of a pressure tunnel for the water supply of Sydney, N.S.W. Proc. Inst. Civil Engineers, **234**, 25, 1931—1932.
178. *Houpert R.*, La résistance é la rupture des granites, Revue de l'Industrie Minérale. special issue 15 May, 21—23, 1968.
179. *Howland R. C. J.*, Stresses in a plate containing an infinite row of holes, Proc. Camb. Phil. Soc., 471—491, 1934.
180. *Hucka V.*, A rapid method for determining the strength of rocks *in situ*, Int. J. Rock. Mech. Min Sci., July, 1965.
181. *Irmay S.*, Theoretical models of flow through porous media, Paris, 1964.
182. *Jaecklin F. P.*, Felsmechanische Grossversuche, Schweiz. Bauztg., 83, № 15, 1965a.
183. *Jaecklin F. P.*, Felsmechanik im Tunnelbau, Schweiz. Bauztg., 83, № 27, 1965b.
184. *Jaecklin F. P.*, Rock tunnelling and optimum shape, 1st Congr. Rock Mechanics, Lisbon, 2, 397—403, 1966.
185. *Jaeger C.*, Théorie Générale du Coup de Bélier, Paris, 1933.
186. *Jaeger C.*, Water hammer effects in power conduits, Civil Engineering and Public Works Review, 43, № 500—503, 1948a.
187. *Jaeger C.*, Underground hydro-electric power stations, Civil Engineering, London, December, 1948b.
188. *Jaeger C.*, Underground hydro-electric power stations, Civil Engineering, London, January, 1949a.
189. *Jaeger C.*, Technische Hydraulik, Basle, 1949b.
190. *Jaeger C.*, Modern trends in arch dam construction and design, Civil Engineering, London, **45**, 526—531, 1950.
191. *Jaeger C.*, Modern trends in arch dam construction and design, English Electric J., **12**, № 4, 1951.
192. *Jaeger C.*, Present trends in the design of pressure tunnels and shafts for underground hydro-electric power stations, Proc. Inst. Civil Engineers, 116—200, Correspondence on the paper, Proc. Inst. Civil Engineers, July 1955, 545—596; Water Power, February—May, 1955.
193. *Jaeger C.*, The new techniques of underground hydro-electric power stations, English Electric J., **14**, 3—29, 1955b.
194. *Jaeger C.*, Engineering Fluid Mechanics, Glasgow, 1956.
195. *Jaeger C.*, Arch dams, in: *Guthrie-Brown J.*, ed., Hydroelectric Engineering Practice, Glasgow, 1958—1964.
196. *Jaeger C.*, Hydraulic power plants, in: *Comrie J.*, ed., Civil Engineering Reference Book, 2nd ed., **2**, 183—334, London, 1961a.
197. *Jaeger C.*, Rock mechanics for hydro-power engineering, Water Power, **13**, № 9, 10, 1961b.
198. *Jaeger C.*, Recent British experience on underground work and rock mechanics, 7th Congr. Large Dams, Rome, question 25, report 6, 1961c.
199. *Jaeger C.*, Tunnels for hydro-electric power, in: *Péquignot C. A.*, ed., Tunnels and Tunnelling, 365—417, London, 1963a.
200. *Jaeger C.*, Vibrations and resonance in large hydro-power systems, 10th Congr. Intern. Assoc. Hydr. Res., London, 1963b.
201. *Jaeger C.*, The Malpasset Report, Water Power, **15**, 55—61, 1963c.
202. *Jaeger C.*, The theory of resonance in hydro-power systems, Discussion of incidents and accidents occurring in pressure systems, Trans. A.S.M.E., J. Basic Engineering, 631—640, 1963d.
203. *Jaeger C.*, Rock mechanics for dam foundations, Civil Engineering, London, **59**, May, 1964a.
204. *Jaeger C.*, Rock mechanics and dam design, Water Power, **16**, 210—217, 1964b.
205. *Jaeger C.*, Underground power stations, in: *Guthrie-Brown J.*, ed., Hydro-electric Engineering Practice, **1**, 2nd ed., Glasgow, 1964c.

206. *Jaeger C.*, Rock mechanics for dam foundations, 8th Intern. Congr. Large Dams, Edinburgh, 3—19, 1964b.
207. *Jaeger C.*, Bemerkungen zum Problem Felsmechanik und Wasserkraftwerkbau, Die Wasserwirtschaft, 54, 149—157, 1964e.
208. *Jaeger C.*, The Vajont rock slide, Water Power, 17, 110—111, 142—144, 1965a.
209. *Jaeger C.*, Reflections on the 8th Congress on Large Dams, Civil Engineering, London, 61, 1031—1035, 1177—1179, 1965b.
210. *Jaeger C.*, Tendances actuelles et difficultés des roches, Schweiz. Bauztg., 83, 789—793, 1965c.
211. *Jaeger C.*, Some problems regarding the mechanics of rock masses, Water Power, 18, 403—406, 1966a.
212. *Jaeger C.*, Der Stand der Felsmechanik nach dem 8, Kongress grosser Staumauern (Edinburgh, 1964), Die Wasserwirtschaft, 56, 155—160, 1966b.
213. *Jaeger C.*, Discussion, Proc. 1st Congr. Intern. Soc. Rock Mechanics, Lisbon, 3, 533, 1966c.
214. *Jaeger C.*, Discontinuous creep of masses, Water Power, 20, 197—198, 1968a.
215. *Jaeger C.*, Discussion of the paper by *L. Müller*, «New considerations of the Vajont slide — The dynamics of the slide», Rock Mechanics and Engineering Geol., 6, 243—247, 1968b.
216. *Jaeger C.*, Felsmechanik und Gründung von Staumauern, in: *Press H.*, ed., Wasser-Jahrbuch, Berlin, 1969a.
217. *Jaeger C.*, The stability of partly immerged fissured rock masses, and the Vajont rock slide, Civil Engineering, London, 64, 1204—1207, 1969b.
218. *Jaeger C.*, Engineering and rock mechanics, problems, practical examples and recent trends, Water Power, 22, 203—209, 253—259, 1970.
219. *Jaeger C.*, Measurements in rock mechanics, Methods, techniques, examples and results, Water Power, 23, 10—14, 1971.
220. *Jaeger J. C.*, Elasticity, Fracture and Flow, London, 1956.
221. *Jaeger J. C.*, The frictional properties of joints in rock, Geofisica pura e applicata, 43, 148, 1959.
222. *Jaeger J. C.*, Elasticity, Fracture and Flow, 2nd ed., London, 1962.
223. *Jaeger J. C.*, Extension failures in rocks subject to fluid pressure, J. Geophys. Res., 68, 6066—6067, 1963.
224. *Jaeger J. C.*, Brittle fracture of rock, 8th Symp. Rock Mechanics, Minneapolis, 1966.
225. *Jaeger J. C.*, Brittle fracture of rocks, in: *Fairhurst C.*, ed., Failure and Breakage of Rock, 3—58, 1967.
226. *Jaeger J. C.*, *Cook N. G. W.*, Fundamentals of Rock Mechanics, London, 1969.
227. *Jimenes-Salas J. A.*, *Uriel S.*, Some recent rock mechanics testing in Spain, 8th Congr. Large Dams, Edinburgh, 1, 995, 1964.
228. *John K. W.*, Die Praxis der Felsgrossversuche, beschrieben am Beispiel der Arbeiten an der Kurobe IV Staumauer in Japan, Geol. und Bauwesen, 27, № 1, 1961.
229. *John K. W.*, An approach to rock mechanics, Proc. A.S.C.E. (Soil Mech. and Found. Div.), SM4, paper № 3223, 1962.
230. *John K. W.*, Graphical stability analyses of slopes in jointed rock, Proc. A.S.C.E. (Soil Mech. and Found. Div.), SM2, Paper № 5865, 1968.
231. *Jones P. F. F.*, *Lancaster*, *Gillott C. A.*, The Dokan project: the grouted cut-off curtain, J. Inst. Civil Engineers, 14, 193, 1958.
232. *Judd W. R.*, ed., State of Stress in the Earth's Crust, New York, 1964.
233. *Kastner H.*, Statik des Tunnel- und Stollenbaues, Berlin, 1962.
234. *Keith R. E.*, *Gilmann J. J.*, Dislocation etch-pits and plastic deformation in calcite, Acta Metallur. U.S.A., 8, № 1, 1960.
235. *Kenney T. C.*, Causes of the Vajont reservoir disaster, Civil Engineering, A.S.C.E., September, 1965.
236. *Kenney T. C.*, Stability of the Vajont Valley slope, Rock Mech. and Eng. Geol., 5, № 1, 1967.
237. *Kent P. E.*, The transport mechanism in catastrophic rock falls, J. Geol., 74, 79, 1965.
238. *Kiersch G. A.*, Trends in engineering geology in the United States, 14th Congr. Intern. Soc. Rock Mechanics, Salzburg, 1963.
239. *Kiersch G. A.*, Vajont Reservoir disaster, Civil Engineering, A.S.C.E., 32—39, 1964.
240. *Kieser A.*, Druckstollenbau, Vienna, 1960.
241. *Kieslinger A.*, Restspannungen und Entspannungen im Gestein, Geologie und Bauwesen, 24, № 2, 1958.
242. *Kieslinger A.*, Residual stress and relaxation in rocks, Intern. Geol. Congr., 21st Session, North, 1960.
243. *Kobold F.*, Méthodes géodésiques pour la détermination des mouvements de roches ou de terrains dans les zones de glissement, L'Entrepise, Zürich, 67, 1007—1016, 1968.
244. *Krymine D. P.*, *Judd W. R.*, Principles of Engineering Geotechnics, New York, 1957.
245. *Krsmanović D.*, Initial and residual shear strength of hard rock, Géotechnique, 17, № 2, 1967a.

246. *Krsmanović D.*, Contribution to the study of the failure problem in rock mass, Proc. Geotechn. Conf. Oslo, 1, 1967b.
247. *Krsmanović D., Langof Z.*, Large scale laboratory tests on shear strength of rocky materials, 14th Congr. Intern. Soc. Rock Mechanics, Salzburg 1963; Rock Mechanics and Engineering Geol., Suppl. 1, 20—30, 1963.
248. *Krsmanović D., Milic S.*, Model experiments on pressure distribution in some cases of discontinuum, 14th Congr. Intern. Soc. Rock Mechanics, Salzburg, 1963; Rock Mechanics and Engineering Geol., Suppl. 1, 72—87, 1964.
249. *Kujundzic B.*, Idbar dam, 8th Intern. Congr. Large Dams, Edinburgh, Question 28, 1964.
250. *Kujundzic B.*, Experimental research into mechanical rock masses in Yugoslavia, Int. Rock. Mech. Mining Sci., 2, 1965.
251. *Kujundzic B.*, A contribution to the investigation of the pressure grouting effect on consolidation of rock masses, Proc. 1st Congr. Intern. Soc. Rock Mechanics, Lisbon, 2, 633—638, 1969.
252. *Kujundzic B., Grujic N.*, Correlation between static and dynamic investigations of rock mass *in situ*, Proc. 1st Congr. Intern. Soc. Rock Mechanics, Lisbon, 1, 565—570, 1969.
253. *Kujundzic B., Jovanovic L., Radosavljevic Z.*, A pressure tunnel lining using high pressure grouting, Proc. 2nd Congr. Intern. Soc. Rock Mechanics, Belgrade, report 4/66, 1970.
254. *Lane K. S., Hock W. J.*, Triaxial testing for strength of rock joints, 6th Symp. Rock Mechanics, Univ. of Missouri, 98—108, 1964.
255. *Lane R. G. T.*, Rock foundations; diagnosis of mechanical properties and treatment, 8th ICOLD Congr., 1, 141—165, 1964.
256. *Lane R. G. T., Roff J. W.*, Kariba underground works, design and construction methods, 7th Congr., Large Dams, Rome, Paper R.16, 1961.
257. *Lane R. G. T., Serafim J. L.*, The structural design of Tang-e-Soleman dam, Proc. Inst. Civil Engineers, 22, 257—290, 1962.
258. *Lang T. A.*, Rock behaviour and rock bolt support in large excavations, Symp. on Underground Power Stations, New York, 1957.
259. *Lang T. A.*, Theory and practice of rock bolting, Trans. C.M.E., A.I.M.E., 229, 1961.
260. *Lauffer H., Neuhauser E., Schober W.*, Der Auftrieb als Ursache von Hangbewegungen beider Füllung des Gepatschspeichers, 9th Intern. Congr. Large Dams, Istanbul, 1967.
261. *Lauffer H., Seeber G.*, Die Bemessung von Druckschachtauskleidungen für Innendruck auf Grund von Felsdehnungsmessungen, Österr. Ingenieurzeitschrift, № 2, 1962.
262. *Lauffer H., Seeber G.*, Measurement of the rock deformability with the radial jack, Proc. 1st Intern. Congr. Rock Mechanics, Lisbon, 2, 347—356, 1966.
263. *Laurent D., Vouille G.*, Recherche des directions de moindre résistance dans le plan des roches à structure planaire, Revue de l'Industrie Minérale, special issue 15 May, 24—28, 1968.
264. *Lee E. H.*, Visco-elasticity, in: *Flügge W.*, ed., Handbook of Engineering Mechanics, New York, 1962.
265. *Leeman E. R.*, The «Doorstopper» and triaxial rock stress measuring instruments developed by the C.S.I.R., J. South African Inst. Mining and Metallurgy, 69, 305—339, 1969.
266. *Legget R. F.*, Geology and Engineering, 2nd ed., New York, 1962.
267. *Leliavsky S.*, Uplift in Gravity Dams, London, 1958.
268. *Lévy M.*, In Mémoires de l'Académie des Sciences, 5 August, 1895.
269. *Libby J., Cook B., Madill J. T.*, Kemano tunnel repair, Eng. News Record, October, 1962.
270. *Ling Chih-Bing*, On stresses in a plate containing two circular holes, J. Appl. Phys., 19, 77—82, 1948.
271. *Link H.*, Zur Querdehnungszahl von Gestein und Gebirge, Geologie und Bauwesen, 27, 89, 100, 1962.
272. *Link H.*, Evaluation of elasticity moduli of dam foundation rock determined seismically in comparison with those arrived at statically, 8th Congr. Large Dams, Edinburgh, 1, 833—858, 1964.
273. *Link H.*, On Poisson's ratio in rock and rock masses at stresses near fracture strength, 1st Congr. Rock Mechanics, Lisbon, 1, 425—431, 1966.
274. *Link H.*, Zur Beurteilung und Bestimmung der Gleitsicherheit von Gewicht- und Pfeilerstaumauern, Die Wasserwirtschaft, 35—46, 1967.
275. *Link H.*, Zum Verhältnis seismischer und statisch ermittelter Elastizitätsmoduln von Fels, Rock Mech. and Engineering Geol., Suppl. 4, 90—110, 1968.
276. *Lombardi G.*, The influence of rock characteristics on the stability of rock cavities, Tunnels and Tunnelling, 2, № 1, 2, 1970.
277. *Londe P.*, Une méthode d'analyse à trois dimensions de la stabilité d'une rive rocheuse, Annales des Ponts et Chaussées, № 1, 1—24, 1965.
278. *Londe P.*, La rupture des roches (d'après la Conférence Géotechnique d'Oslo, September 1969), Revue de l'Industrie Minérale, № 1, 3—18, 1968.
279. *Londe P., Sabarly F.*, Permeability distribution in arch dam foundations, 1st Congr. Intern. Soc. Rock Mechanics, Lisbon, 2, 517; 3, 449, 1966.

280. *Lotti C., Beamonte M.*, Execution and control of consolidation work carried out in the foundation rock of an arch gravity dam, 8th Congr. Large Dams, Edinburgh, 1, 671—695, 1964.
281. *Lotti C., Pandolfi C.*, L'azione meccanica dell' acqua nell' equilibrio degli ammassi rocciosi, Geotecnica, № 14, 1966a.
282. *Lotti C., Pandolfi C.*, The mechanical action of water on the equilibrium of rock masses, with special regard to the presence of watertight surfaces (natural or artificial), 1st Intern. Congr. Rock Mechanics, Lisbon, 769—772, 1966b.
283. *Love A. E. H.*, Mathematical Theory of Elasticity, 4th ed., New York, 1944.
284. *Lugeon M.*, Barrages et Géologie, Paris, 1933.
285. *McClintock F. A., Walsh J. B.*, Friction on Griffith cracks in rocks under pressure, Proc. 5th Nat. Congress on Applied Mechanics, Berkeley, 1015—1021, 1962.
286. *McQueen A. W. F., Simpson C. N., McCaig I. W.*, Underground power plants in Canada, Proc. A.S.C.E. (Power Div.), 84, PO 3, paper 1670, 1958.
287. *McWilliams J. R.*, The role of microstructure in the physical properties of rock, in: Testing Techniques for Rock Mechanics, Am. Soc. Testing and Materials Publ. № 402, 175—189, Philadelphia, 1966.
288. *Madhow M. R., Pranesh M. R.*, Nomographs for the design of pressure tunnels adjacent to rock slope, 1st Intern, Congr. Rock Mechanics, Lisbon, 2, 243—248, 1966.
289. *Mamillan*, Méthode de classification des pierres calcaires, Inst. Techn. du Bâtiment et Trav. Publ. 11, 469—526, 1968.
290. *Mantovani E., Bertacchi P., Sampaolo A.*, Measurements of rock deformation during excavation of a large underground power house, Intern. Symp. Stresses in Rock Masses, Lisbon, 1969.
291. *Mantovani E.*, Method for supporting very high rock walls in underground power stations, Proc. 2nd Congr. Intern. Soc. Rock Mechanics, Belgrade, report 6/5, 1970.
292. *Mantovani E., Bertacchi P., Sampaolo A.*, Geomechanical survey for the Construction of a large underground powerhouse, Proc. 2nd Congr. Intern. Soc. Rock Mechanics, Belgrade, report 4/24, 1970.
293. *Mary M.*, Barrages-voûtes, Historique, Accidents et Incidents, Paris, 1968.
294. *Masur A.*, Efficiency of rock consolidation grouting in mountains around intake pressure galleries of hydroelectric power plants, Proc. 2nd Congr. Intern. Soc. Rock Mechanics, Belgrade, report 6/17, 1970.
295. *Mathias F., Huber W. G.*, Kemano undergound, J. Engineering, Inst. of Canada, 37, 1398, 1413, 1954.
296. *Moury V.*, Mécanique des milieux stratifiés, Paris, 1970a.
297. *Maury V.*, Distribution of stresses in layered systems, Water Power, 22, 195—202, 1970b.
298. *Maury V., Duffaut P.*, Stress distribution model analysis in a two families discontinuity medium, Proc. 2nd Congr. Intern. Soc. Rock Mechanics, Belgrade, Report 8/19, 1970.
299. *Maury V., Habib P.*, Étude de discontinus, Revue de l'Industrie Minérale, 49, № 8, 1967.
300. *Mayer A.*, Les propriétés mécaniques des roches, Géotechnique, 3, 329, 1953.
301. *Mayer A.*, Recent work in rock mechanics, (Third Rankine Lecture), Géotechnique, June, 1963.
302. *Mayer A.*, A lecture given in Montreal, 1966.
303. *Mayer A., Bollo, Duffaut et al.* (French National Committee), Mesure des modules de déformation des massifs rocheux dans les sondages, 8th Congr. Large Dams, Edinburgh, 1, 313—327, 1964.
304. *Mazanti B. B., Sowers G. F.*, Laboratory testing of rock strength, in: Testing Techniques for Rock Mechanics, Am. Soc. Testing and Materials Publ. № 402, 207—231, Philadelphia, 1965.
305. *Mazenot P.*, Interpretation de nombreuses mesures de déformations exécutées sur massifs rocheux par E.d.F., Annales de l'Inst. Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, 18, № 206, 1965.
306. *Mencl V.*, Mechanics of landslide with non-circular slip surfaces, Géotechnique, 16, 1966a.
307. *Mencl V.*, The influence of the stiffness of a sliding mass on the stability of slopes, Rock Mech. and Engineering Geol., 4, № 2, 1966b.
308. *Merrill R. H.*, Peterson J. R., Deformation of a borehole in rock, U.S. Bureau of Mines Report R.I. 5881, 1961.
309. *Miller D. V.*, Giant waves in Lituya Bay, Alaska, Bull. U.S. Geol. Survey, Paper 354C.
310. *Miller R. P.*, Engineering classification and index properties for intact rock, Thesis, Univ. of Illinois, 1965.
311. *Milli E.*, Sondaggi geognostici sulla frana del Monte Toc, Report submitted to the Law Court of Aquila for the Vajont law suit, 1967.
312. *Milovanovic D.*, Idbar Dam, 6th Intern. Congr. Large Dams, Paris, 4, 571, 1958.
313. *Mintchev I. T.*, On the distribution of stresses in regions near workings with elliptical and circular cross sections driven in laminated rocks with steeply inclined strata, 1st Congr. Rock Mechanics, Lisbon, 2, 465—469, 1966.

314. *Mitchell J. H.*, The stress in an aeotropic elastic solid with an infinite plane boundary, Proc. London Math. Soc., **247**, June, 1900.
315. *Mogi K.*, The influence of the dimensions of specimens on the fracture strength of rocks, Bull. Earthquake Research Inst., Tokyo Univ., **40**, 107—124, 125—173, 815—829, 831—853.
316. *Montarges P.*, Microfissuration des granites, Liaison avec la résistance à la traction, Revue de l'Industrie Minérale, special issue 15 May, 9—15, 1968.
317. *Moore B. W.*, Geophysics efficient in exploring the sub-surface, Proc. A.S.C.E. (Soil Mech. and Found. Div.), **87**, SM 3, Paper 2838, 1961.
318. *More G., Sirieys P. H.*, Rupture des matériaux a deux directions de joints, C.R. Acad. Sci. Paris, **260**, April, 1965.
319. *Morgan H. D.*, Tunnelling practice, in: *Comrie J.*, ed., Civil Engineering Reference Book, London, **2**, 366—382, 1961.
320. *Morgan T. A., Panek L. A.*, A method for determining stresses in rock, U.S. Bureau of Mines Report R.I. 6312, 1963.
321. *Morlier P.*, Relation quantitative entre la fissuration et la célérité des ondes dans les roches fissurées, Revue de l'Industrie Minérale, special issue 15 May, 16—20, 1968.
322. *Müller L.*, Geomechanische Auswertung gefügekundlicher Details, Geologie und Bauwesen, **24**, № 1, 4, 1958.
323. *Müller L.*, The European approach to slope stability problems in open pit mines, Symp. Rock Mechanics, Colorado School of Mines, 1959.
324. *Müller L.*, Talsperre Vajont, Report submitted to the Law Court of Aquila for the Vajont law suit, 3 February, 1961.
325. *Müller L.*, Der Felsbau (2 vols), Stuttgart, 1963a.
326. *Müller L.*, Die technischen Eigenschaften des Gebirges, Schweiz. Bauztg., **81**, 125—133, 1963b.
327. *Müller L.*, The rock slide in the Vajont valley, Rock Mechanics and Engineering Geol., **2**, 148—212, 1964.
328. *Müller L.*, Der progressive Bruch in geklüfteten Medien, Proc. 1st Congr. Intern. Soc. Rock Mechanics, Lisbon, **1**, 679—686, 1966.
329. *Müller L.*, New considerations on the Vajont slide, Rock Mechanics and Engineering Geol., **6**, 1—91, 1968.
330. *Müller L., John K. W.*, Recent development of stability studies of steep rock slopes in Europe, Trans. Soc. Mining Engineers, **226**, 326—331, 1963.
331. *Müller L., Malina H., Baudendistel M.*, The effect of the geologic structure on the stability of an underground powerhouse, Proc. 2nd Congr. Intern. Soc. Rock Mechanics, Belgrade, report 4/56, 1970.
332. *Müller L., Pacher F.*, Baugeologie und Gefügemechanik, Zeitschrift der deutschen geologischen Gesellschaft, **114**, 337—343, 1962.
333. *Müller L., Pacher F.*, Bearing capacity of abutments of dams, especially arch dams in rock, 8th Congr. Large Dams, Edinburgh, **1**, 935—954, 1964.
334. *Müller L., Pacher F.*, Modellversuche zur Klärung der Bruchgefahr geklüfteter Medien, Rock Mechanics and Engineering Geol., Suppl. 2, 7—24, 1965.
335. *Murrell S. F.*, A criterion for brittle fracture of rocks and concrete under triaxial stress and the effect of pore pressure on the criterion, Proc. 5th Symp. Rock Mechanics, 563, Oxford, 1962.
336. *Muskat M.*, The Flow in Homogeneous Fluids through Porous Media, New York, 1937—1956.
337. *Nadai A.*, The Theory of Flow and Fracture of Solids, New York, 1956.
338. *Naef E.*, Quelques considérations concernant le calcul de la stabilité d'un versant rocheux sous l'influence de forces extérieures, Bull. Techn. Suisse Romande, 95, 213—219, 1969.
339. *Naylor D. J.*, Pressure tunnels in which the pressure is carried by the rock, Dissertation, Imperial College London.
340. *Neff T. L.*, Equipment for measuring pore pressure in rock specimens under triaxial load, in: Testing Techniques for Rock Mechanics, Am. Soc. Testing and Materials, Publ. № 402, 3—18, Philadelphia, 1965.
341. *Nonveiller E.*, The determination of the deformation of loaded rock in tunnels, Proc. Yugoslav. Soc. Soil Mech., № 8, 43, 1954.
342. *Nonveiller E.*, The stability analysis of slopes with a slip surface of general shape, Proc. 6th Intern. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineers, Montreal, **2**, div. 6, 1965.
343. *Nonveiller E.*, Zur Frage der Felsrutschung im Vajont-Tal, Rock Mechanics and Engineering Geol., 5, № 1, 1967a.
344. *Nonveiller E.*, Mechanics of land-slides with noncircular surfaces with special reference to the Vajont slide, Corr. Géotechnique, № 2, 1967b.
345. *Nonveiller E.*, Shear strength of bedded and jointed rock as determined from the Zalesina and Vajont slides, Proc. Geot. Conf. Norw., Geot. Inst., Oslo, 1967c.
346. *Norse P. M., Feshbach H.*, Methods of Theoretical Physics, New York, 1953.
347. *Obert L.*, An Inexpensive Triaxial Apparatus for Testing Mine Rock, U.S. Bureau of Mines publication, 1963.

348. *Obert L., Duvall W. I.*, Rock Mechanics and the Design of Structures in Rock, New York, 1967.
349. *Obert L., Windes S. L., Duvall W. I.*, Standardized tests for determining the physical properties of mine rock, U.S. Bureau of Mines Report № R.1.3891, 1946.
350. *Oberti G.*, Ricerche sperimentali sulla deformabilita della roccia di fondazione della diga del Piave, Giornale del Genio Civile, № 11, 607, 1948.
351. *Oberti G.*, Experimentelle Untersuchungen über die Charakteristik der Verformbarkeit des Felsen, Geologie und Bauwesen, **25**, 95—113, 1960.
352. *Oberti G., Rebaudi A.*, Bedrock stability behaviour with time at the Place Moulin arch-gravity dam, 9th Intern. Congr. Large Dams, Istanbul, ISMES Publ. № 36, 3—21, 1967.
353. *Oliver-Martin D., Kobilinsky*, L'exécution d'un grand souterrain pour l'aménagement hydro-éléctrique d'Isère-Arc, Techn. des Trav., 145—156, Schweiz. Bauztg., **70**, № 17, 18, 19, 1955.
354. *Onodera T. F.*, Dynamic investigation of foundation rocks in situ, Proc. 5th Symp. on Rock Mechanics, 517—533, Oxford and New York, 1963.
355. *Pacher F.*, Kennziffern des Flächengefüges, Geologie und Bauwesen, **24**, № 3/4, 1958.
356. *Pacher F.*, Zur Auswertung von Grossversuchen, Geologie und Bauwesen, **27**, № 1, 1961.
357. *Pacher F.*, Die Lage des Dichtungsschirmes von Bogenstaumauern und der Einfluss auf die Sicherheit der Felswiderlager, Geologie und Bauwesen, **28**, № 3, 1963.
358. *Pacher F., Yokota J.*, Experimental studies on the design of the grouting curtain and the drainage system of the Kurobe IV Dam, 12th Congr. Intern. Soc. Rock Mechanics, Salzburg, 1962.
359. *Pancini M.*, Observations and surveys on the abutments of the Vajont dam, Geologie und Bauwesen, **26**, № 3, 1961a.
360. *Pancini M.*, Results of the first series of tests performed on a model of the Vajont dam, Colloquium on Rock Mechanics, Salzburg; Geologie und Bauwesen (1962), **27**, 105—119, 1061b.
361. *Panek L. A.*, Design for bolting stratified roof, Trans. S.M.E., A.I.M.E., 229, 1964.
362. *Panet M.*, Étude de la structure d'un massif rocheux, Bull. Liaison Labo, Routiers P. et Ch., № 28, ref. 391, 1967.
363. *Panet M.*, Quelques problèmes de mécanique des roches posés par le tunnel du Mont Blanc, Bull. Liaison Labo. Routiers P. et Ch., № 43, 115—145, 1969.
364. *Petterson F. W., Clinch R. L., McCaig I. W.*, Design of large pressure conduits in rock, Proc. A.S.C.E. (Power Div.), PO 6, paper 1457, 1957.
365. *Paulding B. W., Jr.*, Techniques used in studying the fracture mechanics of rock, in: Testing Techniques for Rock Mechanics, Am. Soc. Testing and Materials Publ. № 402, 73—86, Philadelphia, 1966.
366. *Paulmann H. G.*, Measurements of strength anisotropy of tectonic origin on rock specimens, 1st Congr. Intern. Soc. Rock Mechanics, Lisbon, **1**, 125—131, 1966.
367. *Pelletier J.*, The construction of Tignes Dam and Malgovert Tunnel, Proc. Inst. Civil Engineers, **2**, 480, 1953.
368. *Péquignot C. A.*, ed., Tunnels and Tunnelling, London, 1963.
369. *Perami R., Thenoz B.*, Perméabilité et porosité des roches, Revue de l'Industrie Minérale, special issue 15 May, 38—47, 1968.
370. *Pincus H. J.*, Capabilities of photoelastic coatings for the study of strain in rocks, in: Testing Techniques for Rock Mechanics, Am. Soc. Testing and Materials Publ. № 402, Philadelphia, 1966.
371. Proceedings of the 1st Congress of the International Society of Rock Mechanics, Lisbon, 3 vols, 1966.
372. Proceedings of the 6th Symposium on Rock Mechanics, University of Missouri.
373. Proceedings of the 8th Symposium on Rock Mechanics, University of Minnesota, 1967.
374. *Rabcewicz L. V.*, The Forçacava hydro-electric scheme, Water Power, **5**, 333, 370, 1953.
375. *Rabcewicz L. V.*, Die Ankerung im Tunnelbau ersetzt bisher gebräuchliche Einbaumethoden, Schweiz. Bauztg., **75**, 123—131, 1957.
376. *Rabcewicz L. V.*, Bemessungen von Hohlraumbauten, Geologie und Bauwesen, 224—244, 1963a.
377. *Rabcewicz L. V.*, Bemessung von Hohlraumbautern, die neue Österreichesche Bauweise und ihr Einfluss auf Gebirgdruckwirkungen und Dimensionierung, Felsmechanik und Ingenieurgeologie, **1**, № 3—4, 1963b.
378. *Rabcewicz L. V.*, The new Austrian tunnelling method, Water Power, **16**, November, December, 1964.
379. *Rabcewicz L. V.*, The new Yustrian tunnelling method, Water Power, **17**, January, 1965.
380. *Reed J. J.*, Putting rock to work, Testing World, № 17,1966.
381. *Rellensmann O.*, Rock mechanics in regard to static loading caused by mining excavation, 2nd Symp. Rock Mechanics, Quart. Colorado School of Mines, **52**, 1957.
382. *Rescher O. J.*, Aménagement Hongrin-Léman, Soutènement de la centrale en caverne de Veytaux par tirants en rocher et béton projeté, Bull. Techn. Suisse Romande, **94**, 249—280, 1968.

383. *Reyes S. F., Deere D. U.*, Elastic-plastic analysis of underground openings by the finite element method, 1st Congr. Rock Mechanics, Lisbon, 2, 477—486, 1966.
384. *Reynolds H.*, Rock Mechanics, London, 1961.
385. *Ribes G., Butin P.*, Sur élévation du barrage des Beni-Bahdel, 6th Congr. Large Dams, Paris, 4, comm. № 15, 1958.
386. *Richey J. E.*, Elements of Engineering Geology, London, 1964.
387. *Richter R.*, Grundlegende Betrachtungen zum Ankerbau, Bergbauwissensschaften, **11**, 393—402, 1964.
388. *Ripley C. F., Lee K. L.*, Sliding friction tests on sedimentary rock specimens, 7th Congr. Large Dams, Rome, 1961.
389. *Roberts A., Emery C. L.* et al., Photoelastic coating technique applied to research on rock mechanics, Parts I and II, Bull. Inst. Mining and Metallurgy, London, 1962; Measurement of strain and stress in rock masses; in: *Stagg K. G., Zienkiewicz O. C.*, eds., Rock Mechanics in Engineering Practice, London, 157—202.
390. *Roberts C. M.*, Underground power plants in Scotland, Proc. A.S.C.E., paper 1675, 1958.
391. *Robinson L. H.*, The mechanics of rock failure, Quart. Colorado School of Mines, **54**, 136—177, 1959.
392. *Robinson L. H., Jr.*, The effect of pore and confining pressure on the failure process in sedimentary rock, 3rd Symp. Rock Mechanics, Colorado School of Mines, 1959.
393. *Rocha M.*, Some problems on failure of rock masses, 14th Congr. Intern. Soc. Rock Mechanics, Salzburg, 1963.
394. *Rocha M.*, Mechanical behaviour of rock foundations in concrete dams, 8th Congr. Large Dams, Edinburg, **1**, 785, 1964.
395. *Rocha M.*, New technique dor the determination of the deformability and state of stress in rock masses, Laboratorio Nacional de Engenharia Civil, Lisbon, Publ. № 328, 16, 1969.
396. *Rocha M., Serafim J. L., Da Silveira A. F.*, Deformability of foundation rocks, 5th Congr. Large Dams, Paris, **3**, 531, 1955.
397. *Rocha M., Silverio A.*, A new method for the complete determination of the state of stress in rock masses, Laboratorio Nacional de Engenharia Civil, Lisbon, Publ. № 329, 17, 1969; Géotechnique, **19**, 116—132.
398. *Ros M., Eichinger A.*, Die Bruchgefahr fester Körper, E.M.P.A. Publ. № 172, Zürich, 1949.
399. *Rosa S. A., Fedorenko A. N., Eristov V. S., Tokachirov V. A.*, Studies of deformation properties of rock foundations of high arch and gravity dams in the USSR, 8th Congr. Large Dams, Edinburgh, **1**, 1023—1040, 1969.
400. *Roussel J. M.*, Étude théorique et expérimentale du module dynamique des massifs rocheux, Revue de l'Industrie Minérale, **50**, 1—28, 1968.
401. *Ruesch H.*, Research towards a general flexural theory for structural concrete, J. Am. Concrete Inst., 32, № 1, 1960; Proc. Am. Concrete Inst., 57, 1—28, 1966.
402. *Rziha F.*, Lehrbuch der gesammten Tunnelbaukunst, 2nd ed., Berlin, 1874.
403. *Sabarly F.*, Les injections et les drainages de fondations de barrages en roches peu perméables, Géotechnique, 229—249, 1968.
404. *Savin G. N.*, Stress Concentrations around Holes, Oxford, 1961.
404a. *Scheiblauer J.*, Modellversuche zur Klärung des Spannungszustandes in steilen Böschungen, 13th Symp. Geomechanics, Salzburg, 1962.
405. *Schmidt J.*, Statische Grenzprobleme im kreisförmig durchörteten Gebirge,Zürich and Berlin, 1926a.
406. *Schmidt J.*, Statische Probleme des Tunnel und Druckstollenbaues, Berlin, 1926b.
407. *Schneebeli J.*, Hydraulique Souterraine, Paris, 1966.
408. *Schneider B.*, Contribution à l'étude des massifs de fondation de barrages, in: *Roussel J. M.*, Étude théorique et expérimentale du module dynamique des massifs rocheux, Revue de l'Industrie Minérale, 50, 1—28, 1966.
409. *Schneider B.*, Moyens nouveaux de reconnaissance des massifs rocheux, Ann. Inst. Techn. Bât. Travaux Publics, July, August, 1967.
410. *Schnitter G., Weber E.*, Die Katastrophe von Vajont in Oberitalien, Wasser- und Energiewirtschaft, 56, 61—69, 1964.
411. *Schoeller H.*, Les Eaux Souterraines, Paris, 1962.
412. *Schrafl A.*, Kurzer Bericht über die Druckstollen versuche der Schweizerischen Bundesbahnen, Schweiz. Bauztg., 83, January, 1924; Schweiz. Bauztg., **76**, 1920.
413. *Schwartz A. E.*, Failure of rock in the triaxial shear test, 6th Symp. Rock Mechanics, Univ. Missouri, 109—151, 1964.
414. *Scott P. A.*, A 75-inch diameter water main in tunnel: a new method of tunnelling in London clay, Proc. Inst. Civil Engineering, **1**, 302, 1952.
415. *Seeber G.*, Auswertung von statischen Felsdehnungsmessungen, Geologie und Bauwesen, 26, 152—176, 1961.
416. *Seeber G.*, Einige felsmechanische Messergebnisse aus den Druckschacht des Kaunertal Kraftwerkes, Rock Mechanics and Engineering Geology, **1**, Suppl. 1, 130—148, 1964.

417. *Seldenrath T. R.*, Can coal measures be considered as masses of loose structure to which the laws of soil mechanics may be applied? Proc. Intern. Conf. Rock Pressure, Liége, Belgium, 1951.
418. *Semenza E.*, Sintesi degli studi geologici sulla frana del Vajont dal 1959 al 1964, Memorie del Museo Tridentino di Scienze Naturali A. XXIX—XXX, 16, 5—51, 1966.
419. *Serafim J. L.*, Rock mechanics considerations in the design of concrete dams, Conference on State of Stress in the Earth's Crust, Santa Monica, California, 611, 1963.
420. *Serafim J. L.*, The uplift area in plain concrete in the elastic range, 8th Congress on Large Dams, Edinburgh, 5, comm. C. 17, 1964.
421. *Serafim J. L.*, Influence of interstitial water on the behaviour of rock masses, in: *Stagg K. G., Zienkiewicz O. C.*, eds., Rock Mechanics in Engineering Practice, New York, 1968.
422. *Serafim J. L., Del Campo A.*, Interstitial pressures on rock foundation of dams, Proc. A.S.C.E. (Soil Mech. and Found. Div.), SM 5, 65, 1965.
423. *Serafim J. L., Lopez J. J. B., In situ* shear tests and triaxial tests of foundation rocks of concrete dams, Proc. 5th Intern. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, 1, 1961.
424. *Serdengecti S., Boozer G. D.*, The effects of strain rate and temperature on the behaviour of rocks subject to triaxial compression, Proc. 4th Symp. Rock Mechanics, Bull. Mineral. Indus. Exper. Sta. Perm. St. Univ., № 76, 1961.
425. *Serieys P. M.*, Porosité, degré de saturation et lois de comportement des roches, 1st Congr. Rock Mechanics, Lisbon, 1, 471, 1966.
426. *Shuk Th.*, Caracteristicas de deformacion de una roca compuesta, Bull. Venezuelan Soc. Soil Mech., № 16, 12—22, 1964a.
427. *Shuk Th.*, Discussion on paper «Tests for Karadj arch dam», Proc. A.S.C.E. (Soil Mech. and Found. Div.), 90, SM 2, 157—161, 1964b; Proc. 1st Congr. Intern. Soc. Rock Mechanics, 1, 319—327.
428. *Skempton A. W.*, Long term stability of clay slopes (4th Rankine Lecture), Géotechnique, June, 1964.
429. *Skempton A. W.*, Bedding-plane-slip, residual strength and Vajont landslide, Inst. Civil Engineers, 82—84, 1966.
430. *Slot T.*, A study of the photoelastic coating technique, General Electric Report 60 G.L 72, 1960.
431. *Sonderegger A.*, Spritzbeton im Stollenbau, Schweiz. Bauztg., 74, 211, 1956.
432. *Stagg K. G., In situ* tests on the rock mass, in: *Stagg K. G., Zienkiewicz O. C.*, eds. Rock Mechanics in Engineering Practice, New York, 1968.
433. *Stagg K. G., Zienkiewicz O. C.*, Rock Mechanics in Engineering Practice, New York, 1968.
434. *Stini J.*, Unsere Täler wachsen zu, Geologie und Bauwesen, 13, № 3, 1941.
435. *Stini J.*, Talzuschub und Bauwesen, Die Bautechnik, 20, 1942.
436. *Stini J.*, Neuere und ältere Vorschläge zur Einschätzung des Gebirgsdruckes, Gebirgsdrucktagung, Loeben and Vienna, 1950.
437. *Stini J.*, Der Gebirgsdruck und seine Berechnung, Geologie und Bauwesen, 19, № 3, 1952a.
438. *Stini J.*, Neuere Ansichten über Bodenbewegungen und ihre Beherrschung durch den Ingenieur, Geologie und Bauwesen, 19, 31—54, 1952b.
439. *Stroppini E. W., Kruse J. H.*, Discussion of paper 3576 on «Foundation modulus test for Karadj arch dam», Proc. A.S.C.E., July, 1963.
440. *Stroppini E. W., Kruse J. H.*, Oroville dam, Proc. A.S.C.E. (Soil Mech. and Found. Div.), 90, SM 2, 191—204, 1964.
441. *Stuart W. H.*, Influence of geological conditions on uplift, Proc. A.S.C.E. (Soil Mech. and Found. Div.), 87, SM 6, 1—18, 1961.
442. *Stucky A.*, Der Talsperrenbruch im Val Gleno, Schweiz. Bauztg., 83, № 6/7; Bull. Techn. Suisse Romande, № 6/7, 1924.
443. *Stucky A.*, Le centre pe recherches pour l'étude des barrages, Centenaire de l'École Polytechnique de Lausanne, Switzerland, 106, 1953.
444. *Stucky A.*, Le barrage d'accumulation de Ben-Metir en Tunisie, Bull. Techn. Suisse Romande, 81, № 21/22, 1955.
445. *Sutcliffe H., McClure C. R.*, Large aggregate shotcrete challenges steel ribs as a tunnel support, Civil Engineering, A.S.C.E., 51—55, 1969.
446. *Suzuki K., Ishijima Y.*, The simulation technique to analyse the rock pressure applied to tunnel supports, Proc. 2nd Congr. Intern. Soc. Rock Mechanics, Belgrade, report 4/27, 1970.
447. Swiss National Committee on Large Dams, Behaviour of Large Swiss Dams, Zürich, 1964.
448. *Talobre J.*, La Mécanique des Roches, Paris, 1957.
449. *Talobre J.*, Tests, General Report, New York (Development and Resourses Corporation), 1962.
450. *Tattershall, Wakeling, Ward*, Investigations into the design of pressure tunnels in London clay, Proc. Inst. Civil Engineers, 4, 400, 1955.

451. *Taylor I. G.*, The influence of discontinuities on the stability of an underground opening, 1st Congr. Rock Mechanics, Lisbon, 2, 329—333, 1966.
452. *Teller E., Talley W. K., Higgins G. H., Johnson G. W.*, The Constructive Uses of Nuclear Explosions, New York, 1968.
453. *Terzaghi K.*, Theoretical Soil Mechanics, New York, 1943.
454. *Terzaghi K.*, Stress conditions for the failure of saturated concrete and rock, Am. Soc. Testing and Materials, 45, 777—801, 1945.
455. *Terzaghi K.*, Rock defects and loads on tunnelsk in: Rock Tunnelling with Steel Support, Ohio (The Comm. Shearing and Stamping Co.), 1946.
456. *Terzaghi K.*, Does foundation technology really lag? Eng. News Record, 263, 1962a.
457. *Terzaghi K.*, Stability of steep slopes on hard unweathered rock, Géotechnique, 12, 251—270, 1962b; Géotechnique, 12, 67—71.
458. *Terzaghi K., Fröhlich O. K.*, Théorie du tassement des couches argileuses, Paris, 1939.
459. *Terzaghi K., Richart F. E.*, Stresses in rock around cavities, Géotechnique, 3, 57—99, 1952.
460. *Thoma E.*, Über das Wärmeleitungsproblem bei welliger Oberfläche und dessen Anwendung auf Tunnelbauten, Karlsruhe, 1906.
461. *Timoshenko S.*, Theory of Plates and Shells, 228, New York, 1940.
462. *Timoshenko S.*, Strength of Materials, parts I and II, New York, 1947.
463. *Timoshenko S., Goodier J. N.*, Theory of Elasticity, 2nd ed., New York, 1951.
464. *Tincelin M. E.*, Mesures des pressions de terrains dans les mines de fer de l'est, Annales de l'Inst. Techn. du Bâtiment et des Traveaux Publics, № 58, 972—990, 1952.
465. *Torroja E.*, Elasticidad, Madrid, 1951.
466. *Tourenq C., Denis A.*, La résistance à la traction des roches, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées Publ. № 4, Paris, 1970.
467. *Trefethen J. M.*, Geology for Engineers, New York, 1949.
468. *Trollope D. H.*, The systematic arching theory applied to the stability analysis of embankments, Proc. 4th Intern. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, 2, 382, 1957.
469. *Trollope D. H.*, The mechanics of rock slopes, Trans. A.I.M.E. (Mining Div.), 222, 1961.
470. *Trollope D. H.*, The mechanics of rock slopes, Trans. A.I.M.E. (Mining Div.), 223, 1962.
471. *Trollope D. H.*, The mechanics of discontinua or clastic mechanics in rock problems, in: *Stagg K. G., Zienkiewicz O. C.*, eds., Rock Mechanics in Engineering Practice, 275—320, New York, 1968.
472. *Trollope D. H., Brown E. T.*, Pressure distribution in some discontinua, Water Power, August, 1965.
473. *Trollope D. H., Brown E. T.*, Effective stress criteria of failure of rock masses, 1st Congr. Intern. Soc. Rock Mechanics, Lisbon, 1, 515, 1966.
474. *Trucco G.*, Stollenbau durch Triasschichten — einige Beispiele und Erfahrungen, L'Entreprise, Zürich, 67, № 34, 1968.
475. U.S. Army, W.E.S., Project Dribble, petrographic examination and physical tests of cores, Tatum Salt Dome, Mississippi, Techn. Report № 6—614, 1963.
476. U.S. Bureau of Reclamation, Triaxial compression tests of salt rock cores for the United States Atomic Energy Commission, Project Dribble, Laboratory Report No C-1043, Denver, Colorado, 1962.
477. *Vogt F.*, Über die Berechnung der Fundamentdeformation, Math. Nat. Klasse, Oslo, 1925; Stresses in thick dams, Trans. Am. Civil Eng., 90, 1927.
478. *Vouille G.*, Étude monographique de diverses roches, Laboratoire de Mécanique des Solides de l'École Polytechnique, Paris, internal report, 1960.
479. *Waldorf W. A., Veltrop J. A., Curtis J. J.*, Foundation modulus tests for Karadj arch dam, Proc. A.S.C.E. (Soil Mech. and Found. Div.), 89, SM 4, 91, 1963.
480. *Wallace G. B., Olsen O. J.*, Foundation testing techniques for arch dams and underground power plants, in: Testing Techniques for Rock Mechanics, Am. Soc. Testing and Materials Publ. № 402, 272—289, Philadelphia, 1965.
481. *Walsh J. B.*, The effects of cracks in the compressibility of rocks, J., Geophys. Res., 70, 391—398, 1965.
482. *Walters R. C. S.*, Dam Geology, London, 1962.
483. *Westerberg G., Hellstrom B.*, Swedish practice in water power development, 4th World Power Conf., 4, 2071, 1950.
484. *Westerguard H. N.*, A problem of elasticity suggested by a problem in soil mechanics, in: *Timoshenko S.*, Sixtieth Anniv., New York, 1938.
485. *White J. E.*, Seismic Waves, McGraw-Hill International Series in the Earth Sciences, New York, 1965.
486. *Wilson S. D.*, The application of soil mechanics to the stability of open pit mines, Symp. Rock Mechanics, Colorado School of Mines, 1957.
487. *Windes S. L.*, Physical properties of mine rocks, Concrete Laboratory Report S.P. 59, U.S. Bureau of Reclamation, 1953.
488. *Wise L. L.*, World's largest underground power plant, Engng. News Record, 149, 31, 1952.

489. *Wittike W.*, Durchströmung von klüftigem Fels, Theorie, Experiment und Anwendung, Theodor Rehbok Flussbaulaboratorium Univ. Karlsruhe Bull. № 155, 121—156, 1969.
490. *Wittike W.*, *Louis C.*, Zur Berechnung des Einflusses der Bergwasserströmung auf die Standsicherheit von Böschungen und Bauwerken in zerklüftetem Fels, 1st Congr. Intern. Soc. Rock Mechanics, Lisbon, **2**, 201, 1966.
491. *Wolf K.*, Ausbreitung der Kraft in der Halbebene und ins Halbraum bei anisotropen Material, Zeitschrift angew. Math. und Mech., **15**, 249—254, 1935.
492. *Wolf W. H.*, *Brown J. L.*, *Morgan E. D.*, Morrow Point underground power plant, A.S.C.E. Power Division Speciality Conf., Denver, Colorado, 493—534, 1965.
493. *Yamaguchi U.*, Seismic field study for the state of stress or cracks of rock around mining openings, Proc. 2nd Congr. Intern. Soc. Rock Mechanics, Belgrade, report 4/48, 1970.
494. *Yokota J.*, Experimental studies on the design of the grouting curtain and the drainage system of the Kurobe IV dam, Colloquium Rock Mechanics, Salzburg, paper 12, 1962.
495. *Yokota J.*, Experimental studies on the design of the grouting curtain and drainage for the Kurobe IV dam, Rock Mechanics and Engineering Geol., **1**, 104—119, 1963.
496. *Yoshida M.*, *Yoshimura K.*, Deformation of rock mass and stress in concrete lining around the machine hall of Kisenyama underground power plant, Proc. 2nd Congr. Intern. Soc. Rock Mechanics, Belgrade, report 4/29, 1970.
497. *Young L. E.*, *Stock H. H.*, Subsidence resulting from mining, Bull. № 91, Engineering Experiment Station, Univ. of Illinois, 1916.
498. *Zaruba Q.*, Plastische Verformung von Schichten in Täler und ihre Bedeutung für die Gründung von Bauwerken, Zeitschrift für angewandte Geologie, № 9, 425—428, 1960.
499. *Zaruba Q.*, *Mencl V.*, Ingenieurgeologie, East Berlin and Prague, 1961.
500. *Zaruba Q.*, Wasserdurchlässigkeitsprüfungen und Probeinjektionen für den Talsperrenbau, Zeitschrift für angewandte Geologie, 8, 78—84, 1962.
501. *Zaruba Q.*, Geologische Erfahrungen beim Bau der Wasserkraftanlagen an der Vah (Waag.), Österreichische Wasserwirtschaft, **16**, 262—270, 1964a.
502. *Zaruba Q.*, Aufgaben der Ingenieurgeologie, Österreichische Ingenieur Zeitschrift, **109**, 155—159, 1964b.
503. *Zeller E.*, Thermoluminescence of carbonate sediments, in: *Faul H.*, ed., Nuclear Geology, New York, 1954.
504. *Zienkiewicz O. C.*, Continuum mechanics as an approach to rock mass problems, in: *Stagg K. G.*, *Zienkiewicz O. C.*, eds., Rock Mechanics in Engineering Practice, New York, 1968.
505. *Zienkiewicz O. C.*, *Cheung Y. K.*, Buttress dams on complex rock foundations, Water Power, **16**, 193, 1964.
506. *Zienkiewicz O. C.*, *Cheung Y. K.*, Stresses in buttress dams, Water Power, **17**, 69, 1965.
507. *Zienkiewicz O. C.*, *Cheung Y. K.*, The finite element method in structural and continuum mechanics, London, 1967.
508. *Zienkiewicz O. C.*, *Cheung J. K.*, *Stagg K. G.*, Stresses in anisotropic media with particular reference to problems of rock mechanics, J. Strain Analysis, **1**, 172—182, 1966.
509. *Zienkiewicz O. C.*, *Gertsner R. W.*, Stress analysis and special problems of prestressed dams, Proc. Am. Soc. Civil Engineering, **19**, 209, 1961.
510. *Zienkiewicz O. C.*, *Holister G. S.*, Stress Analysis, New York, 1965.
511. *Zienkiewicz O. C.*, *Mayer P.*, *Cheung Y. K.*, Solution of anisotropic seepage by finite elements, Proc. A.S.C.E. (Eng. Mech. Div.), EM 1, 111—120, 1966.
512. *Zienkiewicz O. C.*, *Stagg K. G.*, The cable method of *in situ* testing, Proc. 1st Intern. Congr. Soc. Rock Mechanics, London, **1**, 667—672, 1966.
513. *Zienkiewicz O. C.*, *Stagg K. G.*, Cable method of *in situ* rock testing, Int. J. Rock Mech. Min. Sci., **4**, 273—300, 1967.

# ПРЕДМЕТНЫЙ УКАЗАТЕЛЬ


Альтернативные методы 104
Анизотропия, геомеханическая 26
— дирекционная 13
— механических свойств 13
Анкерные болты, расчет 176
— тросы 150
— — пассивные 150
— — преднапряженные 178
— — расчет 176
Анкеровка кровли галереи 177
— наклонной трещины 177
Анкеры 175
— проектирование по методу Рабцевича 178

Безопасность сооружений 11
Бетонная обделка с трещинами 157

Взвешивающие силы 186
Водопроницаемость 47
— вторичная 141
— первичная 141
Воздухопроницаемость 46
Волны поперечные (сдвиговые 104
— продольные 14
— ударные 104
— упругие 14
Вывалы 153
Выветривание 46
Выветривание пород, физико-химическое 133
— — физическое 133
Вязкость динамическая 130

Геомеханика 9
Геомеханические исследования 29
Геотермический градиент 15
Гипотеза Гейма 66—67, 69, 170
— Терцаги 66, 227, 230

Давление воды в породах 186
— при цементации 190
— трещинных вод 141, 170
Движение воды в породах 130
— — — трещинах 130
— дивергентное 49
— конвергентное 49
Деформация 10
— вязко-пластичная 36
— измерение 11, 172
— напряжений 9, 10
— общая 97
— остаточная (пластическая) 97
— под прямоугольной нагрузкой 117
Деформируемость 12
Диаграммы Талобра 100
Дисконтиниум 27, 105
Дренаж 160
Дробление 41

Единица Люжона 105, 189

Закон Кулона 11, 37, 112, 113, 165, 184
— Ньютона 145

Инженерная классификация сохранных пород 14
Интенсивность трещиноватости 15
Интерпретация кривых деформаций 97
— Рабцевича 171
— Талобра 170
Инъекция и дренаж, современные взгляды 192
Испытания на объемной модели 194
— — сдвиг 41
— — сжатие, дисперсия результатов
— — скалывание пуансонами 41
— одноосные 38
— трехосные 38

Клифтовое давление 141
Контрфорсные плотины, усиление оснований 206
Корреляции $E$ и $\nu$ 106
Коэффициент Пуассона 30, 34, 65—67, 71, 78, 80, 82, 83, 85, 102, 104, 117, 122, 126, 144, 155, 215, 216, 218
— фильтрации в единицах Люжона 105
— — физический 130
Крепление туннелей 160
Критерий откоса 107
Критическая крутизна 136
Критические соображения Казагранде 192
Круги Мора 43, 92, 100, 101, 110, 112, 115, 122—125, 153, 165, 171, 178, 212, 216

Лабораторные испытания на блочных моделях 125
— — — прерывистых моделях 125

Макротрещины 26
Масштабный эффект 121
— — оценивающий 52

Математические теории напряженно-деформированного состояния однородного пространства 11
— — — — неоднородного пространства или полупространства 11
Метод вращения 35
— изгиба 35
— Прандтля — Терцаги 103
— прямого растяжения 35
Механика грунтов 11
— скальных пород 9, 11
Микротрещины 26
Модели дискретные 127
— оснований плотин геохимические 199
— пластмассовые 127
Модуль общей деформации 97
— сдвига 34
— упругости 9, 13, 14, 97
— — динамический 34, 35, 104
— — статический 34, 104
— — эффективный 66, 122
— Юнга 34, 80, 117

Набухания 31
Нагрузка, распределения 118
— сосредоточения 117
Напорные туннели в прочных породах 155
— — с бетонной обделкой 156
— — — металлической облицовкой 157
— шахты с металлической облицовкой 157
Напряжение 10
— в скальных массивах, эффективное 131
— — — основаниях плотин, горизонтальное 183
— — — — — сдвигающее 183, 184
— вызванное гидростатическим давлением внутри выработки 154
— горизонтальная составляющая 184
— естественное 9, 64, 71
— измерение 11, 172
— начальное 9
— остаточное 64
— разуплотнения 13
— растягивающее 183
— сдвига, эффективное 114
— скалывающее 110
Напряженно-деформированные состояния 13
Напряженные породы вокруг галерей 170
Нарушение в напорных туннелях 159
— сплошности 14
Неоднородное основание 121
Новые способы проходки туннелей 174

Огибающая кривая (огибающая зона) 43, 110
Оползни неоднородные прерывистые 148
— непрерывные 146
— однородные непрерывные 148
— прерывистые 146
Оползни скальных пород 139, 147, 149
— — — классификация 147
Определение нарушенности пород 14
Осевое давление 15
Основания высоких плотин 10
Оценка деформируемости пород по осадкам высоких плотин 94
— оснований плотин, классический подход 183
— устойчивости подземных выработок 151

Парадокс Гейма 66
Перемещения поверхности основания 120
Поверхности разрыва (трещины) 28
— скольжения 13, 140
— — глубоко расположенные 140
Подземные выработки, деформации 67
— — напряжения 67
— — смещения стенок 10
Показатель удельной деформации набухания 45
Полупространство, классическая теория 103
— изолированная сосредоточенная нагрузка 116
— под линейной нагрузкой 117
Поровое давление 131
Породы компактные 31
— преднапряженные 64
— сцементированные 31
Правило Леви 187
Прогноз потенциальных скальных оползней 148
Продольные разряжения 104
Противофильтрационные завесы 188
Прочность 12, 27
— анализ по Мюллеру 124
— — — Пахеру 124
— на растяжение 35, 36
— — сдвиг 24
— — сжатие 13
— — скалывание (срез) 11
— скальных массивов на растяжение 91
Прямая Кулона 60
Пустотности, коэффициент 45
— показатель 12

Разломы 26
Разрушение вязко-пластичное 102
— хрупкое 102
Разрывные нарушения 10
— — глубоко расположенные 139
Распределение напряжений 10
Расстояние между трещинами 29
Резистивиметрия 109
Решение Буссинеска 103

Сводообразование 128
— степень 128
Свойства деформационные 9
— пластические 10
— упругие 10
Сдвижения 153
Сейсмический метод 104
Скальные массивы, консолидация 11
— — однородные 26
— — ползучесть 92
— — условия устойчивости 122
— — характеристика механическая 11
— — — физическая 11
— обвалы 147
— оползни 136
— основания, укрепление 204
— откосы 11

— породы, динамика оползней 145
— — исследование структуры 11
— — — микроструктуры 11
— — классификация 11
— — однородные 26.
— — статика оползней 139
— склоны 136
Скалывание 41
Склоны в неслоистых трещиноватых породах 137
— — слоистых осадочных породах 138
— с падением пластов в глубь массива 138
— — — — — сторону долины 139
Скорость сейсмических волн 13
Смещения 148
Среда континиума 125
— дискретная 11
— сплошная 11
Старение горных пород 135
Статика пород 142

Температурный градиент 16
Теория Кулона — Мора 112
— полупространства Буссинеска — Черрутти 116
— толстостенных напорных труб 154
Трещинные воды 129
Трещиноватость 10, 12
— диаграммы Шмидта 30
— степень 29
Трещины, классификация 14
— кливажа 14
— напластования 14, 138
— остывания 14
— первичной отдельности 14
— протяженность 29
— разгрузки 14
— растяжения 12
— сланцеватости 14
— тектонические 14
— тонкие 26
Туннелестроение 151

Уравнение Буссинеска 103, 104
— движения воды в трещинах 132
— Кулона 113, 114, 123, 142
— Прандтля — Терцаги 114
— Феннера 172
— Черрутти 103
Устойчивость скальных примыканий 198
— сооружений 11

Фильтрации вторичные 47
— первичные 47
— радиальные 49
Функции Эйри 68

«Целики» породы 137
Цементация оснований бетонных плотин 188
— пород вокруг подземных выработок 179
— состав раствора 190

Частота расположения скважин 190

Шкала Меркалли 221

Элементарный блок 29
Эффективное сцепление 137

# УКАЗАТЕЛЬ ГЕОГРАФИЧЕСКИХ НАЗВАНИЙ, ПЛОТИН, ВОДОХРАНИЛИЩ, ТУННЕЛЕЙ И Т. Д.


Айдахо, штат 219, 234
Аламанса, плотина 183
Альпы, горы 9, 135, 140, 148, 149, 161, 175, 203, 204
Амстег 77
Амстегский туннель 9, 77
Анды, горы 21, 148, 159, 169
Апеннины, горы 219
Арекипа 220, 221
Арк, река 19
Арлберг, туннель 151
Асуанская плотина 192
Ашфордский туннель 159

Бени-Бадель, плотина 206
Бен-Метир, плотина 206
Бергамо 36, 202
Берсимис II, гидроузел 181, 182
Бленио, туннель 180
Блу-Меза, плотина 213
Блэк-Каньон, участок 213
Блэкуолл, туннель 151
Бор, плотина 24, 139
— туннель 79, 80, 101
Бревьер, ГЭС 17
Бузи, плотина 186, 219
Бхакра, плотина 24

Вайонт, водохранилище 23
— оползень 136, 140, 146, 147
— плотина 11, 25, 66, 104, 135, 141, 147—149, 197, 199, 228
— река 148
— ущелье 104
Вейто, подземная ГЭС 178
Вербано, подземная ГЭС 181
Вердон, река 204

Герлос, шахта 161, 162
Глен-Мористон, туннель 159
Глено, плотина 219
Глерниш, оползень 147
Гондо, напорные шахты 161
Грандваль, плотина 95, 224
Гран-Чарево, плотина 202
Гуннисон, река 213

Дез, плотина 80, 210, 234
— река 211
Денвер 10, 216
Докан, плотина 23, 195, 197
Дувр 108
Дьен-Дьен, река 106
Дьепп 188

Життаз, ГЭС 97

Зальцбург 10, 11, 97, 141, 149, 193, 202, 228

Идбар, плотина 219, 234
Изер, река 17, 19
Изер-Арк, гидроузел 19
— туннель 16, 19

Калгари 159
Кале 108
Камараса, плотина 22, 23, 183, 195
Кандер, река 16
Кандергрунд, туннель 20, 159
Канн 204
Карадж, плотина 80, 207, 209, 217
Кариба, плотина 191, 197, 205, 206
— река 205
Кастийон, плотина 23, 197, 204, 205
Каунерталь, гидроузел 174, 175, 183
— туннель 78, 99, 174
Квебек, провинция 160
Кебар 183
Кемано, ГЭС 161, 182, 183, 161
— туннель 19
Клостерс, туннель 149
Кристал, плотина 213
Куробе IV, плотина 131, 140, 193, 194, 200, 201, 204, 213, 229, 234

Ла-Бати, ГЭС 83
Ла-Жонь, плотина 23, 24
— река 23
Ла-Манш, пролив 108
Ламу, плотина 204
Лану, плотина 95
Ланье, плотина 219, 234
Ла-Паллис, плотина 94
Лёчбергский туннель 16
Ливиши, гидроузел 159
Лиссабон 201, 228, 229
Лодано — Мозаньо, туннель 174
Лоен, озеро 141

Мальговер, ГЭС 17
— каскад ГЭС 19, 35
— туннель 17—19, 148, 161
Мальпассе, плотина 6, 11, 24, 27, 44, 52, 53, 62, 64, 135, 136, 193, 199, 202, 207, 223, 227—234
Мантаро, гидроузел 21

— река 21
— туннель 21
Мексиканский залив 109
Мисти, вулкан 221
Мовуазен, ГЭС 179
— плотина 17, 191
— туннель 179
Мойи, плотина 219, 234
Молер, каскад ГЭС 219
Монако, туннель 173, 174
Монблан, туннель 14, 27, 171
Мон-Сенисский туннель 15, 151
Монтейнар, плотина 205
Монтехаке, плотина 23, 183
Морроу-Пойнт, водохранилище 213
— ГЭС 212—214
— плотина 80, 81, 213—216, 234

Нантахала, туннель 159
Негильес, плотина 204

Олт-на-Леридж, плотина 90, 91, 190
Орлу, река 204
Оровилл, подземная ГЭС 217
— плотина 87, 213, 217

Пертусильо, плотина 86
Пиренеи, горы 204
Пляс-Мулен, плотина 203
Понтези, оползень 147, 148

Равьеж, плотина 204
Рапель, плотина 24
Реза Пехлеви, см. Дез, плотина
Рейран, река 223
Ринкон-дель-Бонете, водохранилище 219
Рио-Негро, река 219
Ритомский туннель 159
Розеленд, плотина 97, 203, 226
Россенс, плотина 95
Роуэн-Каунти 33

Санта-Джустина, гидроузел 22, 182
Санта-Мазенца 179
Сан-Френсис, плотина 219
Северн, туннель 151
Северная Каролина, штат 219, 234
Сейдмарех, оползень 147
Селва, плотина 202, 203
Сен-Герен, плотина 204
Сен-Готардский туннель 15, 16, 151
Сент-Вааст 53
Сер-Понсон, плотина 192
Серра-Риполи, туннель 175
Сефид-Руд, плотина 206
Сиднейский туннель 159, 160
Симплонский туннель 15, 16, 151
Соте, плотина 188
Спрей, гидроузел 159
Сторнорфорс, туннель 182
Стрейт-Крик, туннель 74, 92, 173

Танг-е-Сулейман, плотина 201, 202, 228, 229
Тегеран 183, 207
Тинь, каскад ГЭС 19
— плотина 17, 35, 95, 148
Ток, горы 104
Тулуза 46, 47
Туннели Канадской Тихоокеанской железной дороги 151
Туннель под Ла-Маншем 108
— — Темзой 15, 151

Фионней, туннель 179, 180
Фионней — Риддс, туннель 180
Флимс, оползень 147
Фрежюс 223
Фрейле (Эль-Фрейле), плотина 159, 160, 204, 220—222, 234

Хаас, туннель 159
Хименес-Салас, плотина 183
Хузестан, провинция 211
Хусак, туннель 151

Швейцарские Альпы, горы 23
Шерфас, плотина 90
Шиффенен, плотина 197
Шодан, плотина 23, 197, 205
Шпиталлам, плотина 191

Эгюий-дю-Миди, хребет 27
Эйхен, напорная шахта 78
Эльхе, плотина 183
Эрраген, плотина 206

Ябланица, водохранилище 219

# СОДЕРЖАНИЕ

Предисловие . . . . . 5
Введение . . . . . 7

## Часть 1

### ВВЕДЕНИЕ В МЕХАНИКУ СКАЛЬНЫХ ПОРОД

1. История развития механики скальных пород . . . . . 9
2. Инженерная геология и механика скальных пород . . . . . 11

## Часть 2

### СКАЛЬНЫЕ ПОРОДЫ И СКАЛЬНЫЕ МАССИВЫ

3. Основные понятия и характеристика трещин . . . . . 26
4. Физико-механические свойства скальных пород . . . . . 31
5. Естественные напряжения в скальных массивах . . . . . 64
6. Деформации, модули деформации и разрушение массивов скальных пород 76
7. Аналитический подход к оценке напряженно-деформированного состояния скальных массивов . . . . . 110
8. Трещинные воды в скальных породах и массивах . . . . . 129

## Часть 3

### МЕХАНИКА СКАЛЬНЫХ ПОРОД И СТРОИТЕЛЬСТВО

9. Скальные склоны и оползни . . . . . 136
10. Галереи, туннели, шахты и подземные работы . . . . . 151
11. Механика скальных пород и основания плотин . . . . . 183

## Часть 4

### СЛУЧАИ ИЗ ПРАКТИКИ

12. Основания плотин и туннели . . . . . 207
13. Аварии и разрушения плотин . . . . . 218

Список литературы . . . . . 235
Предметный указатель . . . . . 250
Указатель географических названий, плотин, водохранилищ, туннелей и т. д. 253

**НАУКИ О ЗЕМЛЕ**

**т. 61**

Ч. ДЖЕГЕР

**Механика горных пород
и инженерные сооружения**

Редактор М. Яковенко
Художник В. Бисенгалиев
Технический редактор Н. Иовлева
Корректор С. Лебедева
Сдано в набор 25/X 1974 г.
Подписано к печати 31/III 1975 г.
Бумага кн.-журн. 70×108¹/₁₆=8 бум. л., 22,40 печ. л.
Уч.-изд. л. 22,03. Изд. № 5/7161. Цена 2 р. 52 к. Зак. 0531.

ИЗДАТЕЛЬСТВО «МИР»
Москва, 1-й Рижский пер., 2

Ордена Трудового Красного Знамени
Московская типография № 7 «Искра революции»
Союзполиграфпрома при Государственном
комитете Совета Министров СССР по делам
издательств, полиграфии и книжной торговли
Москва, К-1, Трехпрудный пер., 9

2 р. 52 к.

1335