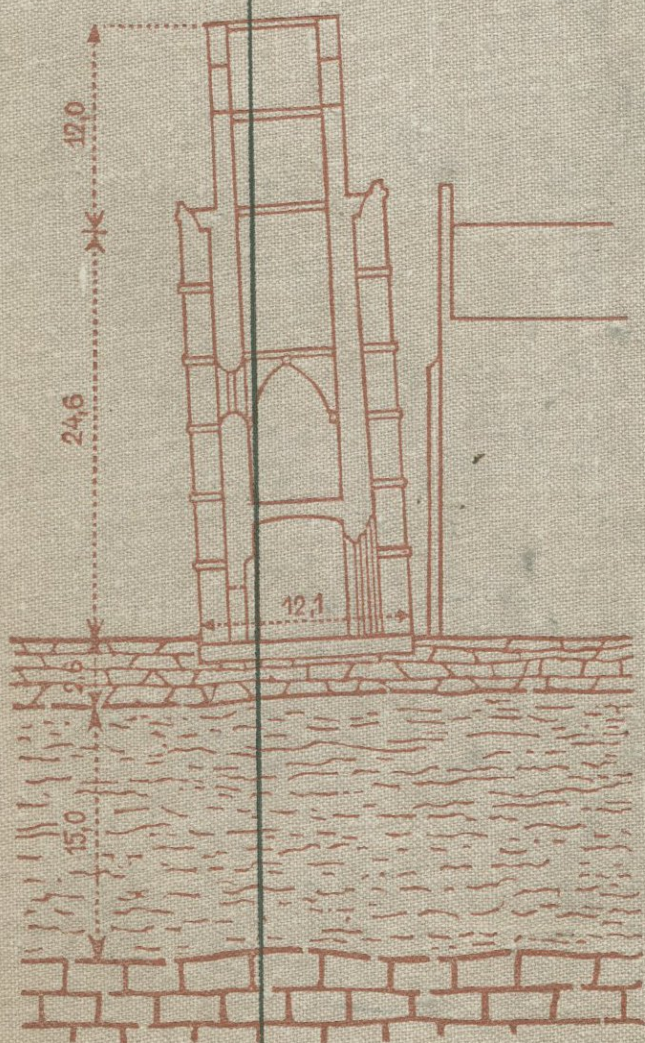


К. Заруба
В. Менцл

ИНЖЕНЕРНАЯ ГЕОЛОГИЯ



ENGINEERING
GEOLOGY

QUIDO ZARUBA
VOJTĚCH MENCL

Academia Prague 1976

К. Заруба
В. Менцл

ИНЖЕНЕРНАЯ ГЕОЛОГИЯ

Перевод с английского
канд. геол.-мин. наук
В. Г. ЗОЛОТАРЕВА
и Р. Р. ТИЗДЕЛЯ

под редакцией
д-ра геол.-мин. наук
Г. С. ЗОЛОТАРЕВА

ИЗДАТЕЛЬСТВО «МИР»
МОСКВА 1979



В монографии приводится большой и интересный материал теоретического и методического плана, характеризующий инженерно-геологические исследования при строительстве плотин, водохранилищ, гидроэлектростанций, туннелей, дорог, городских и других сооружений. Рассмотрены механические свойства пород, их выветривание, движение склонов и т. п.

Книга с большим успехом будет использована как учебное пособие в высших геологических и инженерно-строительных учебных заведениях. В то же время это — ценная монография, знакомящая специалистов с зарубежным опытом решения инженерно-геологических проблем при строительстве различных сооружений.

Редакция литературы по геологии

3202000000

З $\frac{20806-144}{041(01)-79}$ -144-79

© Q. Zaruba, V. Mencl, 1976

© Перевод на русский язык с сокращениями,
«Мир», 1979

ПРЕДИСЛОВИЕ РЕДАКТОРА ПЕРЕВОДА

Авторы предлагаемой вниманию советского читателя книги, известные чехословацкие ученые, геолог академик К. Заруба и инженер-строитель профессор В. Менцл, поставили перед собой трудную задачу — создать учебник для студентов инженерно-геологической специальности естественных факультетов университетов, одновременно понятный и полезный студентам инженерно-строительных институтов. Преследовалась и другая основная цель — показать, что при решении ответственных задач геологических изысканий, проектирования и строительства наземных и подземных сооружений необходима совместная творческая работа геологов и инженеров-строителей.

Большим достоинством труда К. Зарубы и В. Менцла является основанный на обширном опыте анализ взаимодействия различных сооружений с геологической средой с приведением многочисленных примеров из опыта строительства в разных странах. Авторы неоднократно подчеркивают, что любое сооружение, выемка, насыпь, любая дополнительная нагрузка, забитые сваи, дренажные галереи и т. д. влияют на динамичную геологическую среду. Современная техника позволяет возводить сооружения практически при любой сложности геологических условий, в связи с чем главной задачей геолога становится инженерно-геологическое обоснование выбора местоположения сооружения, рациональных конструкций, защитных мер и их экономической целесообразности, а также решение вопросов охраны природной среды (последние рассматриваются в заключительной главе книги). На инженера-геолога ложится ответственность за полноту и достоверность исследовательских данных, на которых основывается проектирование сооружений и их строительство. Инженеру-геологу надлежит обладать всесторонними знаниями в области геологических наук и достаточными — в области инженерно-строительного дела, чтобы оценивать влияние сооружений на геологическую среду, а также знаниями законов механики и математики, чтобы давать количественную характеристику деформаций пород и геологических

процессов. В то же время инженерно-геологические отчеты и заключения должны быть конкретными и понятными инженеру-строителю. Обширность геологических наук и строительных проблем обуславливает необходимость привлечения к совместной работе разных специалистов, при этом инженер-геолог обязан уметь обобщать результаты комплексных исследований. Во многих разделах книги авторы указывают на важное значение геологического анализа в сочетании с опытом строительства при решении конкретных задач проектирования и возведения сооружений, нередко играющего большую роль по сравнению с расчетными методами. Эти и многие другие принципиальные положения инженерной геологии, развиваемые К. Зарубой и В. Менцлом, совпадают с установившимися в советской науке; авторы неоднократно отмечают большую роль академика Ф. П. Саваренского и проф. И. В. Попова в создании современной инженерной геологии.

В пятой, шестой, седьмой и восьмой главах, составляющих большую часть книги, авторы на многочисленных примерах, обобщая опыт изысканий и строительства и приводя большое число иллюстраций, рассматривают взаимодействие сооружений с реальными инженерно-геологическими условиями. Значительное внимание в книге уделяется гидротехническим сооружениям — плотинам, ГЭС, ГАЭС, каналам, водохранилищам и т. д. — как наиболее ответственным и сложным строительным объектам, требующим обстоятельного инженерно-геологического обоснования. Весьма содержательная четвертая глава характеризует оползни и другие склоновые явления преимущественно в горных районах, которые весьма характерны для Чехословакии. Подробно обсуждаются вопросы изучения классификации и механизма склоновых движений и мероприятия по стабилизации склонов. Оригинальной и интересной главой является вторая, описывающая механические свойства пород; в ней анализируются не только показатели механических свойств, но и механические деформации, что способствует формированию единых взглядов на инженерно-геологическую обстановку и методы совместного решения строительных проблем. В главе третьей, касающейся выветривания пород, авторы подчеркивают временную изменчивость свойств пород и их зависимость от геологических процессов.

В книге особое внимание обращается на значение планирования сооружений и рекомендуется стадийное проведение инженерно-геологических изысканий в соответствии с различными этапами проектирования, периодами строи-

тельства и продолжительностью эксплуатации сооружений. Отмечается, что на всех стадиях важен учет региональных геологических факторов, выявляемых при инженерно-геологическом картировании территории, для оценки условий и защитных мер конкретного района или площадки строительства.

Несмотря на общность научных взглядов и методов исследований в области инженерной геологии, проявляются и некоторые их различия, обусловленные строительством каких-либо иных объектов, особыми условиями проведения работ, требованиями отдельных строительных фирм и в некоторой мере влиянием других научных школ. Это касается вопросов терминологии, стадийности и содержания инженерно-геологических изысканий, нормативных требований и т. д. Для более плодотворного использования студентами и инженерами-геологами оригинальной и интересной книги академика К. Зарубы и проф. В. Менцла следует обратить внимание на некоторые из этих различий.

1. К. Заруба и В. Менцл рассматривают стадийность инженерно-геологических изысканий и разделяют их для обоснования проектирования туннельных и гидротехнических сооружений на предварительные и детальные, а для градостроительства — даже на три стадии, не считая изучения пород основания зданий в пределах площадок их размещения. Задачи и содержание детальных инженерно-геологических исследований рассматриваются на конкретных примерах, выполненных на участках со сходными условиями, требующими индивидуального проектирования основного сооружения или защитных мер. Только в одном случае для предварительной стадии изысканий трасс туннелей указывается масштаб отчетных геологических карт — 1 : 25 000.

Инженерно-геологические изыскания для обоснования проектирования крупных сооружений — гидротехнических, дорожных, подземных, промышленно-городских и др. — в СССР регламентируются общесоюзными и отраслевыми нормативными документами (СНИП, инструкции и др.) и осуществляются в несколько стадий — схема, технико-экономическое обоснование (ТЭО), технический проект и рабочие чертежи; для проектирования градостроительства принята иная стадийность. Существенным является то, что в нормативах указываются требования к детальности инженерно-геологических исследований и масштабы отчетных карт в зависимости от сложности геологической обстановки и вида сооружений.

2. Первый параграф главы девятой проф. К. Заруба назвал «Человек как геологический фактор», рассматривая здесь влияние инженерных сооружений и строительных работ на геологическую среду. Автор не применяет широко распространенное в советской литературе понятие «инженерно-геологические процессы и явления», введенное в 1936 г. проф. Г. Н. Каменским. Сохранение, защита и рациональное использование геологической среды — важнейшая современная проблема, изучением которой занимается инженерная геология. До настоящего времени еще полностью и конкретно не сформулированы в учебниках и не отражены в СНИП задачи и требования к охране геологической среды. Ясно, что влияние инженерных сооружений и строительных работ на геологическую среду весьма существенно и разнообразно. Однако нельзя забывать и о воздействии природных, особенно геологических процессов на сооружения, которые нередко вызывают их разрушение и катастрофы.

3. В главе девятой и других авторы различают несколько видов анализа: географический, климатический, геологический, гидрогеологический и т. д., подразумевая под ними анализы соответствующих составляющих (элементов) природной среды района. В советской литературе под геологическим или инженерно-геологическим анализом чаще понимается метод аналогий (сравнительно-геологический), используемый для оценки всех элементов среды с учетом имеющегося опыта и применительно к проектно-строительной задаче или к использованию территории.

4. Несколько необычно в русском переводе звучит термин «движение склонов» (slope movements), под которым авторы подразумевают геологические процессы, включая все виды гравитационных смещений пород на склонах, происходящие под действием собственного веса пород и под влиянием разнообразных природных и техногенных факторов, т. е. поверхностные и глубокие оползни, обвалы, осыпи, курумы, солифлюкцию и другие. Эти процессы вызывают изменение устойчивости склонов, оценка и прогноз которой являются одной из важнейших проблем инженерной геологии.

В расчетных методах для оценки деформации пород в основании сооружений или степени устойчивости склона используется понятие «factor of safety» — в дословном переводе «фактор безопасности». В советской специальной литературе с той же целью ранее применялся термин «коэффициент запаса». Согласно рекомендациям СНИП (II-15-74; II-50-74), предлагается использовать несколько

«коэффициентов безопасности»: по грунтам, сочетанию нагрузок, условиям и надежности работы сооружений. В переводе книги К. Зарубы и В. Менцла используется термин «коэффициент запаса».

В английской литературе, в том числе в английском издании данной книги, широко применяется термин *grouting*, под которым подразумеваются все виды упрочения и уменьшения водопроницаемости пород в основании сооружений, осуществляемые различными методами. Отсутствие аналогичного термина в русском языке обуславливало его перевод как «цементация пород основания», «противофильтрационная завеса» и т. п. в соответствии с содержанием текста.

Авторы широко используют удачные понятия «дилатансия» (*dilatancy*) для характеристики явления расширения, или увеличения объема пород при деформации, и «дисконтинуальность» (*discontinuity*) пород для характеристики дискретности среды, присутствия в породах различных поверхностей раздела (трещин и т. п.), отсутствия сплошности.

В главе второй приводятся классификации пород по гранулометрическому составу (по Казагранде) и по отношению пород к воде; выделяются также скальные породы (*rocks*) и грунты (*soils*). В советской инженерно-геологической литературе (И. В. Попов, В. А. Приклонский, Е. М. Сергеев) применяются иные классификации пород, основанные на более широких петрографических и генетических признаках. Все горные породы могут быть названы грунтами, если они рассматриваются и оцениваются как основание сооружений или как материал для их возведения.

В книге под термином «глинистые сланцы» (*shale*) понимаются глинистые породы, претерпевшие значительную литификацию, но не метаморфизм; в советской литературе эти породы называются аргиллитами и алевролитами, что надо иметь в виду при знакомстве с характеристиками физико-механических свойств пород.

При изучении таких важных проблем инженерной геологии и горного дела, как естественные напряжения массивов пород (разд. 2.6 и др.), горное давление и выпор пород (разд. 7.6), переработка берегов водохранилищ (разд. 7.14) и некоторые другие, следует учитывать, что в советской научной литературе они изложены более детально, чем в предлагаемой книге.

При анализе инженерно-геологических условий участков плотин разных типов и опыта их строительства в книге

не рассмотрены плотины, возводимые намывным способом, хотя этот тип широко распространен во многих странах.

Приведенные соображения следует принимать за своеобразный «мостик» между научной литературой двух стран по инженерной геологии, имеющей единые принципиальные методологические основы. Содержательная книга К. Зарубы и В. Менцла, перевод которой предлагается студентам вузов и широким кругам инженеров-геологов, гидротехников, градо- и туннелестроителей, поможет ознакомиться с опытом исследований и строительством ответственных инженерных сооружений в Чехословакии и в других странах и будет содействовать более эффективному использованию зарубежного опыта по инженерно-геологическим исследованиям и по совместной работе инженера-геолога и инженера-строителя.

По согласованию с авторами в русском переводе исключено несколько разделов, посвященных, в частности, геофизическим методам, горным и буровым работам, разведке месторождений строительных материалов и т. п., т. е. дисциплинам, которые изучаются в других курсах и по которым имеются отдельные учебники и пособия; в переводе соответственно изменены номера глав.

По новой нумерации главы 1, 3, 4, 8 и 9 написаны академиком К. Зарубой, а главы 2, 5, 6 и 7 — проф. В. Менцлом.

Г. Золотарев

ПРЕДИСЛОВИЕ

Возрастающее с каждым годом значение инженерной геологии повлекло за собой издание большого количества книг по различным направлениям этой отрасли прикладной геологии. Одни из них являются руководством по общей геологии для инженеров, другие затрагивают вопросы, связанные с геотехникой или с методами механики грунтов, и лишь небольшая часть посвящена собственно инженерной геологии. В данной книге мы попытались представить достаточное количество сведений по геологии, необходимых для понимания взаимодействия между геологическими условиями строительной площадки и инженерным сооружением.

В книге приведены примеры, взятые большей частью из нашей собственной практики, подтверждающие значение инженерной геологии в планировании, проектировании, строительстве и эксплуатации инженерных сооружений. Чтобы сосредоточить основное внимание на этой обширной теме, мы воздержались от систематического изложения вопросов по общей геологии и петрографии, освещенных во многих превосходных учебниках. В области механики грунтов и пород рассмотрена зависимость между физическими процессами и реологическими явлениями, существенно влияющими на состояние окружающих пород. По нашему мнению, книга, с одной стороны, даст возможность студентам инженерно-строительной специальности лучше понять физические основы процессов, которые они научились выражать математически, а с другой — позволили студентам, изучающим геологические дисциплины, получить более полное представление о способах математической формулировки вопросов, в частности с помощью современной вычислительной техники.

Книга предназначена для студентов инженерно-строительных учебных заведений и студентов инженерно-геологической специальности факультетов естественных наук в университетах. Имея в виду такую двойную задачу, мы стремились описать геологические явления так, чтобы они

были понятны будущим инженерам-строителям, и изложить строительные проблемы, чтобы они были понятны будущим геологам. Мы надеемся также, что книга окажется полезной проектировщикам, инженерам-строителям и инженерам-геологам.

Английский перевод сделан с третьего издания книги на чешском языке после переработки и дополнения изданий 1971 и 1972 гг. Книга представляет совместный труд двух авторов и состоит из четырнадцати глав, восемь из которых (1, 2, 4, 6, 7, 9, 13 и 14) написаны К. Зарубой и переведены г-жой Е. Заруба, остальные шесть глав (3, 5, 8, 10, 11 и 12)¹, в которых затрагиваются преимущественно вопросы механики грунтов и пород, написаны и переведены В. Менцлом.

К. Заруба
В. Менцл

¹ Нумерация глав в русском переводе изменена в связи с тем, что книга дана с сокращениями (см. предисловие редактора перевода).— *Прим. ред.*

СОВМЕСТНАЯ РАБОТА ГЕОЛОГОВ И ИНЖЕНЕРОВ

В плановом хозяйстве любое мероприятие должно быть тщательно продумано и подготовлено. Основным условием разумного планирования являются подготовка достоверных исходных материалов и всестороннее изучение проблемы с подробным рассмотрением всех затрагиваемых факторов.

Проекты инженерных сооружений следует оценивать с учетом геологического строения района, так как каждый кубический метр вынутого грунта, любая дополнительная нагрузка, любая забитая свая нарушают существующее природное равновесие. Проектирование инженерного сооружения без учета типа грунтов, на которых оно возводится, так же неразумно, как строительство здания из материалов, свойства которых неизвестны. Таким образом, основой всякого проектирования должно служить изучение природных условий. Поскольку современные технические средства позволяют осуществлять смелые проектные решения в сложных природных условиях, планирование должно преследовать цель получения экономичных результатов без чрезмерных затрат и излишних трудностей. Для того чтобы добиться этого, проектировщик не может оставить без внимания геологическое строение интересующего его района.

Первым этапом проектирования является детальное изучение территории, подлежащей застройке. В этом случае инженерная геология выступает посредником между инженером и природой, т. е. геологическим и тектоническим строением района, петрографическим характером и механическими свойствами пород, современными геодинамическими процессами, рассматриваемыми с точки зрения проектируемых сооружений.

Геологу необходимо излагать результаты проведенных им исследований в форме, наиболее понятной для инженера, в связи с чем его сотрудничество с инженером становится значительно продуктивнее, если последний имеет по крайней мере основные знания в области геологии. Только в таком случае инженер сумеет полностью освоить и правильно проинтерпретировать геологический отчет и выделить те вопросы, которые подлежат решению с помощью дальнейших геологических исследований.

Отсюда следует, что курс общей и инженерной геологии не должен исключаться из учебных планов студентов строительной и архитектурной специальностей. Чтение лекций по этому предмету в некоторых странах началось еще в прошлом веке, а в Пражском университете — после назначения в 1864 г. доктора Я. Крейчи на должность профессора геологии. Надо отметить, что в лекциях по геологии на инженерных факультетах следует делать упор на взаимодействие между инженерными сооружениями и геологическими условиями района и как можно меньше приводить многочисленные сведения по геологии.

В настоящее время всеми признана важность применения инженерной геологии во многих видах промышленности и в различных отраслях инженерного дела. Геологические исследования необходимы для оценки строительных площадок, для выбора способов строительства, а также для производства самих строительных работ. Систематическое применение геологии в строительстве, начавшееся только несколько десятилетий назад и неуклонно расширяющееся, вызвано двумя обстоятельствами: постоянно увеличивающимися требованиями инженеров к подробному изучению геологических условий в связи с возведением крупных сооружений, таких, как плотины, мосты, туннели, и умением геологов делать выводы применительно к требованиям практических задач. В результате ранее наблюдавшиеся отдельные случаи привлечения геологов к работе в трудных и аварийных ситуациях переросли теперь в постоянное участие инженеров-геологов в планировании, проектировании, строительстве и эксплуатации инженерных сооружений.

В современных условиях ответственность за полноту и достоверность инженерно-геологических изысканий ложится целиком на инженеров-геологов. Последние должны быть достаточно компетентными специалистами, способными составить обоснованное геологическое заключение по планируемому сооружению в форме, понятной для инженеров-проектировщиков и других участников строительства. Чтобы справиться с этой задачей, инженер-геолог в дополнение к обстоятельным познаниям в геологии, в частности в петрографии, тектонике и региональной геологии, должен обладать практическими знаниями в области инженерных дисциплин. Инженерно-геологические исследования требуют также использования данных по механике грунтов и пород, геофизике, геохимии, минералогии глин и т. д. Обширность и разнообразие этих отраслей науки слишком велики, чтобы их мог охватить один человек, но инженер-геолог должен знать, в каких случаях надо привлекать к работе других специалистов, и уметь обобщать результаты специальных исследований в своем окончательном отчете.

Геологические исследования часто бывают слишком сложными, чтобы проводить изыскания обычными методами. В этом случае бурение скважин не может заменить детальное обследование района опытным инженером-геологом. При изучении района строительства геолог должен попытаться представить себе его общее геологическое строение и понять процессы, в результате которых сформировались основные геологические и геоморфологические особенности района. Он должен также иметь представление о неблагоприятном воздействии инженерных работ на природные условия, например при откачке воды из скважин, подрезке склонов или иных мероприятиях. Геологу необходимо обладать знаниями и достаточным опытом, чтобы уметь выделить вопросы, связанные с намечаемыми работами, решение которых зависит от геологических условий. Чтобы правильно оценить эти условия, геологу надо быть знакомым с проектом. Тесный контакт и взаимопонимание между проектировщиком и геологом — необходимое условие для успешного проведения инженерно-геологических изысканий.

Включение геологических исследований в инженерное и экономическое проектирование способствовало улучшению проектов, а также организации и безопасности многих строительных работ. Участие геологов в региональном планировании и строительстве сложных сооружений становится с каждым днем все более насущным, в связи с чем требуется, чтобы геологи чувствовали ответственность и важность своего положения и стремились использовать знания для решения практических вопросов, а инженеры пытались бы понять геологию и использовать результаты геологических изысканий в своей работе.

ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ

Задачи и характер геологических исследований меняются в зависимости от стадии инженерного проектирования, от значимости запланированных инженерных работ, от геологического строения района и детальности его географического изучения. Можно выделить следующие этапы геологических изысканий:

1. *Предварительные исследования*, проводимые с целью начального изучения проекта.

2. *Детальные исследования*, которые должны лечь в основу проекта, планов, бюджета и графика строительства.

3. *Исследования в период строительства*, особенно при вскрытии котлованов, проводимые с целью проверки заключений, сделанных при предварительных и детальных исследованиях, и для обеспечения требуемой информацией ведущих строительство инженеров.

Эти геологические изыскания, выполняемые для строительных работ, основаны на фундаментальных геологических исследованиях, проведенных при систематическом геологическом и гидрогеологическом изучении и картировании территории всей страны. Фундаментальные геологические исследования включают изучение геологического и тектонического строения крупных регионов и решение общих проблем стратиграфии, генезиса и возраста пород. Результаты этих исследований выражаются в виде геологических карт, которые публикуются геологическими службами каждой страны. Детальное знание геологии района, включая участки строительства, очень важно, например, для того, чтобы избежать строительства над месторождениями, областями водосбора главных ресурсов подземных вод или защитными зонами вокруг минеральных источников. Эти вопросы рассматриваются в главе 9, посвященной геологическим изысканиям в целях регионального планирования.

1.1. Предварительные исследования. Этот вид исследований представляет собой обычно довольно трудную, но весьма ответственную задачу, так как его целью является определение места расположения и способа возведения сооружения на основании имеющихся, но часто неполных данных. Поэтому пред-

варительные исследования должны выполняться инженером-геологом, обладающим опытом и знакомым с геологическими условиями района проектирования.

Методы получения информации на стадии предварительного изучения аналогичны методам, применяемым при фундаментальных геологических исследованиях. Они включают:

а. Использование результатов фундаментальных геологических исследований, т. е. геологических карт, опубликованных и фондовых материалов и инженерно-геологических карт, полезных на данной стадии исследований.

б. Тщательное обследование района, включая изучение обнажений горных пород, рельефа и всех явлений, которые могут в какой-то мере повлиять на оценку геологического строения и развития рельефа.

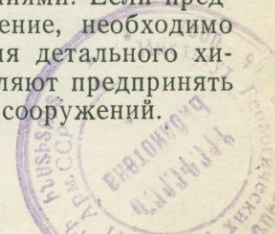
в. Получение информации в результате проведения горных работ (проходки скважин, отрывки карьеров, разработки рудников), из опыта строительства сооружений, от местных работников относительно распространения подземных вод и т. д.

Из всей этой информации инженер-геолог должен извлечь данные о геологическом строении района проектируемых сооружений. На этой стадии изучения геологический анализ должен быть одновременно и индуктивным, и дедуктивным. Для того чтобы дальнейшие исследования были целеустремленными и экономичными, они должны быть тщательно спланированы, и для этого необходимо разработать рабочую гипотезу. Поскольку полученная из вышеупомянутых источников информация обычно не бывает вполне удовлетворительной, то первая концепция является в той или иной мере лишь предположением, которое может отвечать истине, но может оказаться совершенно отличным от реально существующих условий.

г. Подтверждение достоверности вышеупомянутого предположения путем проходки в соответствующих местах шурфов и буровых скважин, которые одновременно должны представлять количественную информацию, например данные о мощности рыхлых отложений и глубине выветривания. На этой стадии изысканий объемы разведочного бурения определяются экономическими соображениями.

д. Применение геофизических методов для ориентировочного определения глубины залегания коренных пород, зеркала грунтовых вод и других аналогичных характеристик.

е. Изучение химического состава подземных и поверхностных вод, которые будут контактировать с сооружениями. Если предполагается воздействие этих вод на сооружение, необходимо взять пробы и отослать их в лабораторию для детального химического анализа. Результаты анализа позволяют предпринять необходимые меры для защиты фундаментов сооружений.



Получение результатов предварительных геологических исследований основано не на использовании точных методов, поэтому возможны расхождения между предполагаемыми и реальными геологическими условиями. Предварительное геологическое исследование должно обеспечить проектировщика главной информацией лишь о возможности осуществления работ, помочь ему в выборе места строительства и служить основой для разработки плана проведения детальных исследований. Предварительные геологические отчеты также не являются достаточно достоверными и не могут служить основанием для детального проектирования, разработки планов, оценки стоимости и составления графика строительства.

1.2. Детальные геологические исследования. Программа детальных геологических исследований и их объем определяются на основе результатов предварительного изучения и с учетом стадии проектирования инженерных сооружений. Детальные исследования обычно включают обзорное и детальное инженерно-геологическое картирование участка строительства и прилегающей территории, а также систематическую подземную разведку с использованием соответствующих методов. Точная программа проведения подземной разведки зависит от типа проектируемого сооружения; она позволяет получить данные о деформации пород при их разработке и сделать расчет устойчивости оснований, а также может оказать помощь в поисках строительных материалов. Несущая способность оснований устанавливается по испытаниям ненарушенных образцов в лаборатории или путем проведения натурных опытов (см. гл. 5). Инженерно-геологические исследования должны быть дополнены детальным изучением гидрогеологических условий района строительства.

Результаты этих детальных исследований обобщаются и оцениваются инженером-геологом, проектировщиком и другими членами группы изучения. Их отчет должен включать детальное описание геологических условий, анализ и оценку данных подземной разведки, определение глубины заложения фундамента и рекомендуемого метода строительных работ, а также проведение специальных мероприятий, если это необходимо, например, по стабилизации опасных склонов или оснований высоких насыпей.

Детальные исследования должны быть проведены в требуемые сроки: до составления конкретного проекта и до начала строительства. Нельзя забывать о том, что детальные геологические исследования требуют значительного времени для выполнения всех задач, которые часто оказываются весьма трудоемкими.

Для более эффективного проведения геологических изысканий они должны осуществляться по стадиям: от общего изучения к более детальному, и каждая стадия должна заканчиваться раньше, чем будет начата следующая. Было бы неразумным опускать предварительную стадию, чтобы сократить сроки исследований путем использования большего количества технических средств и буровых станков и привлечения большего числа персонала. Имеется риск в том, что дорогие детальные изыскания окажутся бесполезными, если место, выбранное для строительства, или само сооружение окажутся несоответствующими с геологической или другой точки зрения.

Следует считать порочной практикой достижение экономии за счет детальных исследований, особенно за счет подземной разведки. Тщательное и достоверное исследование на начальной стадии планирования и до начала строительства может предотвратить проектировщика от вероятных ошибок. Для того чтобы строительство было выполнено согласно плану, необходимо, чтобы вся информация, на основе которой инженер выполняет расчеты, проектирует сооружения и составляет смету, была бы правильной и достоверной настолько, насколько это возможно.

1.3. Исследования в период строительства. Для крупных инженерных сооружений, таких, как плотины, туннели и мосты, целесообразно проводить инженерно-геологические наблюдения в период строительства. Инженер-геолог должен обследовать все участки строительства, задокументировать обнажения в котлованах и увязать заключения, сделанные при предварительных и детальных исследованиях, с реальными условиями.

Инженер-геолог принимает участие в определении глубины заложения фундаментов, в выборе естественных строительных материалов, консультирует проведение взрывов, укрепительных и цементационных работ и т. п. Он отбирает образцы горных пород для испытаний и отвечает за выполнение систематической геологической документации, чтобы все геологические особенности были тщательно и полностью задокументированы; помогает в проведении всех натурных испытаний и геофизических измерений. Одной из наиболее важных его задач является предупреждение критических ситуаций, вызванных геологическими факторами (образование трещин, фильтрация вод, осадка), и представление рекомендаций о размещении контрольно-измерительных приборов. Инженер-геолог должен участвовать в измерении осадок и других деформаций и в интерпретации результатов этих измерений. При осуществлении главных инженерных мероприятий он должен по возможности наблюдать за эффективностью применения мер по укреплению оснований, по обеспечению водонепроницаемости пород и т. д.

Такое сотрудничество инженеров-геологов и инженеров-строителей будет способствовать пониманию инженерами геологии и, наоборот, повышать инженерные знания геологов.

В период строительства инженер-геолог должен представлять ответственному за строительство инженеру отчеты, сопровождающиеся детальными графическими приложениями. Копии этих отчетов должны храниться в архивах для того, чтобы накопленный опыт мог быть использован для другого строительства и информация была бы легко доступной для проведения региональных геологических работ.

МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ПОРОД

Инженер-геолог, участвующий в проектировании инженерных сооружений, изучает изменения, происходящие в породах при строительстве. Эти изменения могут иметь физическую или химическую природу, и их развитие зависит от свойств пород конкретного участка. Значительная часть деятельности инженеров-геологов направлена на изучение как механических свойств пород, так и характера реакции пород на изменения нагрузки.

Чтобы инженер-геолог понимал особенности механических деформаций пород, должно быть выполнено несколько требований.

1. В особых случаях инженер-геолог должен владеть статическим анализом, что необходимо, например, при исследовании устойчивости природных склонов и проектировании откосов выемок.

2. В других случаях инженер-геолог предоставляет проектировщику количественные показатели механических свойств пород. Часто получение этих показателей требует таких испытаний, которые не могут быть проведены и оценены без знания основных положений механики.

3. Задача, стоящая перед инженером-геологом, гораздо сложнее, чем задача, поставленная перед проектировщиком. Последний анализирует вопрос с чисто феноменологической точки зрения, рассматривая только механическое соотношение параметров. В противоположность этому инженер-геолог должен касаться физической сущности механических изменений, а именно изменений структуры пород. Решение этой задачи целиком зависит от собственных наблюдений инженера-геолога.

4. Инженер-геолог должен представлять для обсуждения свое мнение о проекте, независимое от результатов статического анализа, полученных проектировщиком. В этом случае он основывает свое мнение не на результатах статических расчетов, а на своем опыте и умении оценивать обстановку на основе простых «инженерных» анализов. Его отчет будет иметь ценность, если он составлен по иным результатам, чем полученные на основе более точных статических анализов. Расхождения между двумя заключениями привлекут внимание к важным

факторам, которые могли бы остаться незамеченными при статическом анализе или не могли бы быть представлены в виде соответствующего конкретного решения.

2.1. Физическая сущность механического поведения пород.

В природных условиях большинство пород не соответствует существующему в механике понятию непрерывной модели. Породы состоят из крупных и мелких блоков или частиц и рассматриваются в качестве прерывистой среды. Однако практические решения, основанные на представлении о механических связях между блоками или частицами, невозможно получить из-за сложности этих связей. Одним из наилучших решений оказалось то, при котором блоки пород рассматривались в качестве параллелепипедов [217, 66] или песчаные зерна — в качестве сферических элементов. До тех пор пока не будет получено достаточное количество подобных решений, методы механики сплошной среды будут преобладать; особого внимания требуют только наиболее важные поверхности раздела. Решению вопроса о различных показателях механических свойств пород должно помочь изучение их структуры.

Благодаря наличию трещиноватости породы передают растягивающие напряжения только в ограниченной степени. Однако породы могут быть устойчивыми к сжимающим и сдвиговым усилиям, т. е. одновременно обладать прочностью на сжатие и на сдвиг. Большая сжимающая нагрузка часто вызывает сдвиговые разрывы (см. разд. 2.5 и 2.6).

Для зернистых материалов, таких, как пески, следует принимать во внимание внутреннее трение между зернами. Оно определяется законами, аналогичными для трения, возникающего при сдвиге между двумя телами, т. е.

$$T = f \cdot N,$$

где T — наибольшее сопротивление сдвигу, f — коэффициент трения, N — нормально действующая сила, которая сдвигает одно тело относительно другого. В механике пород практикуется замена f на $\operatorname{tg} \phi$, где ϕ — угол между результирующей силой R и ее нормальной компонентой N (рис. 2.1). Из-за шероховатости поверхности соприкосновения этот угол может быть достаточно большим, например в песках он равен 25—30°.

В случае смещения по поверхности сдвига в теле, сложенном агрегатами прочно связанных и устойчивых к деформациям частиц, возникают сдвиговые напряжения, сцепление между частицами нарушается и может образоваться поверхность скольжения. В крупнозернистых плотных песчаниках это ведет к возникновению трещин шириной до 5 мм. По этой причине и из-за развития только в плотном материале это явление (и его меха-

низм) отличается от понятия трения и называется *дилатансией* (расширение при деформации). По мере развития дилатансии точка приложения нормальной силы поднимается в направлении, противоположном направлению действия силы. Поэтому сила сдвига должна не только превышать сопротивление, возникающее при трении, но также производить работу, необходимую для подъема точки приложения нормальной силы. В результате этого с возрастанием напряжений увеличивается и доля сопротивления, связанного с явлением дилатансии. В материалах, в которых проявляется дилатансия, угол сопротивления сдвигу больше, чем в тех материалах, где это явление отсутствует. Например, для плотных и рыхлых песков это различие в угле

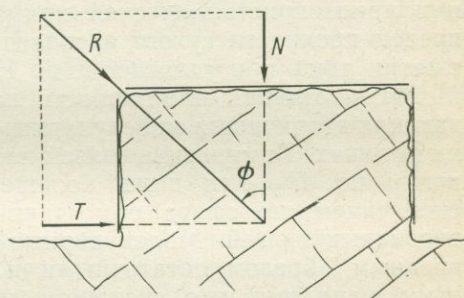


Рис. 2.1. Значения угла ϕ для анализа сопротивления пород сдвигу.

сопротивления сдвигу составляет примерно 10° . Очевидно, степень сопротивления, обусловленная связанностью частиц, зависит в какой-то мере от их прочности. Следовательно, дилатансия, также как и результирующее сопротивление, определяется прочностью зерен песка и гравия, которая в связи с этим требует изучения.

Механизм дилатансии, обусловленный вращением зерен или переориентировкой других структурных элементов породы, вызванных сдвиговыми напряжениями, по существу один и тот же. Расширение при деформации может поэтому наблюдаться в скальных породах, так же как и в песках и гравии (см. разд. 2.4 и 2.5). Его распространение регулируется прочностью блоков (иными словами, прочностью материала породы), которая должна быть достаточно большой для предотвращения дробления и разрушения краев блоков. Более того, взаимосвязанность блоков способствует увеличению сопротивления пород сдвигу. Во многих случаях характер взаимосвязанности настолько сложный, что поверхность скольжения не может развиваться при совместном движении блоков, и требуется сдвиг блоков. При этом возникает сопротивление, обусловленное сплошностью вещества, которая является отражением степени

сцепления материала горной породы. Предполагается, что в твердых породах величина сцепления не меняется с возрастанием нормально действующей силы и поэтому представляет постоянную компоненту прочности на сдвиг. Она зависит от характера *кристаллических связей* между минеральными зернами и внутри зерен в изверженных породах и цементационных связей между зернами в осадочных породах. Прочность этих связей весьма различна у разных пород. Например, в кристаллическом известняке при одноосном сжатии разрушение связей происходит при уплотнении на 1%, а сжимаемость гранита едва достигает двух третей этой величины. Более прочными являются цементационные связи, что обусловлено присутствием различных карбонатов, силикатов и т. д. (микроструктурная или крипстокристаллическая природа связующей массы). Так, предел прочности сухого аргиллита достигается при одноосном сжатии лишь при уплотнении до 1,5%.

Максимальная пластичность наблюдается в грунтах, обладающих вторичными молекулярными связями, особенно во влажных глинах. Разрушение связей наступает при одноосном уплотнении на 4% или даже больше. Глины обладают низким сцеплением, но сфера его влияния гораздо больше, чем сил первичных связей. Молекулярные связи в глинах обусловлены главным образом остаточными и не полностью уравновешенными зарядами, что связано с неправильным расположением молекул на поверхности кристаллических частиц глинистых минералов. Края частиц заряжены положительно, тогда как плоские грани имеют отрицательные заряды, которые дают начало межзерновым связям. Кроме того, адсорбированные на поверхности частиц катионы служат в качестве связующего звена между частицами. Однако молекулы воды, вовлеченные в межкатионное пространство осмотическими силами, разделяют частицы и снижают прочность грунтов. Следовательно, связанность глинистых грунтов уменьшается по мере возрастания содержания воды. При отжатии воды из порового пространства происходит сближение глинистых частиц (упрочнение грунтов под давлением) и возрастает их сцепление. Глинистые грунты поэтому характерны тем, что прочность их возрастает при увеличении давления. Таким образом, возрастание сопротивления сдвигу глинистых грунтов при росте нормальных напряжений объясняется не только трением, но также увеличением сил сцепления и до некоторой степени явлением дилатансии.

Следует упомянуть о другом источнике прочности, характерном для так называемого ложного сцепления. Он обнаруживается во влажных тонкозернистых грунтах и является результатом поверхностного натяжения мениска капиллярной воды, присутствующей в межзерновом пространстве. Ложное сцепле-

ние является непостоянной составляющей прочности, поскольку оно исчезает как при водонасыщении грунтов, так и при их высыхании. Прочность, обусловленная ложным сцеплением, должна рассматриваться поэтому как неблагоприятное свойство, особенно при земляных работах.

2.2. Характер поверхностей раздела (дисконтинуальность) и методы их изображения. В начале раздела 2.1 указывалось, что в большинстве случаев поверхности раздела не должны рассматриваться как отдельные элементы, когда решение статических задач касается массива пород, например, при исследовании напряженного состояния или деформации. В этих случаях массив пород принимается за непрерывную среду. Присутствие поверхностей раздела проявляется в снижении показателей механических свойств пород. Крупные разломы и зоны разломов рассматриваются в качестве отдельных элементов, однако нельзя пренебрегать и малозначимыми плоскостями, если они способны изменить устойчивость массива пород; так, одна трещина может способствовать обрушению крутого скального склона. Именно поэтому так много внимания уделяется ослабленным поверхностям раздела, которые существуют в горных породах, и методам их изображения при инженерно-геологических исследованиях.

Присутствие поверхностей раздела и их ориентировка могут быть установлены только на ограниченной площади или на небольшом расстоянии, например на стенке подземной горной выработки. В связи с этим возникают вопросы о размерах и протяженности поверхности, ее ограничении земной поверхностью или ее простираии на большую глубину и т. п. С этой целью необходимо изучать происхождение ослабленных и других поверхностей раздела. Они могут быть как тектонического происхождения (например, разломы и трещины, возникшие в процессе горообразования), так и нетектонического. К последним относятся: трещины отдельности, возникающие под действием внутренних напряжений и вследствие остывания и старения (пластовая отдельность в граните, столбчатая отдельность в базальте, плитчатость фonoлита); трещины разгрузки в пластах, субпараллельные поверхности земли, образовавшиеся при снятии напряжений вследствие удаления перекрывающих отложений; серия трещин и поверхностей скольжения, образовавшихся при гравитационных перемещениях или вертикальном оседании, вызванном неоднородным уплотнением подстилающих пород; плоскости напластования и системы трещин, возникшие при литификации пород.

Кристаллические породы обнаруживают первые признаки механической ослабленности в направлении, параллельном

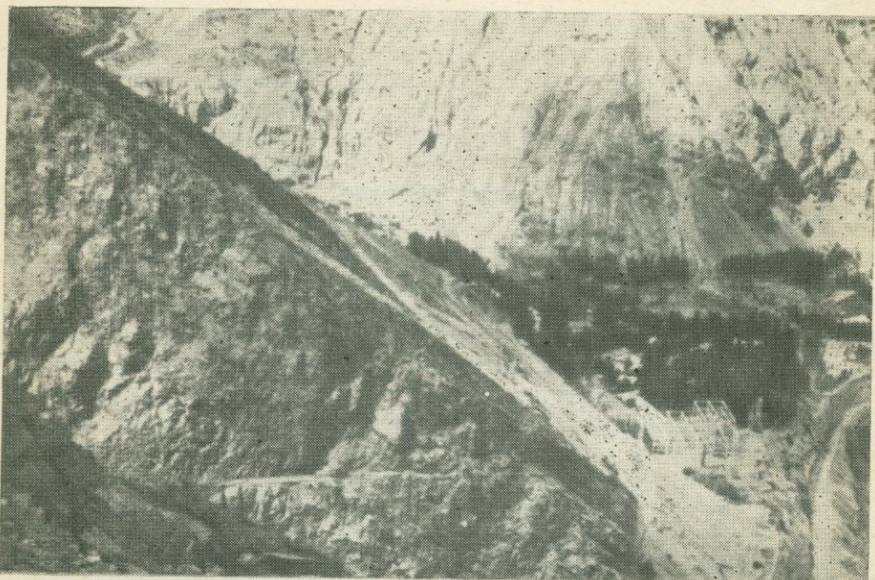


Рис. 2.2. Параллельный кливаж в гранодиорите, вдоль которого под сейсмическим воздействием развились разрывы, и поэтому возникла угроза для трансформаторной площадки гидроэлектростанции в Уальянке, Перу (фото Менцла).

удлиненным минеральным зернам. Такие породы имеют пониженную прочность вдоль этих плоскостей, которые могут быть преобразованы в плоскости механического раздела, если подвергнутся воздействию экзогенных процессов (рис. 2.2). *Метаморфические породы* проявляют ослабленность по сланцеватости, но в них сохраняется еще значительное количество межзерновых кристаллических связей. Например, прочность на сдвиг, измеренная вдоль плоскостей сланцеватости амфиболита с участка плотины Далешисе в Моравии, составляет половину величины, измеренной вкрест этих плоскостей. Тектоническая деформация приводит к образованию разломов и зон разломов, как продольных, так и поперечных. Продольные разломы возникают в слоях низкой прочности, образовавшихся из первичных непрочных пород, которые в процессе формирования сланцеватости были зажаты между более прочными слоями. Для разломов характерно присутствие отполированных и исштрихованных поверхностей, а для зон разломов — катакластические породы (разломная брекчия, глина трения) и милонит.

Изверженные и метаморфические породы обычно разбиты несколькими системами трещин, которые прослеживаются в разных направлениях и заполнены различным материалом. Неко-

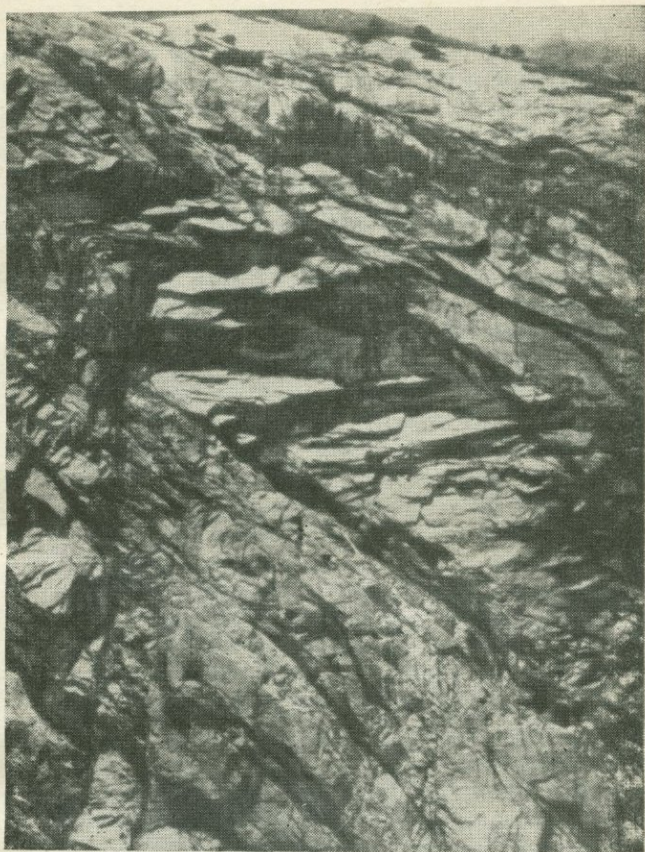


Рис. 2.3. Открытые трещины и гравитационные поверхности скольжения на бортах долины реки Париа, одной из многочисленных поперечных ледниковых долин в горах Кордильера-Бланка, Перу (фото Менцла).

Разгрузка напряжений в массиве вызвана смещением пород по крупному разлому, который ограничивает горную цепь в 5 км справа.

торые трещины были заполнены уже после их образования материалом, поступившим из магмы, кварцем, рудными минералами и т. п. Такой заполнитель трещин обладает большой прочностью, вследствие чего трещины не представляют ослабленных плоскостей. Но породы вокруг трещин могут быть подвергнуты разложению или иному изменению, например при гидротермальной деятельности, и тогда трещины явятся плоскостями раздела. Вблизи земной поверхности открытые трещины обычно заполняются продуктами выветривания или песчано-глинистым материалом.

Трещины раскрываются, если породы подвергаются воздействию экзогенных процессов. В результате температурных изменений и разгрузки горизонтальных напряжений возникают трещины, параллельные земной поверхности. Старые трещины могут расширяться на склонах гор и долин как вследствие разгрузки напряжений, так и за счет сил гравитации. По мере углубления долины возникают новые поверхности раздела, которые могут затем перерасти в огромные открытые трещины в верхних частях склонов и вызвать оползни (рис. 2.3).

Складкообразование также приводит к развитию в породах ослабленных поверхностей. В смятых породах наряду с остатками древних поверхностей встречаются системы трещин, например, приуроченные к осям складок. Однако вопросы взаимоотношения трещин со складчатыми и разрывными структурами здесь не рассматриваются, так как они относятся к структурной геологии.

Наиболее важными поверхностями раздела в *осадочных породах* являются плоскости напластования и зоны тектонических нарушений. По сравнению с изверженными и метаморфическими породами осадочные породы имеют то преимущество, что большинство трещин в них не имеют большой протяженности и затухают, встречаясь с относительно более прочным слоем. Слоистость осадочных пород часто нарушается вблизи секущих разломов, поскольку слои сминаются и срезаются разломом. Такие нарушения прослеживаются на протяжении нескольких десятков метров, причем блоки прочных пород оказываются слегка повернутыми. Становятся довольно заметными перемещения блоков относительно друг друга, которые сопровождаются возникновением зеркал скольжения. Эти отполированные и исштрихованные поверхности входят в систему сдвигов, сопряженных с главной системой, параллельной разлому.

В *глинистых грунтах* главная система трещин обычно параллельна напластованию. Кроме того, в них распространены многочисленные короткие трещины, большинство которых перпендикулярно слоистости. Вследствие высыхания вблизи земной поверхности в этих грунтах приоткрываются и становятся видимыми две системы трещин. В зонах тектонических нарушений и в местах неоднородного опускания подстилающих слоев развиваются многочисленные трещины с зеркалами скольжения, а также небольшие разрывы с изгибами.

Особый интерес и значение представляют характерные признаки *разгрузки напряжений*, возникающие при денудации вышележащих пород. Две сопряженные системы криволинейных поверхностей скольжения наблюдаются на склонах долин. Они возникают при исчезновении бокового давления в результате эрозии долины. По характеру распространения они сопоставимы

с так называемыми поверхностями Людера, которые развиваются вокруг отверстия в напряженном стальном теле. Кроме того, в породах склона присутствуют поверхности скольжения древних оползней.

При инженерно-геологических исследованиях (особенно при изучении устойчивости склонов, проходке туннелей и закладке оснований плотин) требуется, чтобы поверхности раздела были установлены и соответствующим образом задокументированы. Для этого измеряются различные системы этих поверхностей, определяется их ориентировка и другие характеристики на естественных или искусственных обнажениях и в подземных горных выработках. Дополнительные измерения проводятся на керне и на стенках буровых скважин. Фиксируются простирание и падение трещин; дается краткое описание трещины или разрыва (например, неровная, грубая, исштрихованная или полированная поверхность, открытая или закрытая, с глинистым заполнением и т. д.). По мере возможности характеризуются пространственное положение и распространение трещин. Результаты наблюдений изображаются в виде радиальной или круговой диаграммы.

Радиальные диаграммы показывают частоту встречаемости трещин и могут быть выполнены несколькими способами.

Наиболее распространенными являются *круговые диаграммы*. Они могут быть двух типов. Один из них изображен на рис. 7.29. Из-за множества переплетающихся линий на этой диаграмме *статический анализ* практически невозможен.

Для производства статического анализа более удобна равновеликая азимутальная проекция Ламберта. Как показано на рис. 2.4, ориентировка изучаемой плоскости представлена точкой пересечения нижней полусферы с линией, проведенной из центра перпендикулярно плоскости данной трещины или разрыва. Точка пересечения (полюс F) наносится с помощью равноплощадной сетки Шмидта.

При изучении многих вопросов инженерной геологии необходимо определить угол, образованный двумя лучами, представленными полюсами A и B (рис. 2.5). Так, при изучении основания бетонной плотины возникает необходимость в определении угла, образованного результирующей действующих сил (представленной, например, полюсом A) и перпендикуляром к плоскости разрыва (полюс B). Для этого используется прозрачная сетка Шмидта (рис. 2.5, б); меридианы и параллели в ней выполнены в равноплощадной проекции, и она может быть также использована для прослеживания полюсов.

2.3. Физические свойства пород и их показатели. Изучение механических свойств пород не может быть отделено от

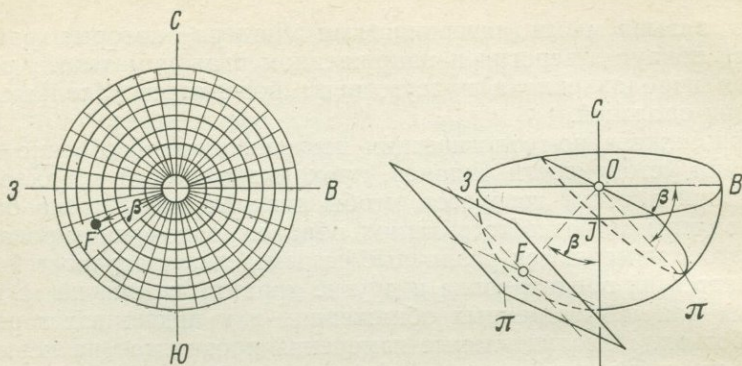


Рис. 2.4. Изображение ослабленных плоскостей на равновеликой проекции Ламберта.

Любая из плоскостей представлена полюсом F , который наносится на равноплощадную сетку Шмидта в соответствии с простираем и падением данной плоскости [134]. После нанесения точек (на кальке) используется кружок, диаметр которого составляет одну десятую диаметра круговой диаграммы; площадь кружка равна одной сотой суммарной площади сетки. Применяя прозрачную сетку, можно определить густоту точек с погрешностью разброса в 1%.

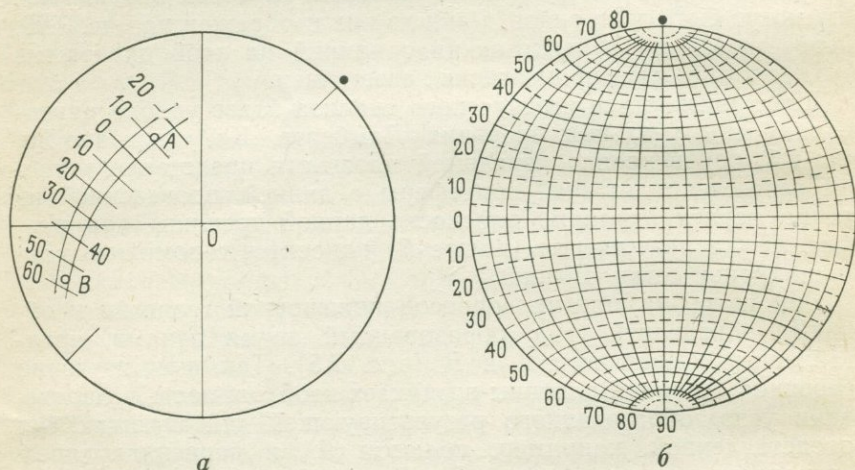


Рис. 2.5. Определение угла, образованного векторами OA и OB (на рис. 2,5, a), нанесенными на равновеликую проекцию Ламберта.

Прозрачная сетка Шмидта (рис. 2.5, b) поворачивается вокруг точки O до тех пор, пока точки A и B не попадают на один меридиан. Величина угла между точками A и B берется по данному меридиану и определяется по разнице величин углов параллелей.

определения их физических характеристик, так как они взаимосвязаны. Поэтому показатели некоторых свойств могут служить основой для специальных классификаций пород и грунтов.

Некоторые физические свойства можно установить косвенным путем, используя стандартные испытания. Например, пористость песка, которая является типичным физическим свойством, может быть определена с помощью опытов на водопроницаемость, а результаты этого испытания могут быть приняты в качестве показателя данного свойства. Однако это вызывает опасение, что достоверность опыта утратится при изменении технологии испытаний. Поэтому существует тенденция унифицировать методы испытаний на международном уровне и не менять их методику без убедительных причин. Более того, рекомендуется, чтобы основное физическое свойство рассматривалось как показатель, а соответствующие показания косвенных опытов служили бы дополнительными характеристиками.

Различия в характере связей между частицами или блоками в породах обуславливают значения показателей физических свойств, изменяющихся в зависимости от типа породы. В практике инженерной геологии породы разделяются на четыре категории: несцементированные породы (несвязные грунты и обломочные породы), связные грунты, слабые породы и твердые породы.

2.3.1. Физические свойства несцементированных пород. Эта категория представлена песками и гравием, а также более тонкозернистыми грунтами (илом) и обломочными массами. Ниже будут рассмотрены наиболее важные физические свойства этих пород с точки зрения их взаимоотношения с механическими свойствами.

а. *Плотность*. Плотность имеет первостепенное значение, так как любое ее изменение вызывает качественное изменение поведения пород. Количественно плотность выражается через содержание пустот в породе, которое можно численно охарактеризовать по двум физическим свойствам: *пористости* n , отвечающей процентному отношению объема пустот к данному объему массы, и *коэффициенту пористости* e , который определяет взаимосвязь между объемом пустот и объемом зерен (обломков, блоков и т. п.). Обе величины связаны формулой: $n = 100 e / (1 + e)$. Для лучшего понимания и практической характеристики величины пористости рассматривается идеализированная порода, состоящая из одинаковых зерен шарообразной формы: при наиболее плотной упаковке зерен $n = 26\%$, при наиболее рыхлой — $n = 48\%$. Массы с рыхлой упаковкой зерен (например, рыхлые пески) будут легко разрушаться, особенно при сотрясении; в этом случае возможны крупные оседания (порядка дециметров) под воздействием толчков, даже если

мощность песчаного слоя не превышает нескольких метров. При залегании грунтов ниже водной поверхности вода, заполняющая поры, выдавливается по мере уменьшения пористости, а в грунте развивается поровое давление. В ходе этого процесса зерна песка разделяются пленками воды, которые вызывают спонтанное разжижение песка, и возникает явление «плывуности». Низкая водопроницаемость служит другим фактором, повышающим поровое давление. Устойчивость рыхлого песка поэтому ухудшается, если он содержит примесь глинистых частиц, и поровое давление в таком грунте является активным в течение длительного периода времени.

Граница между плотным и рыхлым песком соответствует пористости примерно 38—40%; более точные величины могут быть определены опытным путем, и по ним устанавливаются те значения плотности и давления, при которых явление расширения при деформации (дилатансия) исчезает (см. разд. 2.1 и 2.4). Природные грунты или обломочные накопления классифицируются как плотные и рыхлые, а термины «уплотненные» или «неуплотненные» употребляются в отношении насыпей. Определяется также *относительная плотность* D , которая характеризуется выражением $(e_{\max} - e_n)/(e_{\max} - e_{\min})$, где e_{\max} и e_{\min} являются коэффициентами пористости, соответствующими наиболее рыхлому и наиболее плотному состоянию данного грунта и установленными по лабораторным данным, а e_n является коэффициентом пористости этого грунта, определенным в полевых условиях. Грунт, имеющий $D < 0,33$, рассматривается как рыхлый, при $D = 0,33—0,67$ — как обладающий средней плотностью, а при больших величинах D он относится к плотным грунтам. Таким образом, для предотвращения опасности разрушения зернового скелета грунтовой массы необходимо, чтобы величина D была больше 0,7.

Поскольку удельный вес зернистого материала γ_s — величина постоянная для каждого грунта, то объемный вес сухого грунта $\gamma_d = (1 - n/100)\gamma_s$ может быть использован в качестве меры плотности.

В том случае, когда плотность изучаемого грунта имеет практическое значение для строительства, инженер-геолог должен определить величину пористости данного грунта или по крайней мере сделать устное сообщение о состоянии его плотности. Если такой информации не будет, результаты исследования несвязных грунтов окажутся малозначительными. Так как отбор ненарушенных песчаных грунтов, необходимых для определения пористости, невозможен, применяются другие методы исследования. Например, если грунт доступен для непосредственных наблюдений, объем зерен можно установить, исходя из сухого веса небольшой пробы грунта, взятого из тщательно выкопан-

ной небольшой ямки, объем которой измеряется путем заполнения ее песком (из специального калиброванного конусного устройства) или водой (в последнем случае ямка выстилается тонкой пластиковой пленкой). Однако эта методика достаточно трудоемка и поэтому обычно заменяется опытами с нагрузкой, испытаниями на пенетрацию или геофизическими измерениями в буровых скважинах. Существует еще несколько методов, но особое внимание должно быть уделено стандартным динамическим пенетрационным испытаниям.

б. *Гранулометрический состав.* В разделе 2.1 отмечалась роль дилатансии при деформации сдвига. Величина дилатансии гораздо больше в крупных песках, чем в тонком иле и других мелкозернистых грунтах, или плотность грунта, состоящего из гравия и песка, больше, чем плотность грунта, состоящего только из гравия. Для анализа гранулометрического состава грунта используются кривые распределения частиц по размерам, полученные по методам просеивания (см. рис. 8.51). Однако для лучшего понимания необходимо использование некоторых стандартных названий фракций грунта по размерам: *ил* характеризуется размером зерен менее 0,05 мм, *песок* — до 5 мм, *гравий* — до 7,5 см и *галька* — >7,5 см. Эти граничные размеры, так же как и дальнейшее подразделение фракций на тонкие, средние и грубые, часто меняются по практическим соображениям.

С точки зрения инженерной геологии наименование грубых грунтов, основанное только на размерах зерен, не всегда удовлетворительно. Например, термин «гравий» используется не только для обозначения грунтов, но и фрагментов обломочных накоплений, что приводит к заблуждению. Поэтому некоторые авторы рекомендуют применять петрографические термины «пелит», «алеurit», «псаммит» и «псефит», но эти термины не вошли в практику инженеров.

По кривой гранулометрического состава можно определить коэффициент однородности, представляющий собой отношения различных размеров зерен в песках $U = d_{60}/d_{10}$, и коэффициент кривизны, определяемый отношением $d_{30}^2/(d_{60} \cdot d_{10})$, который указывает на присутствие зерен среднего размера.

в. *Прочность зернистых масс.* Избирательное выветривание неустойчивых зерен снижает прочность грунтов, превращая их в легкосжимаемую массу; по мере дальнейшего разрушения зерен в грунтах возникают крупные оседания. Продукты выветривания удаляются водой, и проседание еще более возрастает. Инженер-геолог обязан изучать происхождение грунтов и должен разделять каждый разрез на зоны разной степени разложения; важно дать также оценку петрографических характеристик и природы выветривания зерен.

г. *Форма частиц*. Округлые изометричные зерна обуславливают меньшее сопротивление сдвигу грунта, чем угловатые и удлиненные зерна. Присутствие пластинчатых чешуек слюды обычно повышает пористость песков, но уменьшает водопроницаемость.

д. *Макроструктура*. Неоднородность и структурные особенности толщи имеют большое практическое значение и должны изучаться с точки зрения как генезиса грунта, так и его практического использования. Так, например, тонкие прослойки суглинков в песках и гравии снижают водопроницаемость по вертикали. При использовании таких грунтов в качестве материала-заполнителя технология разработки должна обеспечивать отделение суглинистого материала (что является трудным) или удовлетворительное перемешивание его с другими грунтами.

е. *Влажность и объемный вес*. Изучение влажности однородных несвязных грунтов обычно не представляется необходимым. Такой грунт, если он залегает ниже уровня грунтовых вод, полностью водонасыщен; если же он залегает выше уровня грунтовых вод, его влажность меняется в зависимости от окружающей среды. Более внимательным надо быть по отношению к несвязным грунтам, содержащим влажные суглинистые прослойки. При строительстве земляной плотины они могут крайне затруднить уплотнение песчаного гравия.

Если грунт становится водонасыщенным за счет подъема грунтовых вод, вода занимает примерно 85% объема пор в песках и около 96% — в гравии. После резкого снижения уровня грунтовых вод степень водонасыщения S_r падает в песке и гравии соответственно до 20 и 10%.

Для расчетов необходимо знать величину объемного веса (γ) грунта, которая определяется по формуле $\gamma = (1 - n/100)\gamma_s + S_r\gamma_w n/100$, где γ_s — удельный вес зерен, а γ_w — удельный вес воды. Если грунт залегает ниже уровня грунтовых вод, то рассматривается так называемый «затопленный объемный вес». В практике строительства этот термин указывает на ту часть веса, которая является эффективной при определении прочности грунтов на сдвиг. Затопленный объемный вес определяется по формуле $\gamma' = (1 - n/100)(\gamma_s - \gamma_w)$.

2.3.2. Физические свойства связных грунтов.

а. В принципе, чем меньше *влажность* глинистого грунта, тем больше его прочность и плотность и, следовательно, меньше сжимаемость. Поэтому влажность рассматривается как наиболее важная физическая характеристика связных грунтов. Тем не менее влияние воды не одинаково в грунтах, содержащих небольшое количество глинистых частиц («тощая» глина), и в грунтах, в которых количество их велико («жирная» глина),

в связи с чем был предложен другой критерий, названный *консистенцией*.

В зависимости от влажности грунт характеризуется различным состоянием:

1. *Твердое* состояние, при котором грунт является настолько сухим, что происходит изменение его цвета (обычно посветление) и он не разламывается на куски.

2. *Полутвердое* или *очень вязкое* состояние, при котором грунт является заметно влажным, но недостаточно влажным, чтобы предотвратить образование комков при перемешивании.

3. *Пластичное* состояние, при котором грунт поддается перемешиванию без образования комков. Оно подразделяется на *вязко-пластичное* состояние, при котором для перемешивания необходимо значительное усилие; *мягко-пластичное* состояние, при котором перемешивание осуществляется легко; *очень мягкое пластичное* состояние, при котором грунт выжимается между пальцами сжатой руки.

4. *Жидкое* состояние.

Сведений только о влажности глинистых грунтов недостаточно для характеристики их консистенции. Для этого используются три показателя: *влажность* w , *предел пластичности* w_p и *предел текучести* w_L . Методика определения этих характеристик отчасти условна.

Путем сравнения влажности грунта с другими двумя показателями устанавливается его консистенция. Например, лондонская эоценовая глина в условиях естественного залегания имеет обычно величины (%): $w=24-34$, $w_p=24-29$ и $w_L=43-79$, а неогеновая глина Карпатского передового прогиба в Брно: $w=25-28$, $w_p=25$ и $w_L=69$.

б. Значения *предела пластичности* и *предела текучести* (пределов Аттерберга) используются очень широко. Влажность, при которой грунт переходит из полутвердого состояния (при w_p) в жидкое (при w_L), может указывать, насколько много воды способен адсорбировать данный грунт. Так как эта способность определяется количеством и петрографическим составом глинистых частиц, а также содержанием катионов, разность $I_p = w_L - w_p$ представляет важную характеристику грунта, называемую *показателем пластичности*. Грунты, у которых I_p менее 15, могут консолидироваться в основании сооружений за относительно короткое время (см. разд. 2.2, 2.5 и 5.2). Однако они подвержены разжижению и становятся грязеобразными, например, на дне котлованов. В земляных сооружениях эти грунты легче уплотняются, чем «жирные» глины, которые обладают большими величинами I_p . Именно поэтому показатель пластичности используется при классификации дисперсных грунтов (см. разд. 2.9).

В геологической практике необходимо учитывать два фактора, понижающих величину I_p : низкое содержание глинистых частиц или высокое содержание глинистых частиц, которые обладают низкой водоудерживающей способностью.

в. Для объяснения низкой величины I_p в грунтах Скемптон [193] ввел коэффициент активности, который равен отношению I_p к количеству частиц меньше 0,002 мм (в процентах к сухому весу грунта). Скемптон установил коэффициенты активности для нескольких минералов: кварц — 0, кальцит — 0,18, мусковит — 0,23, каолинит — 0,33, иллит — 0,92, Са-монтмориллонит — 1,5 и Na-монтмориллонит — 7,2. Таким образом, содержание частиц размером меньше 0,002 мм является другой важной характеристикой глинистых грунтов; например, от их количества зависит величина остаточного сопротивления глин (см. разд. 2.5). Однако не следует считать, что размерность 0,002 мм представляет абсолютную границу между глинистыми и пылеватыми частицами. Эту границу нельзя установить четко, но величина 0,002 мм, по-видимому, является наиболее подходящим произвольно выбранным пределом и, следовательно, должна приниматься неизменной, чтобы не были утрачены уже накопленные данные.

Коэффициент активности является связующим звеном при изучении вопросов генезиса грунтов и механики грунтов. Например, там, где неогеновое осадконакопление происходило в условиях молодого вулканизма, коэффициенты активности зависят от присутствия в осадочных породах монтмориллонита. Выветривание вдоль трещин, перетираение в зонах скольжения и т. п. также влияют на величину коэффициента активности. Изучение глин должно сопровождаться химическим, термальным и рентгено-спектральным анализами.

г. Практика, основанная на опыте нескольких поколений, требует применения простых, чисто визуальных методов испытаний, к которым относятся, например, *опыты с образцами на раздавливание*. В этих опытах кусок сухого грунта дробится и сминается в руках. Отмечаемая на глаз прочность является мерой характера и количества коллоидной фракции, содержащейся в грунте. Прочность в сухом состоянии увеличивается при возрастании показателя пластичности. Такой простой визуальный метод может вызвать недоумение, если результаты его окажутся в противоречии с величиной I_p . Так, Менцл [120] описал грунт из Модри-Камень (южная Словакия), который при раздавливании вел себя как илистый, хотя обладал пределом текучести, равным 58—72%, и показателем пластичности — 30—47%. Аналогично Казда изучал глинисто-илистые грунты на участке Восточно-Словацкого водохранилища и обнаружил, что илистые частицы на самом деле представляли собой агрегаты

более мелких глинистых частиц, окруженные чехлом аморфного кремнезема. В процессе повторных перемешиваний, составляющих часть испытаний на консистенцию, происходило постоянное возрастание пределов пластичности и текучести.

д. *Макроструктура* представляет собой другую характеристику, которая должна изучаться с учетом механических свойств. В разделе 2.2 упоминалось о нескольких поверхностях раздела, влияющих на показатели механических свойств. Кроме дискретности на деформацию грунтов могут воздействовать другие факторы: например, вода может проникать по трещинам глубоко в массив и вызывать взвешивающее давление, что снижает его устойчивость; породы склона, пронизанные плотной сетью трещин, могут быть дренированы несколькими путями.

При решении практических проблем возникают следующие вопросы: какие из макроструктурных особенностей, обусловленных первоначальным осадконакоплением, можно отнести к первичной текстуре, какие принадлежат вторичной текстуре, развивающейся в процессе диагенеза, и какие из них связаны с изменениями, происходящими на земной поверхности? Например, слоистость является частью первичной текстуры, а различия в минералогическом составе глинистых грунтов могут иметь диагенетическое происхождение, особенно если преобладают иллитовые глины, которые представляют конечный продукт процессов уплотнения и дегидратации.

Огромное практическое значение имеет макроструктура глин, пронизанных сетью волосяных трещин, ориентированных параллельно и перпендикулярно напластованию, а часто и секущих пласты под разными углами и, следовательно, сильно нарушающих компактность грунтовой толщи. Происхождение таких трещин удовлетворительно не объяснено. Чем плотнее глины, тем заметнее это явление. Возникает вопрос, свойственна ли эта текстура только поверхностным слоям или же она существует и на глубине. Наблюдения, проведенные в шахтах неогеновых угольных месторождений, показывают, что такие трещины встречаются и на глубине, хотя в этом случае они являются закрытыми. Близ земной поверхности трещины расширяются, что может быть результатом либо уплотнения в течение четвертичного времени, либо сокращения в объеме, вызванного возрастанием содержания ионов K^+ при выветривании.

е. *Объемный вес и влажность*. При статических расчетах крупных гидротехнических сооружений, построенных на третичных глинах, главным вопросом является: следует ли предполагать, что действующие напряжения в глинах определяются подъемом, происходящим значительно ниже дна долины? Правильный ответ можно получить только в том случае, если измерено поровое давление (см. разд. 2.5), что часто давало поразительные

результаты. Так, в грунтах, залегающих ниже дна широкой эрозионной долины, в которых поровое давление воды еще не пришло в соответствие с весом вышележащих отложений, оно имеет отрицательные величины. Иногда обнаруживалось, что грунт не был полностью насыщен водой и что в нем содержались большие количества газа (метана), давление которого также должно рассматриваться как характеристика, уменьшающая прочность грунта. При изучении этого вопроса помимо тщательных измерений необходим учет геологических условий. Например, в некоторых случаях глины оказывались насыщенными водой вследствие их выпора, вызванного подъемом нижележащих пород. Такая ситуация часто возникает в неогеновых глинах западной части Карпатского передового прогиба, где поверхности скольжения оползней прослеживаются на неожиданно большой глубине (см. разрушение насыпи автомагистрали вблизи Брно, рис. 6.13). Если амплитуда поднятия глины велика, а ее мощность мала, то глина может быть крайне непрочной, что обнаруживается в останцах неогеновых глин, залегающих на нижележащих меловых песчаниках в восточной Чехии.

При сравнении пористости с объемным весом необходимо учитывать, что удельный вес глинистых частиц больше, чем удельный вес песчаных зерен, и обычно он бывает больше $2,7 \text{ тс/м}^3$; например, удельный вес неогеновых глин Карпатского передового прогиба равен $2,72 \text{ тс/м}^3$ при их пористости, равной примерно 43%. Если влажность колеблется в пределах 25—28%, степень водонасыщения составляет около 98%.

ж. Присутствие тонкорассеянного *органического вещества* в глинах изменяет их цвет до темно-серого или черного и обычно приводит к появлению характерного запаха. Другими характеристиками глин с примесями органического вещества являются уменьшение их веса при обжиге в лаборатории и высокие величины пределов Аттерберга. Такие грунты характеризуются сильной сжимаемостью, но их прочность на сдвиг обычно довольно высока. В некоторых районах, например в пойме реки Бечва в Моравии, суглинок, содержащий органические вещества и залегающий в основании голоценовых отложений, обладает большой плотностью вследствие химических соединений гуминовой кислоты и карбоната кальция.

з. Содержание *карбоната кальция* в глинистых грунтах понижает их пластические свойства (пределы Аттерберга). Показатель пластичности снижается наполовину при содержании карбоната от 30 до 40% по сравнению с аналогичными бескарбонатными глинами. Грунт при увлажнении становится более слабым, а при высушивании в нем образуются вертикальные трещины, способствующие глубокому прониканию воды.

2.3.3. Твердые горные породы. Как подчеркивалось в разделе 2.2, механические свойства скальных пород определяются главным образом прочностью слагающих их компонентов, геометрией и особенностями поверхностей раздела.

а. *Прочность пород.* Было разработано множество методов для непосредственного определения или коррелятивной оценки прочности образцов пород. Некоторые из этих методов, такие, как испытания на раздавливание, на отскок, на изгиб и мало-масштабные сдвиги, дают возможность достаточно ясно представить поведение пород в различных условиях. Большое значение имеют методы, позволяющие изучить прочностные характеристики от точки к точке вдоль краев и на углах блоков. Уменьшение прочности, вызванное выветриванием или катаклизическим ослаблением породы в этих точках, оказывает влияние на сопротивляемость массива пород.

Эти характеристики могут быть удовлетворительно изучены при применении рефракционного молотка Шмидта (рис. 2.6). Величина отскока сердечника молотка (m) зависит от упругих свойств породы, при условии если удар не вызовет деформаций вдоль трещин. Поэтому обычно предпочитают легкий тип молотка (тип N), при использовании которого площадь влияния сравнительно мала. Энергия удара молотка составляет $2,2 \text{ кгс} \cdot \text{см}$. Так как упругие свойства материала породы соответствуют его прочности, величина отскока также является доказательной характеристикой прочности. Недостатком этого метода является то, что чувствительность величины отскока становится сравнительно слабой при увеличении прочности пород, но, поскольку основной интерес представляют именно малые величины прочности, этот метод может быть широко использован. До величины отскока 60%, которая соответствует прочности на сжатие около 400 кгс/см^2 , связь между двумя параметрами является обычно почти линейной. Для исследования твердых пород наиболее удачно применение одновременно молотков типа N и типа L (энергия удара последнего составляет $7,5 \text{ кгс} \cdot \text{см}$). Исследование каждого нового типа пород требует новой калибровки молотка. Испытание можно проводить на закрепленных кусках пород, а результаты этих испытаний сравниваются с данными испытаний на сжатие.

б. *Влажность* горной породы и ее влияние на прочность. Обычно прочность влажных пород меньше прочности сухих пород; этот факт может быть объяснен действием как порового давления, так и молекул воды на связи между зернами. Поэтому наблюдается отчетливое снижение прочности в известняках и песчаниках после их водонасыщения (часто более чем на 25%). По мере того как возрастает абсорбционная способность вследствие выветривания или другого ослабляющего

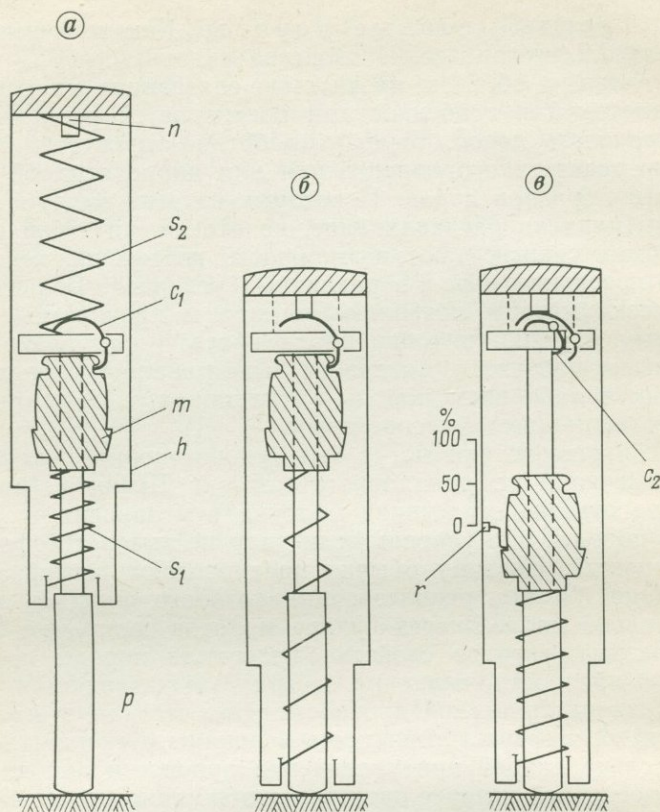


Рис. 2.6. Принцип действия рефракционного молотка Шмидта.

При надавливании на молоток пружина s_2 сжимается, тогда как пружина s_1 растягивается. Как только штифт n надавливает на собачку c_1 , высвобождается сердечник m , который благодаря напряжению пружины s_1 ударяет по верхнему концу поршня p . При отскоке сердечника величина перемещения r отмечается на скользящем индикаторе. С целью повторения испытания на молоток надавливают до тех пор, пока не высвобождаются собачка c_2 и пружина s_2 , за счет чего молоток ставится в начальное положение.

воздействия на породу, возникает тенденция к установлению взаимосвязи между абсорбционной способностью, с одной стороны, и прочностью и сжимаемостью породы, с другой [169]. Для характеристики этого явления был введен *показатель качества* $i = (P - p)/p$, где P — вес водонасыщенного образца, p — вес образца, высушенного при 105°C .

в. *Макроструктура*. В разделе 2.2 были рассмотрены некоторые типы поверхностей ослабления и поверхностей раздела и подчеркивалось их значение в механическом поведении пород. Там же обсуждалась необходимость создания геометрической модели таких поверхностей. Однако для целей статических рас-

четов необходима обширная информация: данные о размере и форме блоков, характеристика породы совместно с характеристикой снижения прочности в направлении краев и углов блоков, геологическая оценка поверхностей раздела и т. д.

Стремясь к установлению количественных показателей свойств пород и их корреляции с механическими свойствами, Штини (см. [136]) ввел число плотности k^1 , которое определяет число трещин, соответствующих некоторому отрезку, измеренному перпендикулярно ориентировке трещин. Величина, обратная k , равна среднему расстоянию, занятому трещинами. В качестве показателя протяженности трещин Мюллер [137] предложил величину κ , показывающую отношение длины трещины к общей длине изученного обнажения пород.

Следует установить также ширину трещин и охарактеризовать свойства заполнителя трещин с помощью методов петрографии и механики грунтов. Для этой цели отбираются образцы, тщательно описываются особенности стенок трещин (наличие корочек, прочность, шероховатость и т. п.).

г. Для проведения статических расчетов необходимо знать режим грунтовых вод.

2.3.4. Слабые горные породы. Между связными грунтами и твердыми породами существует группа «полускальных» пород, которые создают многочисленные трудности при строительстве. Определение термина «слабые породы»² довольно спорно; наиболее простое определение этой категории пород — по прочности на сжатие, которая не должна превышать 500 кгс/см². Но такое определение не дает представления о свойствах этих пород. К категории «слабых пород» принадлежат многие разновидности литифицированной глины и глинистого известняка, глинистого сланца и аргиллита. При увлажнении они становятся мягкими, дезинтегрируют и обнаруживают значительное изменение объема. Поэтому любое исследование должно проводиться с учетом этой характеристики. К сожалению, еще не было предложено однотипных методов исследования. Обычное измерение интенсивности дезинтеграции в воде имеет недостаток, поскольку в этом случае сила тяжести также вносит свой вклад в разрушающие силы.

Петрографический анализ концентрирует внимание на характере связей в породе. Если присутствуют растворимые соли, то проблема связей ясна. Более сложная проблема возникает в следующих двух случаях: во-первых, ионные связи карбоната или силиката в грунте могут накладываться на молекулярные

¹ В русской терминологии — частота или интенсивность трещиноватости.— *Прим. ред.*

² В русской терминологии чаще применяется условный термин «полускальные» породы.— *Прим. ред.*

связи глин, как это показано на примере меловых и третичных мергелей; во-вторых, породы, содержавшие глинистый материал, могли подвергаться уплотнению под действием механических сил или других диагенетических факторов, так что глинистые минералы могли быть превращены в хлорит и слюду, которые обнаруживаются в аргиллитах каменноугольного и пермского возраста.

Расположение частиц в породе является еще одной важной особенностью. Часто породы содержат очень тонкие глинистые прослойки, которые обеспечивают слабую цементацию, так что при поступлении капиллярной воды наблюдается дезинтеграция. Вследствие однородно ориентированного расположения пластинчатых минералов плоские грани частиц обладают только молекулярными связями, что способствует дезинтеграции породы при смачивании. Содержание карбонатов в породе, даже превышающее 50%, не дает гарантий прочности, так как значение имеет не только количество карбонатов, но и их распределение.

В практике инженерной геологии проводятся два типа испытаний на прочность: *потеря прочности в воде* (поскольку относительная потеря прочности косвенно характеризует породу, используется несколько нестрогих испытаний; для слабых пород, которые часто раскалываются на плоские плитки, применяются испытания на изгибание) и *измерение величины и давления набухания* (сильное набухание указывает на преобладание глинистых частиц).

2.4. Деформационные свойства пород. Использование современных методов количественного анализа в геомеханике позволяет последовательно и с достаточной степенью точности проследить за поведением структур и массивов пород от начала нагружения до разрушения. Для этого необходимо знание зависимости между величинами нагрузок и деформациями, которая должна быть представлена в математическом виде. Решение этой проблемы является предметом данного раздела. Так как нагрузка меняется в различных точках тела, необходимо прежде всего проанализировать деформационные свойства небольшого тела.

2.4.1. Напряжение. Чтобы определить величины напряжений в изучаемых точках, рассмотрим их как элементарные силы, которые действуют на очень малой площади с одинаковой интенсивностью. Они могут быть выражены как $\sigma = \lim F/A$ при $A \rightarrow 0$, где F — сила, A — площадь. Следовательно, напряжение имеет размерность силы, деленной на площадь, например кгс/см², или тс/м² (1 кгс/см² соответствует 10 тс/м²). Инженер-геолог не должен упускать из виду, что сооружения оказывают значительные нагрузки на площадь основания. Как правило,

сравнительно небольшие нагрузки, равные 2 кгс/см^2 , которые прикладываются на глинистые грунты основания, примерно в шесть раз больше давления, оказываемого стопой человека, и соответствуют давлению водяного столба высотой 20 м. В механике горных пород возникает другой вопрос: можно ли вообще определить напряжения, действующие в каком-либо объеме породы, в которой присутствуют мелкие или крупные пустоты? Инженерная механика решает этот вопрос неоднозначно с точки

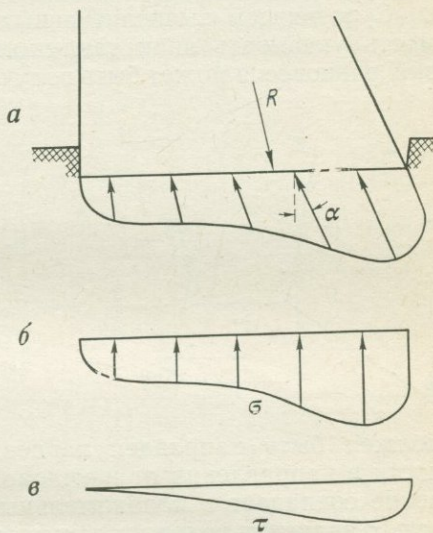


Рис. 2.7. Контактные напряжения в породах основания, созданные нагрузкой R от гравитационной плотины.

a — общее напряжение; $б$ — нормальная составляющая σ ; $в$ — тангенциальная, или сдвиговая, составляющая τ .

зрения практических целей, путем определения предельной величины, до которой размеры пустот могут не учитываться. При наличии более мелких пустот среда рассматривается как квазинепрерывная (хотя присутствие пустот в любом случае снижает значения механических параметров материала). Такое приближение имеет довольно условный характер, поскольку при этом не анализируются напряжения относительно мельчайших структурных деталей. Это потребует развития статического анализа структур пород, и можно предполагать, что главным образом геологические науки будут ему способствовать.

В общем случае напряжения ориентированы косо к изучаемой плоскости (рис. 2.7, a). Напряжения, так же как и силы, разделяются на нормальную (нормальное напряжение σ) и тангенциальную составляющие (тангенциальное, или сдвиговое, напряжение τ). Нормальные напряжения показаны на рис. 2.7, $б$, а одно из тангенциальных напряжений — на рис. 2.7, $в$. Величина τ изображена перпендикулярно к изучаемой плоскости.

В противоположность правилам классической механики в практической механике грунтов и пород нормальное напряжение определяется как положительное, если происходит сжатие, и как отрицательное, если имеет место растяжение. Тем не менее в теоретических публикациях сохраняются правила классической механики, и можно ожидать, что с расширением применения современных вычислительных методов они будут преобладать. Это имеет то преимущество, что знак увеличения длины или объема станет положительным.

С развитием вычислительных методов появляется необходимость указывать знак тангенциального напряжения. Из условий равновесия может быть получено простое правило: наш взгляд

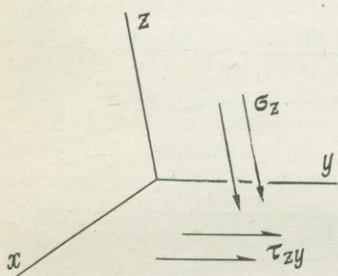


Рис. 2.8. Обозначения составляющих напряжений.

τ_{zy} — тангенциальное напряжение, действующее вдоль плоскости, перпендикулярной оси z , в направлении оси y ; σ_z — нормальное напряжение, действующее на плоскости, перпендикулярной оси z , в направлении оси z .

должен быть направлен перпендикулярно к изучаемой плоскости в направлении от изучаемой части тела. Если это направление совпадает с положительным направлением координатной оси, τ является положительным, поскольку имеет ориентировку, идентичную с ориентировкой другой координатной оси. Если же это направление не параллельно любой из координатных осей, система координатных осей должна быть переориентирована путем поворота и затем уже применено упомянутое выше правило. После того как мы получим положительный знак для сжимающих напряжений, наилучшим способом определения знака тангенциальных напряжений станет анализ ориентировки изучаемого поперечного сечения по его изображению на круге Мора.

Напряжения, действующие на нескольких различно ориентированных плоскостях, изучаются одновременно, и поэтому необходимо соответствующее их обозначение. Например, нормальное напряжение, действующее на плоскости xy (рис. 2.8), будет обозначено σ_{zz} , так как оно действует на плоскости, перпендикулярной оси z и в направлении, параллельном оси z . Но обычно используется более простое обозначение — σ_z . Подобное упрощение невозможно для τ_{zy} , поскольку оно действует аналогично на плоскости, перпендикулярной оси z , но имеет направление, совпадающее с осью y .

Несмотря на то что направление напряжения, действующего в какой-то плоскости внутри тела, является обычно наклонным, в любой точке тела существуют три взаимно перпендикулярные плоскости, вдоль которых тангенциальные напряжения отсутствуют. Эти плоскости называются *главными плоскостями*, а действующие на них нормальные напряжения — *главными напряжениями*, и направления последних составляют *главные оси*. Главные напряжения подразделяются на максимальные главные напряжения (σ_1), средние главные напряжения (σ_2) и минимальные главные напряжения (σ_3). Так как σ_2 оказывает только второстепенное влияние на деформацию и прочность массива

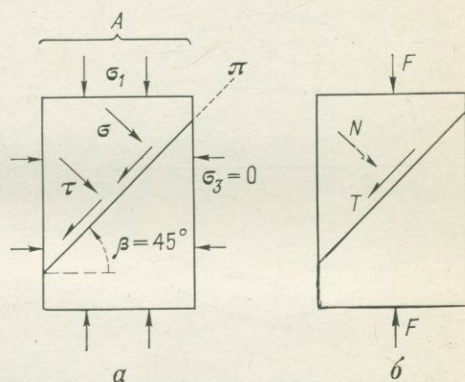


Рис. 2.9. Разложение напряжения (а) или силы (б) на составляющие, которые действуют на наклонной плоскости.

породы, многие задачи геотехники могут рассматриваться в качестве двумерных при σ_2 , действующей нормально к изучаемой плоскости. В этом случае анализируется только поперечное сечение данного тела, а его размер вкrest изучаемой плоскости должен составлять 1 м.

Один из современных видов расчета заключается в определении σ и τ , действующих на одной из плоскостей, в том случае, если напряжения, действующие в данной точке на других плоскостях, известны. Начнем с изучения этого вида анализа, рассматривая его как двумерную задачу. Предполагается, что в сравнительно небольшом теле существует однородное поле напряжений. Например, анализируя результаты испытания на одноосное сжатие, мы допускаем, даже если это не совсем правильно, что напряженное состояние однородно во всем образце. Поскольку известно, что образец будет разрушен за счет скольжения по трещине, изучим величины напряжений σ и τ (рис. 2.9, а), действующих на поперечном сечении П, падающем под углом β к горизонтали; например, примем для простоты угол $\beta = 45^\circ$.

В случае если необходимо определить силы, действующие на этой плоскости (рис. 2.9, б), раскладываем силу F на две составляющие: $N = F/\sqrt{2}$ и $T = F/\sqrt{2}$. Однако напряжения не могут быть разложены подобным образом. В данном случае площадь горизонтального поперечного сечения обозначена символом A , но вдоль плоскости Π она составляет $A/\sqrt{2}$. При этом $\sigma_1 = F/A$, и поэтому $\sigma_{45} = N/(A/\sqrt{2}) = \sigma_1/2$. Аналогично $\tau_{45} = T/(A/\sqrt{2}) = \sigma_1/2$. Подобный расчет может быть выполнен с другими величинами угла β , лишь отношения станут менее простыми, так как появятся величины $\sin \beta$ и $\cos \beta$.

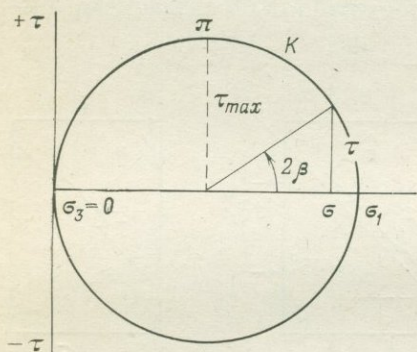


Рис. 2.10. Изображение напряженного состояния с помощью круга Мора.

Напряжения соответствуют нагрузке, показанной на рис. 2.9, а.

Именно поэтому Мор преобразовал математическое решение в простой графический метод, известный как *круг Мора*: а) применяется изображение напряжений способом Мора (рис. 2.10), т. е. все σ изображаются в виде абсцисс и все τ — в виде ординат; б) вычерчивается круг Мора K , ограниченный конечными точками абсцисс σ_1 и σ_3 ; в) координаты σ и τ каждой точки круга Мора представляют нормальное и тангенциальное напряжение как действующие на одной из плоскостей Π ; г) для того чтобы установить, какая точка круга Мора соответствует плоскости Π , необходимо помнить о том, что углы на круге Мора вычерчены как в действительности, но величина их увеличена вдвое. Например, для того чтобы определить σ_{45} и τ_{45} , действующие в плоскости, наклонной под углом $\beta = 45^\circ$ (рис. 2.9), начнем с точки σ_1 (рис. 2.10), которая представляет σ и τ ($=0$) на горизонтальной плоскости. Затем повернем $2\beta = 90^\circ$ против часовой стрелки по кругу Мора и получим точку π . Ее координатами будут $\sigma_{45} = \tau_{45} = \sigma_1/2$.

При изображении круга Мора необязательно начинать с величин σ_1 и σ_3 ; круг Мора часто ограничен и другими точками. Тем не менее возможность изображения круга на основе заданных точек является показателем того, может ли напряженное

состояние быть определено достаточным количеством величин.

Проводился анализ однородного напряженного состояния малого тела. Аналогичный расчет напряжений может быть выполнен в некоторой точке крупного тела, в котором напряженное состояние меняется от точки к точке. В таком случае предполагается, что клин, показанный на рис. 2.9, будет вырезан из тела в данной точке и будет неограниченно малым. Процедура использования круга Мора остается идентичной с вышеизложенной и обеспечивает проведение анализа напряжений в заданной точке. Если известны напряжения в других точках, то может быть вычерчена *сетка траекторий главных напряжений* (рис. 2.11).

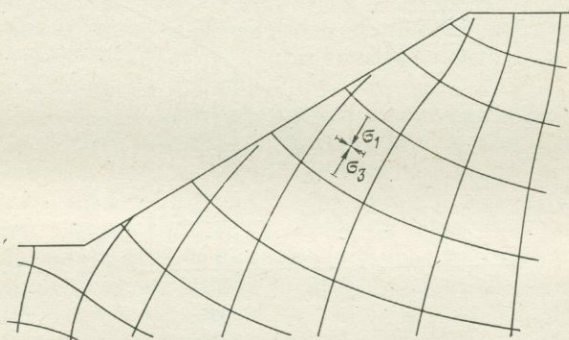


Рис. 2.11. Траектории главных напряжений в откосе выемки.

В геотехнике круг Мора обеспечивает достоверное изображение распределения напряжений в породах. Очевидно, что, чем дальше центр круга смещается вправо по оси σ , тем под более высокими напряжениями находится тело (в состоянии сжатия). Чем больше диаметр круга Мора, тем более опасной будет сдвиговая напряженность, так как $\tau_{\max} = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$. Для того чтобы изучить развитие напряжений в процессе строительства (например, при разработке выемок), а также в процессе лабораторных испытаний, полезно вычерчивать круги Мора для каждой стадии нагрузки.

2.4.2. Упругие деформации пород. Рассмотрим сначала диаграмму деформация—напряжение для однородно-напряженного тела. Диаграмма, полученная при однородном испытании на сжатие (неограниченное испытание на сжатие) гнейса, показана на рис. 2.12, где ϵ_1 обозначает отношение $\Delta l_1/l_1$ и называется *нормальной деформацией* (здесь она представляет сжатие, поскольку длина l_1 уменьшается; если длина увеличивается, то это — растяжение). Поведение породы в этом

испытании не является идеально упругим. Основной характеристикой упругой деформации является ее обратимость, показывающая, что некоторое количество потенциальной энергии, способной выполнить работу по разгрузке, было накоплено в теле. Та часть деформации, которая является необратимой, называется *пластической деформацией*. Отношение упругой и пластической составляющих общей деформации различно в разных породах и зависит от напряжений. Например, в испытаниях со

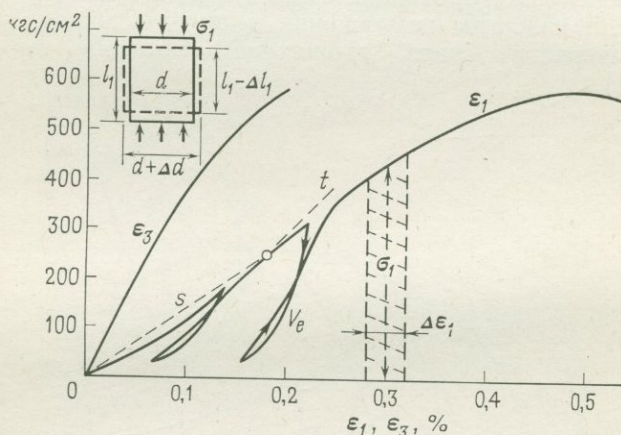


Рис. 2.12. Диаграмма напряжение—деформация, полученная при осесимметричном испытании гнейса на сжатие.

Отношение напряжения к деформации, определяющее величину модуля деформаций, может выражаться либо средней, «секущей» величиной (наклон секущей s) для изученного отрезка кривой, либо касательной величиной (наклон касательной t), применимой только, для конкретного напряжения, которое надо установить. Заштрихованная площадь показывает работу, совершаемую при сжатии тела на $\Delta \epsilon_1$. Ветвь V_e характеризует упругую составляющую общей деформации.

штампами упругая деформация достигает 80% общей деформации плотного лидита, даже если давление на контакте доходит до 200 кгс/см². В этом испытании порода сжимается повсеместно, пластические деформации концентрируются по периферии площади нагрузки. В плотном грунте, испытывающем всестороннее давление, упругая и пластическая деформации характеризуются отношением 1 : 2 даже при малом сдвиговом усилии.

Пластические деформации подчиняются принципиально иным законам зависимости их от возрастающих напряжений, чем упругие деформации, поэтому необходимо разделить методику изучения упругой и пластической деформаций в тех случаях, когда требуется точность результатов. Поскольку раздельный анализ затруднителен с точки зрения математической интерпретации, то часто применяется объединение пластических дефор-

маций с упругими, при условии что первая из них не слишком велика. Таким образом, выполняется так называемый *псевдоупругий* расчет, который будет рассмотрен в подразделе 2.4.3.

На рис. 2.12 показано, что ветви упругой деформации, обозначенные символом V_e на диаграмме деформация—напряжение, могут быть аппроксимированы как прямые линии, параллельные одна другой. Это допускает применение закона линейной упругости и упрощает вычисления. Например, параметры зависимости напряжений и деформаций могут быть использованы при нагрузке и разгрузке. Однако современные статические расчеты не основаны только на линейной упругости, поскольку нагрузка может постепенно повышаться, и с каждой стадией увеличения нагрузки изменяются характеристики упругости. И все же возможность применения зависимости линейной упругости всегда будет оставаться привлекательной, несмотря на некоторое отступление от характера деформации.

Зависимость между напряжением и деформацией выражается уравнением $\epsilon_1 = \sigma_1/E$, которое известно как *закон Гука*. Параметр E называется *модулем упругости*. Его величина, например, составляет 2000 кгс/см² для плотного гравия, а для пород средней твердости он достигает нескольких десятков тысяч килограмм-сил на квадратный сантиметр (кгс/см²). Например, величина E флишевого песчаника, разбитого серией трещин, равна 80 000 кгс/см². Для твердых пород, таких, как гнейсы, модуль достигает нескольких сотен тысяч килограмм-сил на квадратный сантиметр.

Когда используются зависимости линейной упругости, модуль упругости считается постоянным при всех нагрузках испытания. Его изменяющаяся величина может быть установлена из анализа диаграмм напряжение—деформация.

Сжатое тело (рис. 2.12) претерпевает также деформации в ортогональном направлении; оно удлиняется на $\Delta l_3 = \Delta d$. Из предшествующего рассмотрения следует, что $\epsilon_3 = \Delta l_3/l_3$ (где $l_3 = d$) и имеет отрицательный знак в нашей системе обозначения. Можно написать зависимость $\epsilon_3 = -\nu \epsilon_1$, в которую входит другая важная характеристика: *коэффициент Пуассона* (ν). Его величина выражает отношение между величиной деформации в перпендикулярном направлении и величиной деформации в направлении действия напряжений. Если материал абсолютно несжимаем, то увеличение куба в объеме равно нулю и $\epsilon_1 = -(\epsilon_2 + \epsilon_3)$, что типично для воды. Так, при осесимметричном испытании на сжатие при $\epsilon_2 = \epsilon_3$ имеем $\nu = 0,5$. Для пород, деформирующихся вследствие уменьшения трещин или пор, величины ν сравнительно низки. Они составляют примерно 0,13 при малой нагрузке и 0,2 после частичного исчезновения пустот. При повторных нагрузках величины ν возрастают. Присутствие

воды в пустотах также повышает ν горных пород. Приводя величины ν , необходимо указывать, происходили ли изменения объема вследствие дилатансии.

На основе приведенных зависимостей с учетом явлений взаимоналожения закон Гука для нагрузок в трех направлениях может быть записан как

$$\varepsilon_1 = (\sigma_1 - \nu\sigma_2 - \nu\sigma_3)/E,$$

и путем поочередных перестановок членов уравнения могут быть найдены зависимости для ε_2 и ε_3 .

При анализе испытаний, проводимых на породах, необходимо рассматривать *изменение объема*, вызванного нагрузками. Как следует из простой концепции деформации куба, зависимости упругости могут быть выражены уравнением

$$\Delta V/V = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)(1 - 2\nu)/E.$$

Вышеуказанные зависимости показывают, что при анализе деформаций нельзя пренебрегать σ_2 ; даже если этот показатель не используется, его величина все равно должна определяться. Анализ большинства деформаций в инженерной геологии рассматривается как двумерная задача, т. е. никакой деформации не происходит в направлении, перпендикулярном изучаемому профилю. Это предположение приводит к выражению

$$\varepsilon_2 = (\sigma_2 - \nu\sigma_1 - \nu\sigma_3)/E = \Phi,$$

из которого следует, что

$$\sigma_2 = \nu(\sigma_1 + \sigma_3).$$

Для определения величины E конкретной породы и тщательного анализа упругих и пластических деформаций необходимо вырезать крупный блок породы и подвергнуть его нагрузке. Размеры блока должны быть достаточно большими, чтобы соответствующим образом представить характеристики породы, включая ее макроструктуру. Лабораторные испытания на образцах можно считать представительными только в отношении связных грунтов, тогда как для скальных пород, а часто и для связных грунтов более достоверными являются натурные испытания. Два вида испытаний используются на практике.

а. Наиболее распространенными являются испытания со штампами, которые проводятся в котлованах сооружений, в разведочных шахтах, штреках и т. п. Обычно предпочитают проводить испытания в штольнях, так как в них легче найти упор в их кровле и стенках для домкратов, создающих нагрузку на жесткие штампы. С помощью этого простого приспособления порода подвергается нагрузкам, и конечную осадку (нормальное перемещение) определяют после каждого увеличения дав-

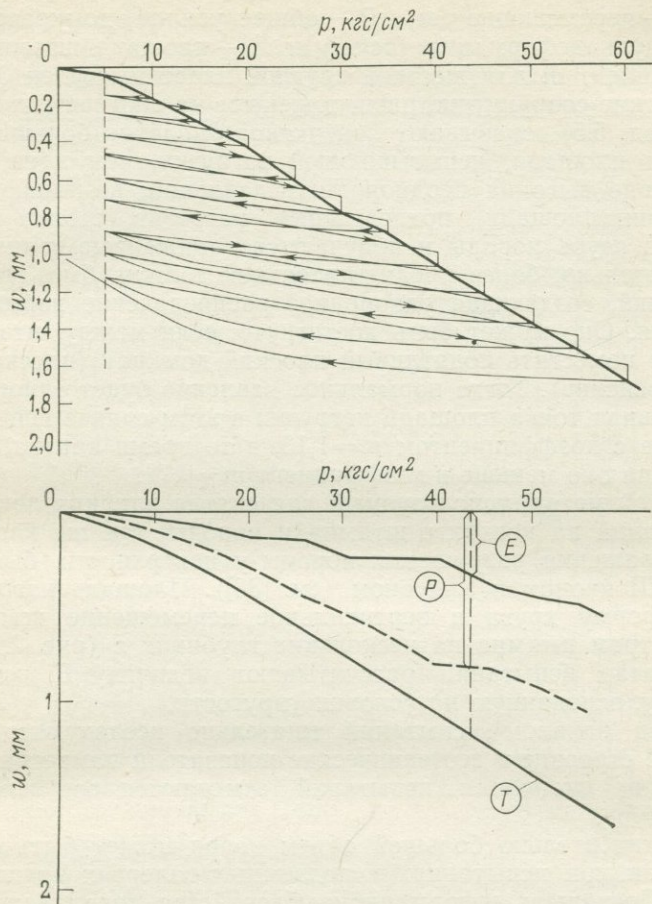


Рис. 2.13. Диаграмма, полученная при испытаниях нагрузкой штампами.

Штамп разгружался после каждой ступени нагрузки. Этим способом получены упругая (кривая E) и пластическая, или необратимая (кривая P), составляющие общей осадки (T). w — вертикальное перемещение нагруженного штампа; p — удельное давление, оказываемое на породу.

ления. Для того чтобы установить упругую и пластическую составляющие перемещений, разгрузка и повторная нагрузка следуют за каждой стадией увеличения давления. Пример результата испытания с нагрузками показан на рис. 2.13.

Для расчета модуля упругости используется формула Шлейшера, которая показывает величину сжатия, полученную при вдавливании штампа в поверхность упругого тела:

$$w = mP(1 - \nu^2)/(E\sqrt{A}),$$

где w — перемещение (м), P — общее усилие домкратов (тс), E — модуль деформации (тс/м²) и A — площадь штампа (м²). Коэффициент m для жесткой круглой пластины равен 0,89.

Жесткие сооружения, расположенные на сжимаемых грунтах (см. разд. 5.5), оказывают *контактное давление* больше по периферии площади, испытывающей нагрузку, чем в ее центре. Вследствие высоких неоднородных давлений, возникающих по периферии площади, подвергшейся нагрузке, штамп вдавливается в глубь породы и получают заниженные величины E . Следовательно, более предпочтительной должна быть методика испытаний, создающая однородное распределение нормального давления. Оно может быть достигнуто, если между штампом и породой поместить податливый плоский домкрат (плоский домкрат Фрейсине). Тогда нормальное давление будет однородным; центральная точка площади нагрузки в этом случае испытывает оседание с коэффициентом $m=1,13$, в то время как на граничной линии оно меньше и коэффициент $m=0,72$.

Другой метод, используемый для снятия влияния локальных деформаций на контакте штампа и породы, так же как и для предотвращения разрушения породы у поверхности, был предложен Шенноном и Уилсоном (см. [38]). Площадь нагружения имеет форму круга и вертикальное перемещение измеряется под центром штампа на нескольких глубинах z (рис. 2.14). По результатам испытаний рассчитывают величину E , используя формулу, основанную на условии упругости.

Перед началом испытаний тщательно исследуются геологическое строение и геотехнические показатели намеченной площадки; по окончании испытаний отмечают все изменения в структуре.

б. Относительно большой объем пород может быть охарактеризован при испытаниях в подземных галереях круглого сечения. Поскольку деформационные свойства пород важны для проектирования напорных туннелей (разд. 7.8), был разработан метод, моделирующий воздействие давления воды на скальную породу. Из теории упругости известна формула

$$\Delta a = (1 + \nu) a p / E,$$

где Δa — удлинение радиуса a галереи, p — давление, действующее по периферии. Эта формула применима только в том случае, когда рассматривается деформация в плоскости (двумерная задача). Это условие удовлетворяется, если испытываемый сегмент является достаточно протяженным; он должен составлять не менее пяти диаметров галереи. Эта формула применима для расчета упругих деформаций по испытаниям в скважинах. Пресснометр Менарда оказывает давление на стенки буровой скважины при накачивании воды в резиновую камеру,

помещенную внутрь скважины. Изменение диаметра скважины измеряется по объему закачиваемой воды. Эйзенштейн и Моррисон [50] удачно применили эту методику для определения так называемого *модуля мгновенной деформации* глин (подразд. 2.4.3).

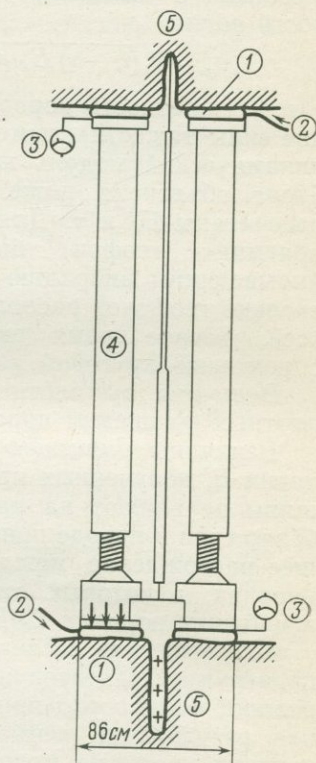


Рис. 2.14. Испытание нагрузкой с использованием круглого штампа [183]

1 — плоский домкрат Фрейссине; 2 — подача масла под давлением; 3 — манометр; 4 — стойки; 5 — приборы, регистрирующие вертикальные перемещения и помещенные в скважины, пробуренные в подошве и кровле выработки.

Штамповые испытания выполняются только на поверхности породы и являются трудоемкими, поэтому существует тенденция по возможности ограничивать их число. В связи с этим величины E определяются только в нескольких точках и дополняются косвенными характеристиками. Например, может быть изучена зависимость величины отскока большого молотка Шмидта типа M от модуля упругости. Но наиболее распространены *сейсмические испытания*. Они основаны на том, что скорость сейсмических колебаний в породе меняется в соответствии с ее физическими свойствами. Если изучаемая зона расположена достаточно глубоко, поверхностные волны имеют меньшее значение и в рассмотрении участвуют два типа волн:

продольные волны, или волны сжатия (P волны), и поперечные, или сдвиговые волны (S волны). Скорость P волн в полтора-два раза больше, чем скорость S волн. Поэтому обе волны не достигают точки регистрации за одно и то же время. Соотношение между динамическими и деформационными силами, действующими в единичном объеме, определяется формулой скорости волн:

$$v_p = \sqrt{(1-\nu) E_d / \rho (1+\nu)(1-2\nu)} \quad \text{и} \quad v_s = \sqrt{G_d / \rho},$$

где ρ — плотность породы (объемный вес, деленный на ускорение силы тяжести), измеряемая в кгс·с²/см⁴ или тс·с²/м⁴; G_d — динамический модуль жесткости, зависимость которого от E_d будет объяснена ниже. При измерении v_p и v_s могут быть рассчитаны E_d и ν . Для измерения v_p и v_s необходимо, чтобы приемник (геофон) был чувствительным только к волнам, вызывающим вибрацию в направлении его оси. Для этого несколько геофонов располагаются с различной ориентировкой их осей. Точное время взрыва отмечается в графах самописца с помощью круговой ленты, закрепленной на барабанах.

Величина v_p плотного гравия составляет около 500 м/с, плотных флишевых пород — 1500 м/с и гранита — 5000 м/с.

Величины динамического модуля упругости E_d больше величин E , полученных при статических испытаниях, так как трещины не влияют на распространение сейсмических волн, особенно если в породе присутствует вода. Следовательно, наибольшее расхождение между E_d и E существует в трещиноватых породах, в которых отношение E_d к E достигает 6. Наоборот, в плотных породах E_d/E обычно меньше 2.

Сейсмические исследования являются хорошим методом для проверки результатов штамповых испытаний. Даже небольшое раздробление пород при взрыве бывает достаточным для снижения результатов испытаний нарузкой штампами до малых величин, которые могут быть ошибочно приняты за модуль всего массива пород. На рис. 2.15 показан пример того, каким образом чрезмерное использование взрывчатки воздействовало на величины v_p в гнейсе на участке плотины Врчлице (Чешский массив) и как величина v_p возрастала с глубиной. Аналогичные ослабленные зоны мощностью 2—3 м развивались по периметру разведочных штолен в результате взрывов и пластической податливости породы.

До сих пор мы рассматривали деформацию нагруженного тела по отношению к главным напряжениям, которые изменяются в породе от точки к точке и поэтому не могут служить основой системы координат. Особенно для новых вычислительных методов необходимо знание зависимости напряжение—деформация в ортогональной системе координат. Если направле-

ние осей этой системы координат отличается от ориентировки главных осей, то вдоль них существуют сдвиговые напряжения (рис. 2.16). Деформационные составляющие, образованные нормальными напряжениями σ_x и σ_y , могут быть вычислены таким же путем, как и главные напряжения. Но следует дополнительно рассмотреть деформацию, вызванную сдвиговым напряжением τ_{xy} . Определим, как деформируется тело, если оно подвергается

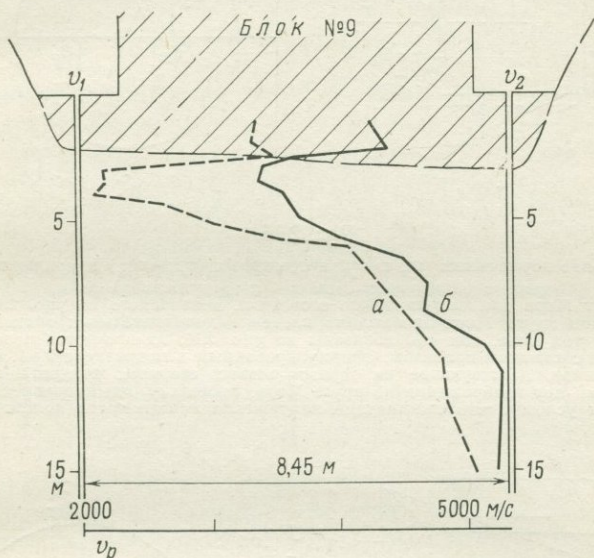


Рис. 2.15. Результаты сейсмических измерений в гнейсе под блоком № 9 арочной плотины Врчлице (Чешский массив).

V_1 и V_2 — буровые скважины, между которыми проводились измерения.

чистому сдвигу $\tau = \tau_{xy} = \tau_{yx}$. Прямой угол между осями x и y изменяется из-за деформации сдвига γ (рис. 2.17). Его величина может быть определена, если попытаться сделать расчет на направления главных осей, которые образуются диагоналями воображаемого квадрата, вырезанного из нагруженного тела. На круге Мора видно, что $\sigma_1 = \tau$ и $\sigma_3 = -\tau$. Длина диагоналей равна $a/\sqrt{2}$; разница в длине диагоналей, обусловленная совместным действием напряжений σ_1 и σ_3 , составляет $\epsilon_1 a \sqrt{2} = -\epsilon_3 a \sqrt{2} = a \sqrt{2} (1 + \nu) \tau / E$. Компоненты смещений углов квадрата, измеренные в направлениях скольжения, выражаются как $\pm a \sqrt{2} (1 + \nu) \tau / (E \sqrt{2}) = a (1 + \nu) \tau / E$. Так как эти величины относятся к половине длины стороны квадрата $a/2$, то сдвиговая

деформация, соответствующая всей длине стороны, $\gamma = 2(1+\nu)\tau/E$.

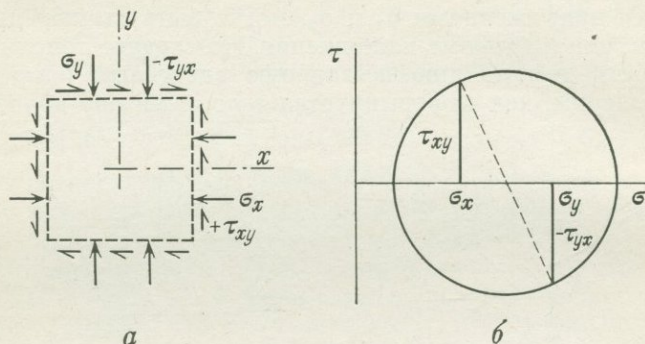


Рис. 2.16.

а. Существование нормальных (σ_x и σ_y) и сдвиговых ($\tau_{xy} = \tau_{yx}$) напряжений на плоскостях, параллельных осям x и y нагруженного тела.

б. Круг Мора для напряженного состояния, показанного на рис. 2.16, а. При применении круга Мора необходимо введение дополнительных знаков. Сдвиговые напряжения в том виде, как они показаны на рис. 2.16, а, считаются положительными в соответствии с главным правилом, сформулированным в подразделе 2.4.1. Однако сдвиговые напряжения, действующие на горизонтальных сторонах квадрата, принимаются отрицательными при изображении на круге Мора, поскольку они направлены по часовой стрелке (при условии, что сжимающие напряжения принимаются положительными).

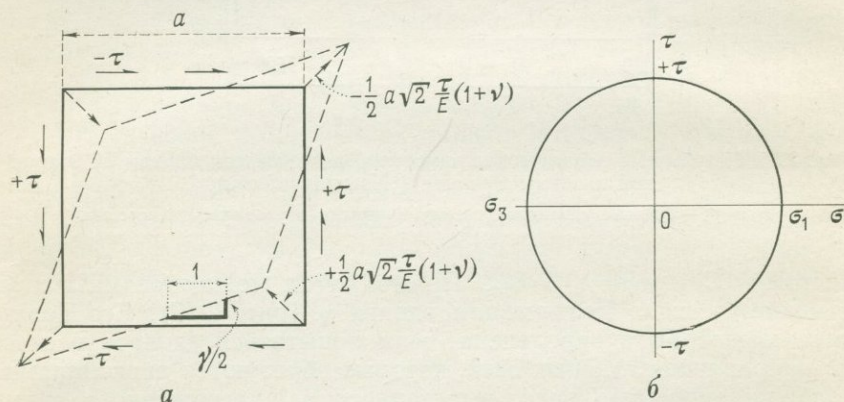


Рис. 2.17. Деформация сдвига γ , вызванная чисто сдвиговыми напряжениями τ . а — деформация малого воображаемого тела в форме квадрата, вырезанного из нагруженного тела; б — круг Мора.

Выражение $E/2(1+\nu)$ называется *модулем жесткости* и обозначается G ; он измеряется в кгс/см² или тс/м², как и E .

Наибольшие сдвиговые деформации происходят вдоль плоскостей с максимальными величинами τ , которые образуют угол

45° с направлением главных осей. Легко определить, что $\gamma_{\max} = \varepsilon_1 - \varepsilon_3$.

Если рассматривается деформация в плоскости, то на изучаемое тело воздействует также напряжение $\sigma_z = \nu(\sigma_x + \sigma_y)$ в направлении, перпендикулярном изучаемой плоскости. Тогда из закона Гука следует:

$$\begin{aligned}\varepsilon_x &= (\sigma_x - \nu^2 \sigma_x - \nu^2 \sigma_y + \nu \sigma_y) / E, \\ \varepsilon_y &= (\sigma_y - \nu^2 \sigma_y - \nu^2 \sigma_x - \nu \sigma_x) / E, \\ \gamma_{xy} &= \tau_{xy} / G = 2(1 + \nu) \tau_{xy} / E.\end{aligned}$$

Величины напряжений можно вычислить следующим образом:

$$\begin{aligned}\sigma_x &= [(1 - \nu)(\varepsilon_x + \nu \varepsilon_y)] E / (1 + \nu)(1 - 2\nu), \\ \sigma_y &= [\nu \varepsilon_x + (1 - \nu)\varepsilon_y] E / (1 + \nu)(1 - 2\nu), \\ \tau_{xy} &= (1/2 - \nu) \gamma_{xy} E / (1 + \nu)(1 - 2\nu).\end{aligned}$$

Для целей современных вычислительных методов используется формулировка зависимости в матричной форме:

$$\begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{pmatrix} = E / (1 + \nu)(1 - 2\nu) \begin{bmatrix} 1 & -\nu & \nu & \phi \\ \nu & 1 & -\nu & \phi \\ \phi & \phi & 1/2 & -\nu \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{pmatrix}.$$

Квадратная матрица правой части, включая предшествующие коэффициенты, обозначается как матрица D и содержит характеристики, получаемые из геотехнических исследований. Она представляет матрицу физической зависимости между напряжением и деформацией, основанную на законе упругости.

Выражение для *изменения объема* в том виде, как оно записано выше, указывает, что объем не должен меняться вследствие действия сдвигового напряжения, хотя небольшое его уменьшение может наблюдаться в начале испытаний на сдвиг (см. рис. 2.19). Это частично вызвано тем, что модули деформации при нагрузке и разгрузке не равны между собой, в противоположность предположению, сделанному при составлении чертежа на рис. 2.17. Другой причиной является то, что чистая сдвиговая нагрузка в действительности не реализуется.

Как уже указывалось, упругие деформации пород составляют часть общих деформаций даже при малых нагрузках. При возрастании сдвиговых напряжений доля упругой деформации уменьшается, но не исчезает совсем. Отношение упругой деформации к пластической составляет около 1:3,5 для плотного песка при коэффициенте запаса около 1,5, что является обычным при проектировке откосов. Однако в глинах отношение:

упругой и пластической деформаций составляет около 1:6 в сходных условиях. Как указано в подразделе 2.4.4, дилатансия представляет явление огромной важности и обусловлена в значительной мере упругим процессом.

2.4.3. Псевдоупругие решения. Пластические деформации отличаются от упругих тем, что скольжение развивается вдоль плоскостей, примерно согласных с плоскостями максимальных сдвиговых напряжений. Сдвиговые деформации преобразуются в поверхности скольжения при возрастании сдвиговых перемещений. Объем породы может меняться в зоне скольжения, но вне ее он остается почти неизменным. В практике проектирования часто применяются такие расчеты, при которых пластические составляющие деформации согласуются с упругими составляющими. Поэтому общую деформацию можно рассматривать как упругую, что облегчает анализ. Особое внимание должно быть уделено выбору величины ν . Она будет больше, чем при упругих деформациях, и приблизится к пределу 0,5, поскольку изменения объема, сопровождающие пластические деформации (вне зоны скольжения), сравнительно малы. При возрастании ν величина G уменьшается. Зависимость между E , G и ν должна сохраняться, как это определяется отношениями на рис. 2.17. Следовательно, если в псевдоупругом расчете учитываются деформации скольжения, то в зоне смещения необходимо уменьшать величину E .

Применение псевдоупругого расчета будет более оправданным при меньших значениях пластических деформаций (даже если они превышают упругие деформации). Желательно также, чтобы главные напряжения возрастали непрерывно, без спадов (так называемое монотонное нагружение в свободном использовании этого термина).

Первое условие может быть выполнено при ограничении степени сдвиговой напряженности до величины, при которой расчет будет считаться удовлетворительным (см. подразд. 2.4.4). Отметим, что для относительно плотной породы нагрузка не должна превышать то состояние, при котором сдвиговая напряженность породы достигает примерно половины прочности. При проектировании оснований сооружений такая напряженность обычно не превышает, исключая только их периметры, хотя при проектировании откосов она должна быть выше указанной величины.

Второе условие, обеспечивающее возрастание главных напряжений без спадов, зависит от изучаемой задачи. Как и в первом случае, оно может быть выполнено, если рассчитывается уплотнение грунта под сооружением или насыпью, но лишь в редких случаях это условие может считаться удовлетворительным в породах, окружающих туннель. В туннеле нор-

мальные напряжения возрастают в тангенциальных направлениях по отношению к его сечению, но значительно уменьшаются в перпендикулярных направлениях (см. рис. 7.17). Если все же расчет для упругой среды будет применен, необходимо привести в соответствие величины E , G и ν . Поскольку в процессе проходки туннеля напряжения будут изменяться, то будут изменяться и пластические деформации и вместе с ними псевдоупругие характеристики E , G и ν . Следовательно, расчеты должны проводиться непрерывно, например путем учета влияния отработки и применения на каждом шаге проходки новых величин E , G и ν , соответствующих реальному напряженному состоянию. Величины E , G и ν являются тангенциальными величинами и определяются локальным наклоном кривой напряжение—деформация (рис. 2.12). Возрастание напряжений и деформаций по сравнению с предшествующей стадией проявляется не в суммарных величинах, а в отношениях напряжение—деформация.

В следующих подразделах будет показано, что различие между упругой и пластической деформациями имеет фундаментальное значение и его изучение не может быть ограничено только введением изменяющихся величин E , G и ν , т. е. применением зависимостей *нелинейной упругости*. Несмотря на это, псевдоупругие вычисления, показывающие результаты, приближающиеся к действительности, все более широко применяются в геотехнике. В следующих подразделах будет рассмотрен также вопрос, каким образом привлекаются в расчеты изменения в объеме, вызванные дилатансией.

Параметры, характеризующие деформацию горных пород, в псевдоупругих расчетах обычно определяются идентичными испытаниями, какие описаны в подразделе 2.4.2, с тем лишь отличием, что изучаются общие деформации, а не только их упругие составляющие. Взамен модуля упругости E используется *модуль деформации* E_0 ; естественно, что величины E_0 меньше величин E . Например, для плотного гравия они составляют примерно 750 кгс/см^2 , для весьма плотного террасового гравия — приблизительно 2000 кгс/см^2 , для слабо трещиноватого песчаника — примерно $50\,000 \text{ кгс/см}^2$. В плотных кристаллических породах с закрытыми трещинами E_0 превышает $100\,000 \text{ кгс/см}^2$. Однако было бы ошибочным считать, что величины E_0 различных пород можно свести в таблицы. В качестве примера можно привести результаты испытаний со штампами: трещиноватый амфиболит при нагрузке жестким штампом диаметром 70 см дал осадку $w=0,15 \text{ мм}$ под давлением $p=13 \text{ кгс/см}^2$; последнее соответствует сжатию под нижней частью основания гравитационной плотины высотой около 65 м. Величина $\nu=1/5$ может быть оценена на основании опыта, и она

не оказывает заметного влияния на результат. По формуле Шлейшера (подразд. 2.4.2) $E_0 = 46\,000$ кгс/см². Однако если только одна трещина после нагрузки сомкнется на 1 мм, величина w возрастет до 1,15 мм и величина E_0 окажется равной 7700 кгс/см².

Следовательно, величина E_0 зависит не только от типа породы, но также от характера и степени ее трещиноватости, выветрелости и т. д. Поэтому возможность применения трудоемких полевых штамповых испытаний весьма ограничена, и возрастает значение личного опыта исследователя. Часто обоснованное суждение опытного инженера-геолога ближе к действительности, чем результаты испытаний, некритично проанализированных. Наиболее достоверными являются величины E_0 , полученные при расчетах по данным фактической осадки сооружений. Испытания также показали, что модули деформации слоистых или сланцеватых пород не изотропны; часто они меньше в направлении, перпендикулярном слоистости и сланцеватости, чем в параллельном им направлении.

Результаты геофизических исследований (подразд. 2.4.2) применяются для оценки величин E_0 . Сейсмические испытания делают возможным обобщение результатов точечных испытаний. Например, при изучении профиля долины могут быть установлены различные величины E_0 пород верхних частей склонов, позже денудированных и поэтому менее выветрелых пород нижних частей склонов, пород, залегающих под дном долины и в зонах разломов. Однако результаты сейсмических испытаний нельзя применять без соответствующей корректировки. Если измеряются большие скорости сейсмических волн, употребляются повышенные величины v . Может быть установлена величина динамического модуля E_d , но его зависимость от E_0 , т. е. отношения E_d/E и E/E_0 , не является постоянной. Как отмечалось в подразделе 2.4.2, отношение E_d/E в трещиноватых породах может достигать 6. Поскольку E/E_0 равно здесь примерно 1,8, то величина E_d/E_0 должна быть около 10. Плотные породы характеризуются отношением E_d/E , равным примерно 2, а E/E_0 — около 1,5, что дает величину E_d/E_0 примерно 3—3,5.

Однако эта зависимость нарушается, если исследуются слабые породы, что видно из результатов, полученных Куюнджичем и др. [103] (рис. 2.18). Величина E_d , рассчитанная по скоростям сейсмических волн (4,2 км/с) для тектонически нарушенного гнейса, равна 400 000 кгс/см². Модуль упругости E , установленный при штамповом испытании, был равен 53 000 кгс/см², а модуль деформации $E_0 = D = 25\,000$ кгс/см². Поэтому отношение E_d/E составило 7,5, а $E/E_0 = 2$. Как видно из рис. 2.18, подобные отношения для тектонически нарушенных пород так велики, что расчет становится бессмысленным. Относительно высокие ско-

рости волн и соответствующие величины динамических модулей, по-видимому, следует объяснять тем, что характеристики пород изменяются с глубиной. Очевидно, величины отношения E_d/E будут превышать единицу тем меньше, чем короче будет расстояние между источником и приемником.

Дир с соавторами [38] интерпретировали величины E_d , применяя *видоизмененный процент выхода керна* как показатель степени трещиноватости. Определяется процент общей длины извлеченного керна к соответствующей глубине буровой скважины. Метод требует тщательного алмазного бурения, причем

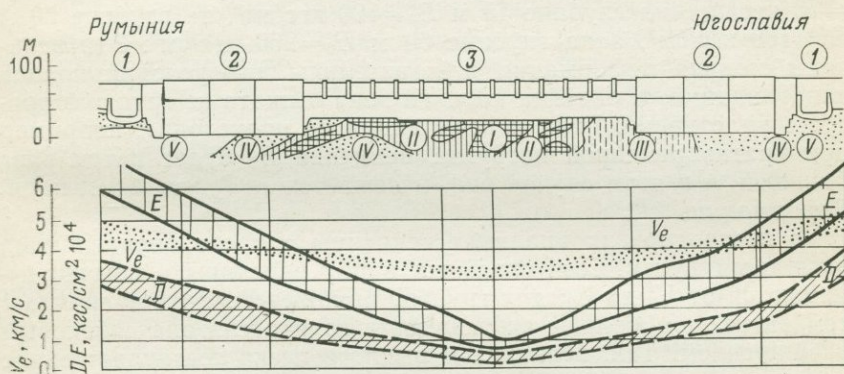


Рис. 2.18. Геотехнический разрез ГЭС Джардап на Дунае [103].

1 — камера шлюза; 2 — здание электростанции; 3 — плотина; I—V — метаморфические сланцы, классифицируемые по скоростям упругих волн (V_e), модулям упругости (E) и модулям деформации (D).

в расчет принимаются куски керна только длиной более 10 см и короче, если они были разломаны при подъеме керна. Эти результаты могут служить показателями качества массива пород, а также отношения E_0/E_d . Очевидно, что отношение E_0/E_d возрастает очень медленно, по мере того как величина показателя трещиноватости увеличивается до 20%, и только после достижения величины 50% возрастание E_0/E_d становится значительным.

Соответственно в псевдоупругие решения можно включать два вида изменений величин деформационных характеристик. Во-первых, они меняются от точки к точке, и, во-вторых, — в зависимости от характера напряжений. Например, E_0 возрастает пропорционально с увеличением $(\sigma_1 + \sigma_3)$ и уменьшается с уменьшением величины $(\sigma_1 - \sigma_3)$ или величины σ_1/σ_3 . Для грунтов эти зависимости могут быть установлены с помощью лабораторных испытаний. Так как классические *трехосные*

испытания дают завышенные величины деформаций, предпочтается более точное определение деформационных характеристик путем испытания образцов кубической формы в специальных трехосных камерах [98].

Глинистые грунты обнаруживают возрастание величин E_0 с глубиной. Неогеновый мергель из бассейна Брно на участке тепловой электростанции характеризуется следующими данными. Под аллювиальными отложениями мощностью 9,5 м залегает первый 50-сантиметровый слой, частично разрыхленный, по-видимому, вследствие разгрузки горизонтальных напряжений, и имеет $E_0=50$ кгс/см². Однако на глубине 11 м $E_0=70$ кгс/см², на глубине 15 м $E_0=120$ кгс/см², на глубине 20 м $E_0=160$ кгс/см², а на глубине 60 м $E_0=250$ кгс/см². Эти величины модуля деформации действительны для условий полной консолидации, т. е. когда поровая вода выжата из грунта в процессе уплотнения. Если консолидация не происходит, например при кратковременной нагрузке, величина E_0 будет в три раза большей, и в этом случае она называется *модулем мгновенной деформации*.

В псевдоупругих анализах величины ν часто определяются расчетным путем. Для скальных пород величины ν обычно изменяются от $1/7$ до $1/5$; для грунтов принимается, что величина ν тем выше, чем больше сжимаемость грунта связана с боковым расширением. Так, величина ν рыхлого песка составляет около 0,3, плотного песка — 0,4 и глины — около 0,35 (если преобладала консолидация) или около 0,5 (если учитывается деформация скольжения). Величина 0,5 не должна вводиться в матрицу D , поскольку это вызовет нарушение математического аппарата. Поэтому используются величины меньше 0,48. По тем же причинам увеличение объема вследствие дилатансии не может быть промоделировано за счет увеличения ν выше 0,5. Целесообразно рассматривать величину ν как независимую от дилатансии и учитывать ее независимым путем.

2.4.4. Изменения в структуре и механических свойствах вследствие увеличения сдвиговых напряжений. Жесткая сдвиговая деформация скальных пород. При изучении диаграмм испытаний, например подобной той, что изображена на рис. 2.12, обнаруживается, что кривая напряжение—деформация выгибается по мере увеличения напряжений и порода начинает вести себя как более пластично-деформируемая. Это противоречит факту, что порода в этом состоянии все еще способна выдерживать возрастающие нагрузки до тех пор, пока не достигается максимальное сопротивление (прочность). Эта часть кривой напряжение—деформация называется *областью деформационного упрочения*, а материал, обнаруживающий это свойство, име-

нуется деформационно-упрочненным или вязким материалом. К этой категории относятся скальные породы. Однако необратимые пластические деформации преобладают над упругими деформациями и возникают изменения в структуре пород. Инженер-геолог должен обратить внимание на эти изменения прежде, чем анализировать механические свойства пород, являющиеся следствием этих изменений.

Прежде чем решать эти вопросы, определим различные типы разрывов, образующихся в породах.

а. Трещины растяжения, т. е. трещины, возникающие при возрастающем растяжении. Наиболее отчетливые трещины растяжения развиваются под действием растягивающих напряжений и могут быть названы трещинами разрыва. В практике инженерной геологии этот тип трещин встречается довольно редко, например в кровлях туннелей или в откосах глубоких выемок в глинах или в скальных породах. Этот тип трещин может возникать также в образцах при лабораторных испытаниях на сжатие в тех случаях, когда смазка, используемая для уменьшения трения на внешних сторонах цилиндрических образцов, вдавливаются в поры породы.

Менее отчетливыми являются трещины растяжения, возникающие в случае, когда внешними напряжениями служат только сжимающие усилия. В практике могут встретиться два случая образования таких трещин. Первый, когда трещина растяжения связана с развитием внутренних растягивающих напряжений, обусловленных формой (граничными условиями) сжимаемого тела. К этой категории относятся вертикальные трещины, появляющиеся в одноосно ($\sigma_1 > \phi$, $\sigma_2 = \sigma_3 = \phi$) или трехосно ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3 > 0$) сжатых образцах при малом ограничивающем напряжении σ_3 , например во время бочонковидной деформации цилиндрических образцов. Даже в том случае, когда вслед за бочонковидной деформацией следует сдвиговое разрушение, оно все равно бывает сопряжено с трещиной растяжения.

Второй случай образования таких трещин растяжения связан с гетерогенностью пород, так как они содержат поры, трещины и слабые зерна. Развитие напряженного состояния вблизи этих неоднородностей может быть охарактеризовано при рассмотрении напряженного состояния, возникающего в кровле подземной выработки (см. разд. 7.6). Растягивающие напряжения развиваются в кровле и в подошве выработки в процессе ее проходки в породах, сжатых за счет веса вышележащих пород. При испытании образца породы присутствующие в ней мелкие поры, трещины или зерна находятся в аналогичном напряженном состоянии. Новые трещины возникают в областях растяжения и объединяются при увеличении сжатия образца. Следовательно, образец, подвергнутый сжатию, разрушается

благодаря трещинам растяжения, параллельным направлению σ_1 . Поэтому данный тип разрушения будет происходить даже тогда, когда образец не подвергается бочонковидной деформации и является обычным для тех случаев, когда сжимаемые внешние стороны образца расположены так, что они не испытывают трения. Этот тип разрушения, выражающийся в развитии выколов, угрожает стенкам туннелей. Особый случай такого разрушения был проанализирован Гриффитом, по имени которого и был назван.

б. Сдвиговое разрушение, или разрушение при скольжении. Этот тип разрушения отличается от вышерассмотренного тем, что в этом случае значительное сдвиговое напряжение развивается до сдвигового разрушения по наклонной плоскости. Можно выделить два механизма сдвигового разрушения: хрупкое сдви-

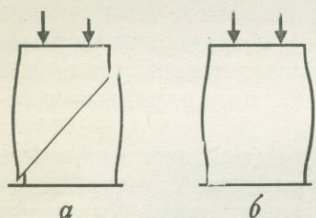


Рис. 2.19. Трещина сдвига (а) и пластичное сдвиговое разрушение (б).

говое разрушение, или трещина сдвига, одновременно с которой развивается только одна или небольшое число отчетливых тонких поверхностей скольжения (рис. 2.19, а), пластичное сдвиговое разрушение (рис. 2.19, б), при котором формируется очень большое количество малозаметных поверхностей скольжения, образующих зону скольжения.

Сравнение механизма пластичного сдвигового разрушения с деформацией металлов привело к представлению, что породы, подвергнутые большим ограничивающим давлениям, ведут себя как пластичные материалы, например как мягкая сталь. Применение термина «пластический» было бы неправильно для данного примера, поскольку термин «пластическая деформация» применяется к необратимой деформации независимо от того, является ли материал пластичным или хрупким. Более того, использование термина «пластическая деформация» в том смысле, в каком он применялся раньше, предполагает крупные деформации без какого-либо ослабления структуры материала. Однако породы (за некоторым исключением) претерпевают ослабление связей внутренней структуры, только если деформируются пластично; все это требует более детального обсуждения.

Существует огромное различие между малыми пластическими деформациями пород и металлов. Физическая природа

пластической податливости мягкой стали выяснена. Кубическая решетка единичного кристалла этого металла, а также характер расположения свободных электронов обеспечивают крупные деформации, обусловленные частично двойникованием и частично кристаллическим скольжением. В процессе кристаллического скольжения происходит нарушение связей слоя атомов со смежными ему атомами; при этом слой атомов смещается в новое положение, где возникают новые связи с новыми атомами. Этим можно объяснить тот факт, что брусок мягкой стали может быть согнут и выпрямлен вновь. Однако объяснение деформационного упрочения в этом случае является довольно сложным; сила, способная передвинуть атом на атомное расстояние, должна быть чрезвычайно большой. Поэтому предполагается, что существуют более короткие атомные расстояния, это подтверждается существованием внутренних неоднородностей, называемых *дефектами* кристаллической решетки. На участках дефектов расстояния между атомами меньше, так что для возникновения кристаллического скольжения нужны сравнительно небольшие силы и деформация развивается без нарушения внутренних связей. Но по мере того, как деформация возрастает вследствие увеличения напряжений, этот тип кристаллического скольжения отходит на задний план, потому что дефекты развиваются во время кристаллизации кристаллического материала. Поэтому дефекты кристаллической решетки имеют ограниченные пространственные размеры. Более того, смещение, выходя за пределы единичного кристалла, встречается с более жестким межкристаллическим веществом. В результате необходимы большие силы для развития дальнейшей деформации, выражающейся в деформационном упрочении. Вблизи предела прочности начинает испытываться прочность связей сначала в межкристаллическом материале, и величина сопротивления этого материала начинает приближаться к его максимуму. После этого следует снижение величины сопротивления и развиваются непрерывные поверхности скольжения.

Пластичность влажной глины обусловлена вторичными молекулярными связями между частицами, если отсутствует цементация.

Однако ни одна из этих двух деформационных связей не существует в материале горной породы, в котором преобладают жесткие ионные связи. Вскоре после того, как достигается первая точка перегиба на кривой напряжение—деформация, будет развиваться вызванная двойникованием кристаллов деформация без изменения структуры. Но относительно большую деформируемость без нарушения структуры обнаруживают только каменная соль, слюда и, возможно, кальцит. Следовательно, крепость пород является ограниченной, хотя различия между

конкретными породами бывают значительными. Проходчики туннелей могут подтвердить, что крепость известняка больше, чем гранита, или, другими словами, известняк имеет больший «резерв пластичности». В целом пластические деформации пород в сфере деформационного упрочения связаны с катакластическим повреждением структуры, и в этом случае, вероятно, применимы термины «псевдопластичная» и «катакластически пластичная».

Начало формирования трещин может быть показано с помощью нескольких прямых и косвенных лабораторных испытаний.

1. Непосредственное наблюдение *микротрещин*. Шлоссер [188] исследовал полированные поверхности кубов, вырезанных из каррарского мрамора, которые были подвергнуты одноосному сжатию. Первые признаки скольжения внутри кристаллической решетки и, следовательно, перераспределения атомов появились при нагрузке в 30—40% от общей прочности пород. Истинные микротрещины появляются после нагрузки около 50—60% от прочности породы и имеют межзерновой характер. В противоположность предыдущим они не удаляются полировкой.

2. *Наблюдения в рентгеновских лучах*. Грамберг [67] обнаружил, что для мрамора, испытывавшего сжатие, первые черты катакластического повреждения структуры проявляются в виде трещин растяжения в комбинации с короткими катакластическими поверхностями скольжения. Однако при первичном нарушении гранита возникают только трещины растяжения.

3. Испытания, подтверждающие механическое явление, называемое *эффектом Баусцингера*, в очень свободном использовании этого термина. Образцы сухой окаменелой глины подвергались различным нагрузкам в трехосной камере, причем не все из них доводились до разрушения. После извлечения из камеры они дополнительно подвергались нагрузкам различных типов, например простому сжатию. Было отмечено, что прочность на сжатие снижается при предварительном трехосном уплотнении [121].

4. Испытание на *возрастание абсорбции флюидов* или на *воздухопроницаемость* [69].

5. Наблюдения над изменениями в распространении *микросейсмических* и *ультразвуковых* волн.

Выше обсуждался вопрос о поведении материала пород в образце. Аналогичные характеристики обнаруживаются для массива пород. При малых нагрузках деформация развивается главным образом как результат проскальзывания блоков вдоль существующих ослабленных поверхностей (рис. 2.20). При возрастании нагрузки проскальзывание приводит к возникновению тончайших срастаний, которые вместе с природными сраста-

ниями приводят к деформационному упрочению в точках сцепления блоков. Постепенно появляются трещины растяжения в участках развития срастаний и в асперитах, а также в блоках в направлении, параллельном σ_1 (рис. 2.20, б). Далее следует расширение трещин и развитие отдельных поверхностей скольжения, пока не достигается предел прочности пород (рис. 2.20, в). При так называемом остаточном сопротивлении развивается уже непрерывная поверхность скольжения (рис. 2.20, г).

Катакластические деформации, соответствующие стадиям (в) и (г) на рис. 2.20, стимулируют, следовательно, развитие

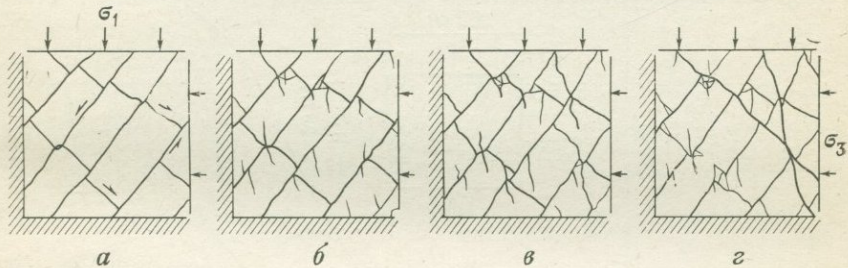


Рис. 2.20. Прогрессирующее разрушение массива пород при нагружении и развитие непрерывной поверхности скольжения

а — при нагружении до 30—40% от общей прочности пород блоки проскальзывают по существующим ослабленным поверхностям; б — при нагружении до 50—60% от общей прочности пород развиваются трещины растяжения; в — в области деформационного упрочения начинают развиваться отдельные поверхности скольжения, не сливающиеся воедино даже тогда, когда достигается предел прочности породы; г — непрерывная поверхность скольжения, развивающаяся только на стадии «остаточного сопротивления».

гетерогенного процесса и выражаются в виде отчетливой поверхности скольжения, наклоненной обычно под углом более 45° (рис. 2.19, а).

Ниже рассматриваются вопросы *хрупкого сдвигового разрыва*. Возникает другое явление, имеющее практическое значение, которое также связано с разрушением структуры горной породы. Это явление — *дилатансия*.

Дилатансия означает возрастание объема, связанное с деформациями скольжения, и была обнаружена в нескольких типах материалов с внутренней структурой (трещинами отдельности). Увеличение объема, возникшее вследствие расширения трещин растяжения, не может рассматриваться как дилатансия. Этот факт часто игнорируется при анализе результатов испытаний. Наилучшим образом дилатансия проявляется при сдвиговых испытаниях, проводимых как на малых образцах пород, так и на крупных блоках (рис. 2.21). В этих испытаниях во время первой стадии сжатия объем уменьшается (кривая V),

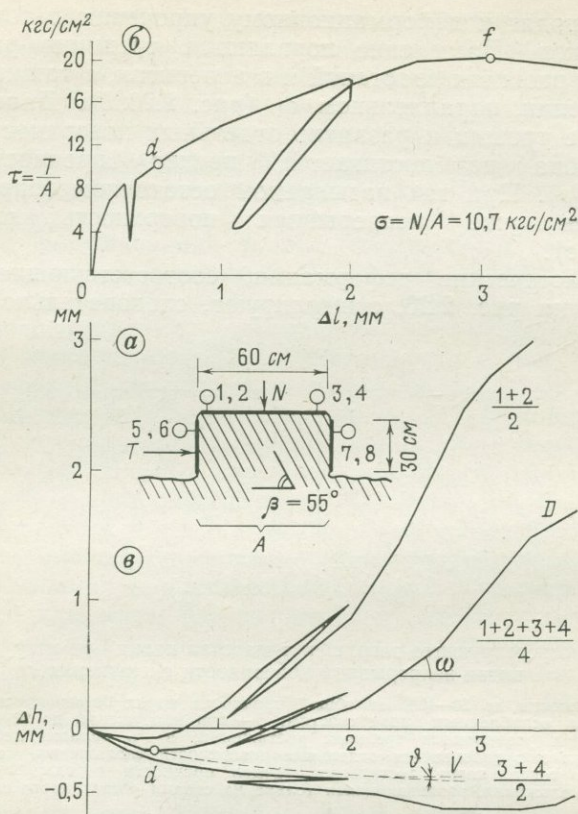


Рис. 2.21. Диаграмма результатов натурального испытания на сдвиг гнейсов.

a — схема испытания: 1, 2, 3, 4 — приборы, измеряющие увеличение высоты, 5, 6, 7, 8 — приборы, измеряющие перемещения блоков; *b* — диаграмма нагрузка—перемещение; *в* — диаграмма, показывающая, что при нагружении, соответствующем точке *d*, начинает обнаруживаться увеличение высоты испытываемых блоков пород.

что является результатом того, что σ_1 возрастает, тогда как σ_3 уменьшается после приложения тангенциальных усилий. Возрастание σ_1 сопровождается уменьшением объема, по величине большим того увеличения объема, которое происходит за счет снижения σ_3 . Начиная с точки *d* (рис. 2.21, *b*), которая расположена недалеко от начала деформационного упрочения кривой напряжение—деформация, объем возрастает. Кривая *D* начинает удаляться от кривой *V*, указывая на дилатансию.

Физическая сущность дилатансии состоит в разрушении участков сцеплений блоков и в повороте частиц или блоков при деформации вдоль поверхности скольжения. Это явление впервые было изучено для плотного песка.

Каково практическое значение дилатансии? Ее развитие может рассматриваться как начало разрушения структуры породы, и точка d имеет большее физическое значение, чем *предел упругости*, который определяется по первому, часто довольно неотчетливому перегибу кривой напряжение—деформация (рис. 2.21, б). Если нагрузка не вызовет превышения точки d , можно предполагать сохранение структуры породы. Следовательно, величина напряжений в *пределе дилатансии* τ_d может рассматриваться как важный параметр в геотехнических расчетах.

Работа вследствие дилатансии производится силой T во время сдвига при разделении на части массива пород. Следо-

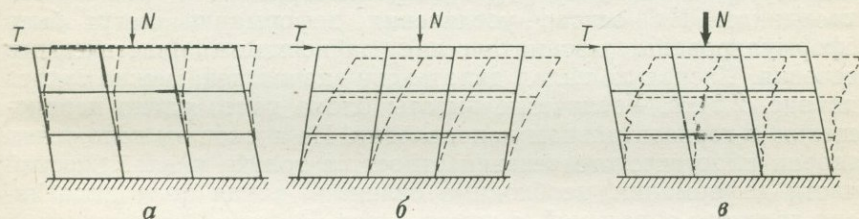


Рис. 2.22. Условная синоптическая модель.

a — модель блока породы, увеличивающегося в объеме при сдвиге; b — модель блока породы, уменьшившегося в объеме при сдвиге; v — модель блока породы, увеличившегося в объеме при сдвиге под действием небольших нормальных напряжений, но уменьшившегося в объеме при сдвиге под действием больших нормальных напряжений.

вательно, для материалов, обладающих дилатансией, сопротивление сдвигу увеличивается благодаря этой составляющей, что отражается в величине угла сопротивления сдвигу. Производимая работа увеличивает свободную потенциальную энергию системы. В большинстве геотехнических проблем во внимание принимается именно потенциальная энергия в гравитационном поле. Эти факты имеют большой практический смысл, что может быть показано при изучении условной синоптической модели, изображенной на рис. 2.22, a . Вследствие приложения силы T к данной системе все ярусы модели деформируются упруго, исключая один, где они деформируются пластично, поскольку работа, необходимая для поднятия точки приложения силы N , должна быть по возможности наименьшей, что способствует минимальному приращению свободной потенциальной энергии. Из этого следует важный вывод: если поведение породы характеризуется дилатантностью, то *поверхности скольжения* развиваются настолько тонкими, насколько это возможно, и толщина их составляет долю миллиметра в глинах, несколько зерен в песке и несколько блоков в массиве породы.

В результате разрушения структуры при развитии дилатансии начинают образовываться поверхности скольжения. Следовательно, ориентировка поверхностей скольжения частично предопределена еще до достижения предела прочности породы. При каждой стадии приращения нагрузок используется внутреннее структурное ослабление и развивается *наложенная анизотропия*. Геометрия крупных деформаций скольжения может быть проанализирована с позиций теории *пластического течения*, одной из основ теории пластичности. Главным в этих анализах несомненно должно быть изучение изменения структуры материала. Дилатансия является важным фактором в определении зависимостей приращения главных деформаций ϵ_1 , ϵ_2 и ϵ_3 , или деформаций ϵ_x , ϵ_y , γ_{xy} , если рассматриваются главные оси координат. На основе увеличения деформации могут быть сформулированы математические зависимости пластического течения. Насколько вклад дилатансии значителен, можно судить по рис. 2.21, в. Увеличение высоты блока почти равно перемещению в горизонтальном направлении. Но поскольку положения теории пластического течения относятся только к пластической части деформации, необходимо отличать, какая доля дилатансии является обратимой, а какая — нет.

Если уменьшение объема, соответствующее кривой V , зависит от общего объема сжимаемого тела, то изменение, представленное кривой D , отвечает только тонкой зоне скольжения. Этим условием пренебрегают особенно часто при оценке результатов лабораторных испытаний на сдвиг в грунтах и породах.

Необходимо напомнить, что в синоптической модели (рис. 2.22) блоки условной скелетной структуры подразумеваются достаточно прочными, чтобы выдержать результирующие сил T и N . Так же можно проанализировать поведение блоков, т. е. материала породы. На величину дилатансии и, следовательно, величину сопротивления сдвигу при деформационном упрочении особенно влияют характеристики горной породы на краях блоков.

Из модели следует, что пластические деформации вдоль тонких поверхностей скольжения сравнительно небольшие в области деформационного упрочения, поскольку они аналогичны перемещению блоков одного наклоненного яруса модели. Остальная часть модели обнаруживает небольшие и относительно упругие перемещения.

В предшествующем рассуждении имеется логическая неувязка: блоки нижнего яруса на рис. 2.22, а испытывают почти такую же нагрузку, как и блоки яруса, которые деформируются пластично. Возникает вопрос: почему же блоки нижнего яруса не испытывают аналогичной деформации? Это может быть

вызвано тем фактом, что структура начинает деформироваться тогда, когда один ярус уже деформирован наиболее благоприятным образом для развития пластического смятия. Тогда возникает другой вопрос: если предположить, что имеется много ярусов, то каково предельное число ярусов, после которого будут повторены вышеизложенные условия и развитие пластического смятия? Можно предполагать, что в крупном массиве пород поверхности скольжения будут развиваться с определенной частотой. Эти вопросы еще не изучены.

Можно сделать другой важный вывод, особенно касающийся подземных работ. При рассмотрении рис. 2.22 было сделано предположение, что один ярус блоков приобретал наклонное положение и в результате увеличивался объем. Что произойдет, если закрепить верхнюю горизонтальную перекладину каркаса модели и предоставить возможность действовать силе T ? Сила N будет спонтанно возрастать из-за *подавления дилатансии*, т. е. в породе будет развиваться вызванное сжатие. Судя по нескольким испытаниям [123], это напряжение достигает многих десятков килограмм-сил на квадратный сантиметр. Возросшая сила N усиливает прочность на сдвиг и, следовательно, является существенной причиной выпора пород.

Инженер-геолог должен не только понимать явления, связанные с дилатантным поведением пород, но уметь измерить величины конкретных характеристик для того, чтобы их можно было ввести в физические уравнения. В процессе дилатантного сдвигового деформирования в породе развивается только тонкая поверхность скольжения, поэтому следует проводить опыты, в которых подобная поверхность может развиваться и в которых возможно измерить величины дилатансии. Например, для грунтов надо выполнять испытание на сдвиг в ящичковых приборах, а для скальных пород — проводить блоковые испытания на сдвиг, как показано на рис. 2.21. Результаты измерений должны интерпретироваться отдельно для пластической и для упругой деформаций. Следовательно, нагрузка, разгрузка и повторная нагрузка должны применяться поочередно.

Необходимо определять величины как пластического, так и упругого перемещений вдоль развивающейся поверхности скольжения, а также упругое и пластическое увеличение объема в направлении, перпендикулярном поверхности скольжения, при различных значениях σ и τ . При интерпретации результатов испытаний и их дальнейшей обработке надо учитывать, что дилатансия развивается только в тонкой зоне скольжения, а не во всем массиве породы. Должна быть отмечена толщина зоны скольжения.

Одним из недостатков полевых блоковых испытаний на сдвиг является то, что угол, образованный между направлениями

главных напряжений и направлением поверхности скольжения, не может быть измерен непосредственно. Однако даже в лабораторных опытах не достигаются правильные результаты. Вопрос о наклоне поверхности скольжения рассматривается в разд. 2.5.

Располагая данными об ориентировке и толщине развивающейся поверхности скольжения, о величине сдвигового перемещения и дилатансии, можно сформулировать зависимость для пластического течения [119]. В результате матрица D (подразд. 2.4.2) дополняется новыми элементами. Так как статические расчеты проводятся с помощью дифференциалов, отражающих стадии реального процесса, необходимо вводить измененную форму изучаемого тела в качестве начального состояния в расчеты каждой последующей стадии. Этим путем можно определить место появления дилатансии. Такая процедура в механике именуется «решением второй степени».

2.4.5. Вязкое (пластичное) поведение пород. Что является физической природой вязкого поведения? В противоположность хрупкому поведению оно связано с уменьшением объема в процессе сдвигового деформирования (отрицательная дилатансия или контракансия). Попытка символизировать ее в форме синоптической модели представлена на рис. 2.22, б. В процессе пластической деформации объем тела уменьшается и точка приложения силы N смещается вниз. Максимальная потеря потенциальной энергии будет происходить тогда, когда наклонятся все ярусы. Следовательно, это не тонкая поверхность скольжения, обнаруживаемая в породе при дилатантном поведении, а *зона скольжения*, развивающаяся с предельно большой мощностью. Иногда в геологических публикациях такое поведение обозначается как *псевдопластичное*, но более правильным термином является «вязкое». При обнаружении этого явления во время полевых работ, например удаления оползневой массы при срезках, поражает то, что вместо отчетливой поверхности скольжения наблюдается переплетение плоскостей скольжения, хотя в корневой части оползня обнажается резко очерченная тонкая поверхность скольжения.

Какие физические условия необходимы для развития контрактантного поведения? Различают два случая. В приповерхностных точках, в которых величины силы N малы, контрактантное поведение может наблюдаться в толще рыхлых пород. Такое поведение является типичным и известно для рыхлого песка и для рыхлых обломочных накоплений на горных склонах. Вязкое поведение наблюдалось в тектонически разрушенных пермских аркозах вблизи Ульманки в Словакии, при проходке туннелем древнего блокового оползня была обнаружена зона скольжения длиной 20 м.

Массивы пород, за исключением рыхлых накоплений, являются дилатантными под действием малых нормальных напряжений, но контрактантными, когда на них воздействуют большие нормальные напряжения. Этот процесс показан на рис. 2.22, в. Если перпендикулярно направленная сила велика, объединение обеих сил приводит к разрушению блоков в ярусах модели и общему уменьшению объема. Возникает мощная зона разрушения. Ясно, что в этом случае важное значение имеет не только пустотность массива породы, но и прочность блоков.

Возникает вопрос о величине давления, необходимой для того, чтобы вызвать вязкое контрактантное поведение породы. Для твердой глины это сжатие составляет примерно 4 кгс/см^2 , для ордовикского глинистого сланца оно достигает $6-7 \text{ кгс/см}^2$ в случае, когда сдвиг происходит по сланцеватости. Филлит и слюдяной сланец при сдвиге по сланцеватости обнаруживают контрактантное поведение при сжатии около 50 кгс/см^2 .

Какое же практическое значение имеет контрактантное поведение массива пород? Происходят крупные сдвиговые перемещения, контрастирующие с относительно малыми перемещениями дилатантного массива пород. После того как под действием возрастающих нагрузок достигается контрактантное поведение породы, значительно увеличиваются деформации, поскольку вся масса породы (общая мощность зоны скольжения) участвует в сдвиговом перемещении. Различие можно видеть по результатам блоковых испытаний на сдвиг, представленным на рис. 2.23. Под действием нормальных напряжений, равных $1,07 \text{ кгс/см}^2$, порода (слабовыветрелый ордовикский глинистый сланец) обнаруживает дилатантное поведение, как показано на нижнем рисунке; для изменения прочности на сдвиг необходимо блоковое перемещение на $1,3 \text{ мм}$. Однако под действием нормальных напряжений в $4,57 \text{ кгс/см}^2$ порода уже проявляет контрактантное поведение, и величина перемещения до достижения предела прочности составляет около $5,4 \text{ мм}$.

Из-за возможных крупных смещений породы, обнаруживающие контрактантное поведение, представляют опасность для инженерных сооружений.

По мере увеличения амплитуды перемещения вследствие развития мощной зоны скольжения большее значение приобретает *длительная деформация*. Она опасна для оснований плотин, опор арочных мостов и т. д. В основаниях каменных плотин, построенных на сравнительно слабых породах, сопротивление давлению воды может быть достигнуто за счет увеличения веса плотины. Этого следует избегать, поскольку контрактантное поведение может возникать в связи с крупными перемещениями блоков и быть опасным, например, для цементной завесы.

При подземных работах контрактансия выражается в «пластичном» поведении пород; такая ситуация известна в горном деле как «работа на критической глубине».

Крупные перемещения, связанные с вязкой пластической деформацией, также могут стать опасными, если только одна

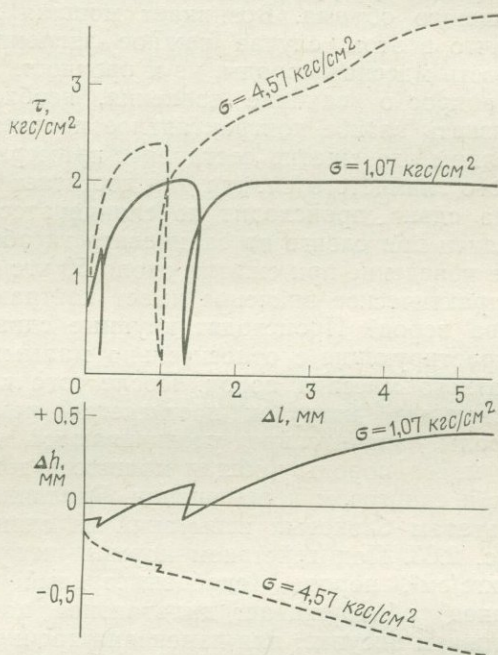


Рис. 2.23. Диаграммы двух испытаний на сдвиг с блоками частично выветрелых ордовикских глинистых сланцев.

Испытание на сдвиг, проведенное при величине нормальных напряжений $1,07 \text{ кгс/см}^2$, показало дилатантное поведение, тогда как при нормальных напряжениях $4,57 \text{ кгс/см}^2$ обнаруживается контрактантное поведение. Направление сдвиговых деформаций перпендикулярно плоскостям клаважа.

часть тела подвергается действию значительных нормальных напряжений и деформируется вязко, тогда как другая часть испытывает дилатантное хрупкое сдвиговое разрушение под действием меньших по величине напряжений. Вследствие различия в характере перемещений развивается типичное *прогрессирующее разрушение*, отвечающее стадии деформационного упрочения. Типичными примерами этого разрушения служат глубокие оползни (разд. 6.4).

Возникает вопрос, как должны быть установлены параметры такого деформационного поведения и каким образом они дол-

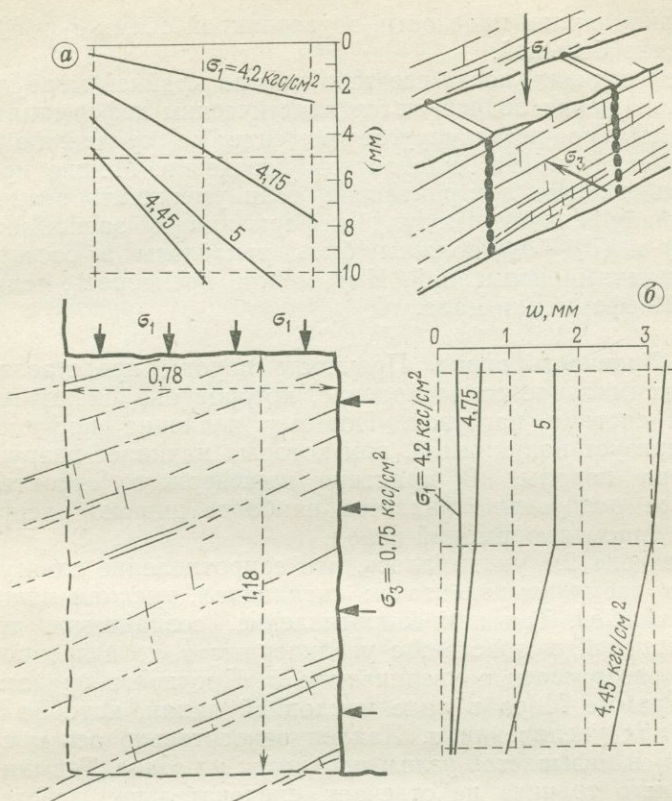


Рис. 2.24. Схема испытания на сдвиг блока породы, отделенного серией пробуренных отверстий.

а — деформация поверхности, на которую действует σ_1 ; б — деформация поверхности, на которую действует σ_3 .

жны быть введены в статический расчет. Предпочтение надо отдавать тем испытаниям, при которых весь образец или блок деформировался по возможности однородно. К породам применимы *сдвиговые испытания по плоскости* (рис. 2.24). После того как по периметру блока пробурены отверстия, создана щель, блок подготовлен к испытанию. Одна сторона блока подвергается нагрузке, соответствующей σ_3 , а другая — нагрузке, соответствующей σ_1 . Условия опыта должны удовлетворять двум требованиям: стороны, подвергшиеся нагрузкам, должны свободно деформироваться и $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$. Первое условие может быть удовлетворено, если между поверхностями блока и создающими нагрузку домкратами поместить несколько плоских домкратов Фрейсине, а второе — если длина блока в направлении,

перпендикулярном плоскости, образованной осями σ_1 и σ_3 , будет достаточно большой.

В тех случаях, когда все тело или по крайней мере мощная зона скольжения подвергаются пластическим деформациям, более приемлемо псевдоупругое решение по сравнению с тем, которое основано на дилатантном поведении. Можно промоделировать явление контрактансии, если уменьшить величину ν . Изменения величин модуля деформации в зависимости от $(\sigma_1 + \sigma_3)$ и $(\sigma_1 - \sigma_3)$ должны быть приведены в соответствие с результатами испытаний. Ими можно пренебречь, если доля упругой деформации мала.

2.5. Прочность пород. Прочность породы представляет собой максимальное сопротивление, которое она оказывает конкретной системе нагрузок. Поэтому величина прочности не характеризует напряжений, при которых начинает разрушаться структура породы. В практике инженерного строительства *сдвиговое разрушение* является наиболее широко распространенным типом деформаций пород.

В разделе 2.1 указывалось, что сопротивление сдвигу обусловлено тремя компонентами: *сцеплением, трением при сдвиге и дилатансией*. Так как сопротивление, создаваемое трением и дилатансией, возрастает с увеличением σ , то и прочность на сдвиг τ_f возрастает с увеличением σ . Прочность представлена на диаграмме Мора в виде наклонной линии, которая поднимается при увеличении σ . Наклон относительно оси σ обозначается ϕ_f и называется *углом прочности на сдвиг*. Термин «угол внутреннего трения» не отвечает, следовательно, действительности, поскольку возрастание, вызванное дилатансией, также выражается величиной угла ϕ_f . В глинистых грунтах сцепление тоже возрастает с увеличением σ , поскольку частицы начинают контактировать более плотно. Точка пересечения с осью ординат обозначается τ_{of} (или τ_0) и отмечает *ограничение прочности*. Вместо термина «ограничение прочности» (τ_{of}) на практике часто используется термин «сцепление» (c).

В связи с проблемами прочности пород на сдвиг следует рассмотреть несколько вопросов.

2.5.1. Компоненты прочности. При рассмотрении прочности конкретной породы практический интерес представляет установление количественных характеристик отдельных компонентов, составляющих общую прочность. Наиболее легко устанавливается дилатансия. Обозначим ее буквой d . Так как точка приложения нормальной силы повышается в процессе дилатансии, можно составить уравнение

$$d = \sigma \operatorname{tg}(\nu + \omega),$$

согласно которому d может быть определено в каждой точке линии D (рис. 2.21, в), и результаты представить в виде диаграммы (рис. 2.25). Определение двух других величин, сцепления c и трения f , значительно труднее; оно основано на представлении о том, что при малых деформациях сопротивление обусловлено главным образом сцеплением, а при больших деформациях — трением. Сцепление исчезает после сформирования поверхности скольжения, и сопротивление сдвигу в породе уменьшается до величины остаточной прочности τ_f .

Поскольку компоненты d и f возрастают при увеличении σ , можно написать выражение $\tau_f = \tau_{0f} + \sigma \operatorname{tg} \phi_f$. Угол сопротивления

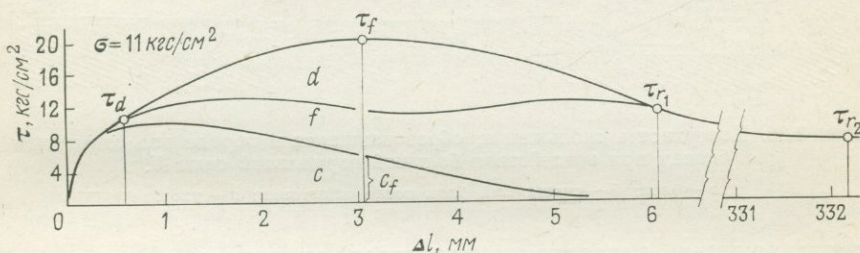


Рис. 2.25. Диаграмма блокового испытания на сдвиг гнейса (горы Высокий и Низкий Есеник).

Используя результаты, приведенные на рис. 2.21, в, определена компонента сопротивления, обусловленная дилатансией d , а оставшаяся часть приблизительно разделена на две другие компоненты: сцепление c и трение f . Величина, на которую сцепление добавляется к прочности τ_f , обозначается c_f . Если достигается остаточное сопротивление, то влияние сцепления и дилатансии исчезает.

сдвигу можно определить экспериментально, и, следовательно, найти величину τ_{0f} , что дает дополнительную возможность для установления величины истинного сцепления (за исключением глинистых грунтов и слабых пород, для которых сцепление возрастает с увеличением σ).

Необходимо помнить, что дилатансия указывает на начало разрушения структуры породы. Так как это разрушение может привести к нежелательным результатам, для практических целей необходимо установить точку начала дилатансии. Начало дилатансии может быть достаточно точно зафиксировано при испытаниях. Как представлено на рис. 2.21, а, при блоковых сдвиговых испытаниях развитие вертикальных колебаний определяется моментом, вызванным силой T , действующей вокруг основания блока. Для исключения этого момента силу T часто прилагают таким образом, чтобы она действовала наклонно в направлении центра основания блока (рис. 2.27). В других случаях силу T направляют так, чтобы она действовала на плоскости основания блока (рис. 2.26). Однако эта методика

не лишена недостатков, поскольку при значительной нормальной силе, даже направленной к центру основания, происходит наклон блока по мере того, как возрастает сила T .

Как уже известно, дилатансия переходит в контрактансию при значительных нормальных напряжениях. Следовательно,

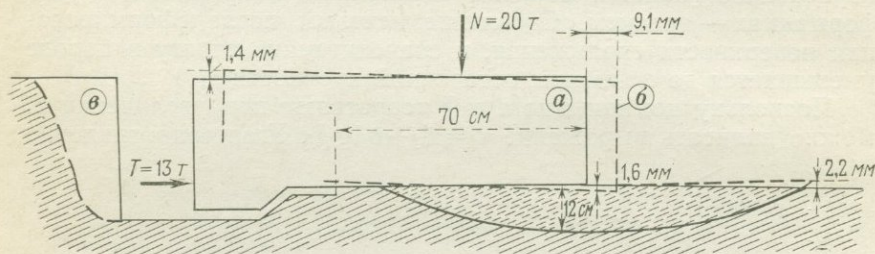


Рис. 2.26. Поверхность скольжения, образовавшаяся в породе под сдвинутым блоком при воздействии большой нормальной силы N .

a — блок; b — смещенный блок после испытания; $в$ — упор.

составляющая дилатансии перестает оказывать влияние на прочность породы. Условным выражением этого служит изгиб линии прочности на диаграмме Мора, приводящий к уменьшению угла ϕ_f .

2.5.2. Ориентировка поверхности скольжения. Положение поверхности скольжения важно для расчета пока-

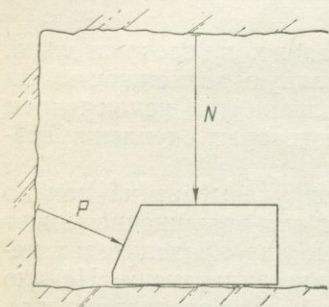


Рис. 2.27. Испытание на сдвиг с блоками при силе P , действующей наклонно.

зателей прочности на сдвиг и для составления уравнений пластического течения пород.

Рассмотрим изотропную однородную породу, прочность которой определяется зависимостью $\tau_f = \tau_0 + \sigma \operatorname{tg} \phi_f$ (рис. 2.28, в). Следует определить величину угла β_f , образованного направлениями σ_1 и поверхности скольжения (рис. 2.28 а, б). На рис. 2.28, в видно, что $2\beta_f = 90^\circ - \phi_f$, и поэтому $\beta_f = 45^\circ - \phi_f/2$.

Эта величина часто принимается при решении практических задач и для расчетов пластического течения. Более редким является случай, когда развиваются две сопряженные поверхности

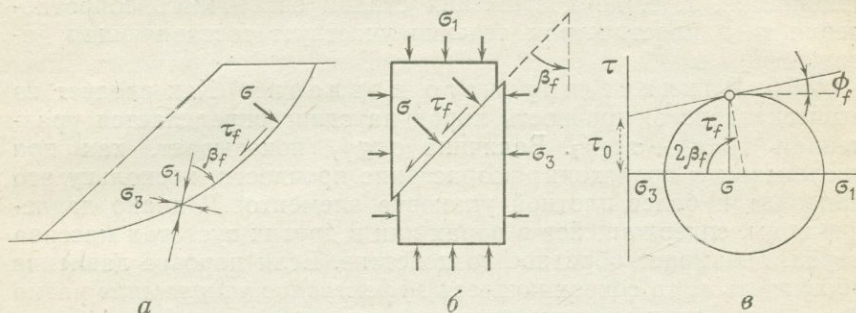


Рис. 2.28. Направление максимального главного напряжения, образующее угол β_f (а, б) с поверхностью скольжения.

Определение теоретической величины угла β_f по кругу Мора (в).

скольжения (рис. 2.29). В действительности величина β_f всегда больше рассчитанной, что доказывается:

а) результатами испытаний;

б) тем обстоятельством, что разрушение структуры породы и развитие поверхности скольжения происходят при напряжениях, меньших, чем прочность породы; поэтому угол сопротив-

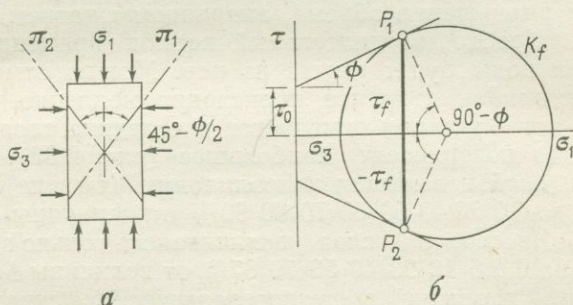


Рис. 2.29. Развитие двух сопряженных поверхностей скольжения в определенных условиях, например когда нагруженное тело может расширяться только в одном направлении, что имеет место в дне выемок или вблизи сбросов.

ления ϕ меньше угла ϕ_f . Известно также, что τ_{\max} действует вдоль плоскости, наклоненной под углом 45° ;

в) соображением о том, что теория пластического течения связана с пластическими деформациями и ее принципы основаны на постулате о максимуме рассеянной энергии; следовательно, только величина угла ϕ , основанная на трении, как

составляющей сопротивления сдвигу, должна вводиться в уравнение $\beta_f = 45^\circ - \phi/2$.

Прежде чем развитие поверхности скольжения полностью закончится, т. е. до достижения стадии остаточного сопротивления τ_r , в пластическом течении участвует составляющая дилатансии.

2.5.3. Влияние порового давления. Как следует из вышесказанного, прочность пород на сдвиг определяется уравнением $\tau_j = \tau_{0f} + \sigma \operatorname{tg} \phi_f$. Величина $\sigma \operatorname{tg} \phi_f$ показывает, как при увеличении σ происходит возрастание прочности, поскольку это приводит к более плотной упаковке элементов. Однако давление воды, содержащейся в порах или в других пустотах массива пород, оказывает обратное воздействие. Если поровое давление обозначить u , то сохраняющееся *эффективное напряжение* равно $\sigma' = \sigma - u$. Так как τ_f изменяется в зависимости от σ' , то величины τ_{0f} и ϕ_f испытывают приращение под влиянием усилия, и в результате может быть написано следующее уравнение:

$$\tau_f = \tau'_{0f} + \sigma' \operatorname{tg} \phi'_f.$$

Огромное значение имеют поровое давление, давление воды в трещинах и восходящее давление, поэтому для каждой изученной в массиве пород точки необходимо устанавливать величину u . Для проницаемых пород u равно гидростатическому давлению грунтовых вод, однако в менее проницаемых сжимаемых грунтах, таких, как глина или ил, поровое давление возрастает при уменьшении объема, вызванном сжатием или контракцией. Необходим длительный период времени, прежде чем излишек воды будет выжат из пор. Можно отметить, что процесс *консолидации* грунта происходит медленно. Наиболее длительная консолидация отмечается в середине слоя, там, где расстояние до поверхности наибольшее (рис. 2.30). Следовательно, если слой испытывал консолидацию (сжатие), обусловленную $\Delta\sigma$ до 10 20 40 50 60 70 80 90% от величины конечного сжатия, то σ' в середине слоя увеличивалось только за счет $\Delta\sigma'$, которое равно 0 2,5 10 23 40 53 70 87% от величины $\Delta\sigma$. Измерение порового давления в гидрогеологических скважинах не точно, так как эти скважины снижают поровое давление в окружающих их грунтах еще до их заполнения водой; для этих целей необходимы специальные пьезометры.

Эффект, аналогичный восходящему давлению, обусловлен силами, воздействующими на частицы грунта вследствие движения воды, или силами фильтрации (подразд. 4.6.3).

2.5.4. Показатели прочности на сдвиг. Наибольшее значение имеют величины прочности на сдвиг по унаследованным ослабленным поверхностям в породах (напластование, сланцеватость, трещины). Мелкие аспериты способствуют учас-

тию в дилатансии и в сопротивлении. При нормальных напряжениях, превышающих 5—20 кгс/см² (нижнее значение для глинистых сланцев, верхнее — для твердых кристаллических пород), дилатансия все еще наблюдается, но постепенно исчезает. Следовательно, первая часть линии прочности, наклоненная к началу координат на диаграмме Мора, показывает существенное участие дилатансии в величине ϕ_f . При большем значении σ' линия наклоняется вправо и ϕ_f уменьшается, и

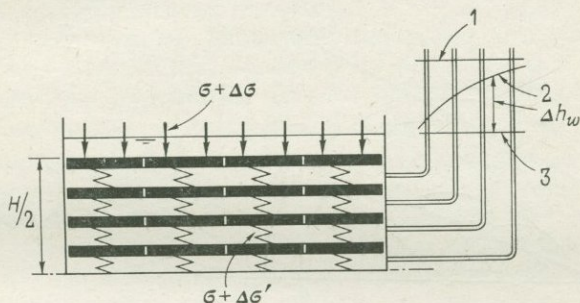


Рис. 2.30. Основная модель последовательной консолидации в верхней части водонасыщенного грунта или слабой породы с низкой проницаемостью.

После приложения дополнительной нагрузки ($\Delta\sigma$) на слой возрастает поровое давление (прямая линия 1, связанная с пьезометрическими уровнями воды). По мере развития консолидации вода вытекает из отверстий межслоевых пустот, пружины сжимаются и поровое давление определяется пьезометрическим уровнем Δh_w в соответствии с кривой 2. По завершении консолидации поровое давление падает до уровня, показанного кривой 3, которая отвечает постоянному уровню грунтовых вод. Грунтовая вода оказывает давление на грунт в соответствии с законом Архимеда.

в математической формуле появляется τ'_{0f} . Это вызвано тем, что аспериты начинают разрушаться.

Параметр τ'_{0f} широко варьирует в соответствии с особенностями асперитов. Там, где открытые трещины имеют глинистое заполнение, величина τ'_{0f} очень мала и ϕ_f соответствует величине, типичной для глин, т. е. около 20°. Присутствие небольшой примеси монтмориллонита достаточно для снижения этой величины до 12°. Величина ϕ_f по гладким поверхностям трещин в граните часто составляет 26°, а для неровных поверхностей — около 32°. Более высокие величины ϕ_f обычны для карбонатных пород (более 28°) и песчаников (до 35°). Кристаллические связи на плоскостях сланцеватости обуславливают более высокие величины прочности на сдвиг; например, амфиболит (с места заложения плотины Далешниц в Моравии) обнаруживает величину τ'_{0f} , равную почти 10 кгс/см² и $\phi_f = 38^\circ$. Однако даже очень слабое выветривание породы резко снижает

величину τ'_{0f} , а ϕ'_f уменьшается примерно до 26° в частично выветрелых породах.

Учитывая значительный разброс величин, необходимо проводить измерения прочности на сдвиг по унаследованным плоскостям. В Европе предпочитают проводить полевые испытания

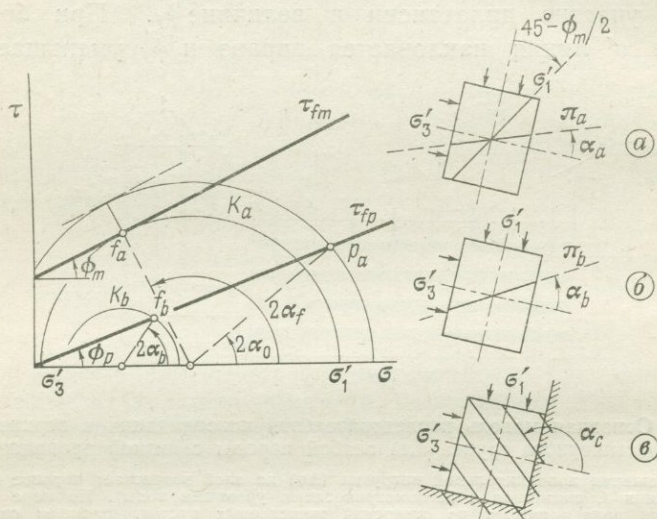


Рис. 2.31. Анализ влияния ослабленных поверхностей на сдвиговую прочность породы.

Порода испытывает сжимающие напряжения σ'_1 и σ'_3 . Прочность породы на сдвиг τ_{fm} и прочность на сдвиг τ_{fp} вдоль существующей ослабленной поверхности π известны. Можно проанализировать, будет ли развиваться скольжение по плоскости π , которая не является поверхностью скольжения в случае (а), поскольку круг Мора K_a касается огибающей τ_{fm} раньше, чем он достигает точки p_a , если возрастает σ'_1 . Следовательно, формируется новая поверхность скольжения, образующая угол $45^\circ - \phi/2$ с направлением σ'_1 . Поверхность скольжения развивается вдоль существующей ослабленной поверхности в случае (б). Круг K_b достигает точки f_b до того, как коснется огибающей τ_{fm} . В случае (в) поверхность скольжения не может развиваться вдоль существующих ослабленных поверхностей, так как этому препятствуют граничные условия.

на сдвиг на блоках, тогда как в США распространены опыты вращательного сдвига на кернах буровых скважин большого диаметра.

2.5.5. Влияние поверхностей ослабления на сдвиговую прочность массива пород. Необходимо выяснить, в какой степени плоскости ослабления способствуют развитию поверхностей скольжения в массиве пород. Пример такого анализа показан на рис. 2.31. В случае (а) на рис. 2.31 поверхность скольжения не может унаследовать ослабленные

поверхности. Однако при большем угле α по ним может произойти разрушение (случай б). Аналогичным образом этот вопрос изучен при угле $\alpha > 90^\circ$ (случай в) при предположении, что разрушение возможно только при скольжении в одну сторону, что обусловлено граничными условиями. Однако результаты, полученные таким способом, часто не соответствуют действительности, поскольку на них влияет также мощность слоев или сцепление блоков во время первого наклона. Тем не менее сравнение результатов расчета с данными полевых испытаний на сдвиг всегда полезно.

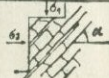
Поскольку натурные испытания на сдвиг являются весьма трудоемкими, Менцл [122] обобщил их результаты в отношении наиболее распространенных типов текстур (табл. 2.1). В нескольких случаях в дополнение к величинам параметров τ_0 и ϕ отмечалось также нормальное напряжение σ , позволяющее провести различие между дилатантной и контрактантной пластическими деформациями.

2.5.6. Влияние среднего главного напряжения. Вопросы, касающиеся прочности пород, рассматривались выше в качестве двумерных задач, исходя из предположения о том, что $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$. Однако могут существовать и другие условия, например при классическом трехосном испытании на цилиндрах $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$. Аналогичная ситуация существует под круглыми основаниями и до некоторой степени на выпуклых откосах выемок. С условием $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$ ассоциируется меньшая прочность, поскольку перемещение частиц, зерен или блоков происходит друг относительно друга в направлениях как σ_2 , так и σ_3 под воздействием σ_1 . В противоположность этому напряженное состояние, соответствующее $\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$, допускает более высокую прочность. Примером этого случая могут служить откосы вогнутого профиля, котлована для цилиндрических сооружений, стволы шахт и т. п.

Эти различия наиболее очевидны для плотного песка. Если испытания в кубическом трехосном приборе показывают угол сдвига 38° в условиях $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$, то при $\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$ величина угла прочности будет равна 42° .

2.5.7. Фактор времени. Некоторые природные склоны обнаруживают медленное перемещение, называемое «крип» (сгеер). Необходимо осторожно использовать этот термин в инженерной геологии, поскольку в механике он имеет иной смысл. Например, замедленность деформации глин может быть вызвана медленной консолидацией в процессе уменьшения объема, вызванного контрактансией. Аналогично требуется определенное время, чтобы произошло дилатантное увеличение объема. Следовательно, прежде чем поверхность скольжения сможет

Текстура породы	Тип трещины	Заполнитель ²⁾	Обычная прочность породы на сжатие (на краях блоков)											
			100 кгс/см ²						500 кгс/см ²					
			Отклонение плоскостей отдельности от оси главного напряжения σ_3											
			0°	30°	60° ³⁾	90°	120°	150°	0°	30°	60°	90°	120°	150°
	Y	S	2 53° 1 42°						7,5 57° 3,5 53°					
			C	0,65 42° 0,3 30°						1 48° 0,35 33°				
	H	S		3 53°	3,4 43°	0,1 35°	2,5 50°	2,2 46°	2 49°	4,8 56°	4,6 46°	0,2 39°	4 54°	2,5 49°
			C	2,6 48°	3 36°	0 25°	1,8 47°	1,4 39°	1,7 41°	4,6 52°	4,6 38°	0 29°	3 50°	2,3 42°
	H	S	2,4 46°	2 40°	0 29°	1,6 43°	1 38°	1,1 38°	3,5 50°	3 42°	0 35°	1,8 45°	1,5 39°	1,8 40°
			C	1,3 40°	1,1 30°	0 21°	1 38°	0,6 31°	0,7 32°	1,6 44°	1,5 33°	0 23°	1,5 40°	1 35°
	K	S	2,5 40°	1,7 37°	0,05 35°	0,7 37°	0,7 38°	0,7 40°	3 41°	3 39°	0,1 39°	1,6 40°	1,5 41°	1,6 43°
			C	2 34°	1,6 34°	0 25°	0,6 29°	0,6 27°	0,6 32°	2,5 36°	2 35°	0 28°	0,9 30°	0,8 31°
	K	S	2,5 36°	2 35°	0 29°	0,5 31°	0,5 32°	0,5 37°	2,6 37°	2,3 36°	0 34°	0,9 32°	0,9 33°	0,9 39°
			C	0,7 30°	0,6 29°	0 21°	0,4 21°	0,4 25°	0,4 32°	1 34°	1 33°	0 21°	0,7 25°	0,7 28°
	SH	S	2,8 48°	1,8 42°	0,1 38°	1,5 40°	1,3 42°	1,2 50°	4,3 53°	4,2 45°	0,15 40°	3,5 53°	2 43°	2,6 53°
			C	2,5 44°	1,4 36°	0 28°	1 34°	1 36°	1,1 42°	4 45°	4 37°	0 32°	2,7 49°	1,8 37°
	SH	S	2,3 40°	1,1 37°	0 30°	1 30°	0,8 32°	1 39°	3,5 42°	3 38°	0 36°	2 46°	1,4 35°	1,7 40°
			C	1,2 39°	1 28°	0 23°	0,6 28°	0,5 30°	0,6 34°	1,3 40°	1,2 29°	0 24°	1 36°	0,8 32°
	X	S	0,25 42°	0,15 38°	0 35°	0 35°	0,15 35°	0,15 36°	0,28 43°	0,2 39°	0,1 38°	0,15 36°	0,2 36°	0,2 37°
			C	0,2 30°	0,1 28°	0 25°	0 28°	0,1 30°	0,1 32°	0,25 32°	0,15 30°	0 29°	0,1 33°	0,15 32°
	X	S	0,2 30°	0,1 29°	0 29°	0 30°	0,1 32°	0,1 33°	0,25 32°	0,15 30°	0 34°	0 34°	0,15 33°	0,15 34°
			C	0,15 22°	0,05 21°	0 21°	0 23°	0,05 25°	0,05 26°	0,15 23°	0,05 22°	0 22°	0 24°	0,1 27°
	I	S	1,7 39°	0,9 36°	0,1 30°	1 35°	1,3 38°	1,4 39°	2,8 40°	2,8 38°	0,2 38°	1,6 36°	1,4 39°	1,5 40°
			C	1,3 34°	0,6 33°	0 25°	0,6 28°	0,7 27°	0,8 31°	2,2 35°	1,8 34°	0 27°	0,8 29°	0,8 30°
	I	S	1,2 34°	0,9 32°	0 29°	0,6 28°	0,6 33°	0,7 34°	2 35°	1,9 34°	0 34°	0,7 30°	0,7 31°	0,8 37°
			C	0,4 29°	0,3 28°	0 21°	0,25 21°	0,3 24°	0,3 31°	0,7 33°	0,5 32°	0 23°	0,4 24°	0,5 28°
	O	S	0,35 37° 0,22 35°						0,45 40° 0,3 36°					
			C	0,1 26° 25°						0,13 33° 28°				



¹⁾ в нескольких случаях отмечается нормальное напряжение σ , указывающее на появление контрактного (вязкого) поведения.

²⁾ S - отсутствует или песчаный; C - глинистый.

³⁾ Сопротивление при $\alpha = 60^\circ$ дается непосредственно по прочности вдоль плоскостей и должно проверяться экспериментально. Минимальное сопротивление может быть при $\alpha < 60^\circ$.

развиться, глины должны абсорбировать необходимое количество воды из окружающего пространства. Колебания температуры, влияние замерзания и периодическое выпадение атмосферных осадков также могут вызывать медленные движения склонов. Однако эти изменения нельзя рассматривать как крип в смысле общей терминологии механики, так как допускаются постоянные внешние воздействия.

До величины нагрузки, не превышающей прочности породы, отмечается понижение скорости нестабилизированного крипа, и процесс стремится к равновесию. Материал, следовательно, способен оказывать сопротивление нагрузке; однако в течение определенного времени после приложения нагрузки он обнаруживает нестабилизированный, замедленный крип. Этот вопрос можно сформулировать следующим образом: какова величина длительной прочности в сравнении с прочностью, определенной в кратковременных испытаниях? Прежде всего необходимо отметить, что лабораторные испытания на прочность обычно проводятся на образцах малой толщины, вследствие чего часто получают недостоверные результаты. Длительная прочность, установленная по таким испытаниям, слишком мала. Однако продолжительные испытания, выполненные таким образом, что бочонковидная деформация цилиндрических образцов была уменьшена (т. е. развитие трещин растяжения было ограничено), привели к *постоянному* крипу при нагрузке, несколько превысившей 85% стандартной прочности. Следовательно, за исключением ситуаций, при которых возможно развитие трещин растяжения (высокие и крутые поверхности пород, высокие стенки подземных камер), снижение стандартной прочности обычно составляет 10—15%. Скемптон [193] приводит снижение прочности у глин на 3,5% с каждым последующим временным циклом. Например, если испытание, проведенное за один час, показывает 100%-ную прочность, то в 10-часовом опыте величина прочности составит 96,5%, в 100-часовом — 93% и в 10⁶-часовом (114 лет) — 79%. Скемптон предложил, чтобы производились 24-часовые испытания, и тогда снижение прочности, соответствующее ожидаемому сроку службы сооружения, например 100 лет, составит 14%.

При дилатантном поведении пород измерение крипа практически невозможно, однако он существует, что устанавливается при испытаниях разгрузкой [127], при которых измеряется сжимающая сила, действующая на закрепленное препятствие. При вязком поведении деформации, вызванные крипом, отчетливо различимы, поскольку деформация возрастает в зависимости от мощности зоны скольжения [111].

2.5.8. Остаточное сопротивление. После того как нагрузка превысила прочность породы, ее сопротивление сдвигу

снижается до остаточного сопротивления τ_{r_1} (рис. 2.25). Величина τ_{r_1} составляет более половины величины наибольшей прочности, и его физическая природа связана главным образом с трением. Однако оно еще не является минимальным сопротивлением, которое обнаруживается только тогда, когда поверхности скольжения становятся гладкими (τ_{r_2}). Для того чтобы величина остаточного сопротивления достигла минимума, необходимы сдвиговые перемещения в несколько дециметров. Величина угла минимального остаточного сопротивления сдвигу составляла 18° в юрских глинистых известняках на оползне Вайонт. Тектонически нарушенный гранит блокового оползня в Ружине (восточная Словакия) обнаружил величину этого угла примерно в 37° . Неогеновые мергели в Брно показали величину $13\text{--}16^\circ$. Возможны и гораздо более низкие величины угла минимального остаточного сопротивления, если в породах содержится повышенное количество глины или монтмориллонита.

2.6. Естественное напряженное состояние пород. Исследование напряженного состояния пород представляет огромный интерес при инженерно-геологическом изучении по многим причинам: во-первых, существующее напряженное состояние пород помогает распознавать процессы, которые определяли в прошлом формирование поверхности земли; во-вторых, оно принимается в качестве начального состояния для статических расчетов; в-третьих, пренебрежение существующим напряженным состоянием может повлечь за собой значительные разрушения во время подземных работ или в больших выемках.

Вертикальные напряжения в массиве пород в основном определяются давлением вышележащих пород γD (где D — глубина от земной поверхности), которое изменяется в зависимости от рельефа местности. Действительная величина напряжений в породах склона и дна долины обычно больше величины, которая определяется по весу вышележащих пород, поскольку главное напряжение, обусловленное весом пород верхних частей склона долины, имеет невертикальную ориентировку. Значительные концентрации напряжений часто отмечаются около подошвы склонов, поскольку они противодействуют подъему дна долины при эрозионных врезках.

Большие расхождения обнаруживаются в величинах *горизонтальных напряжений*. При рассмотрении горизонтальных напряжений в качестве исходной величины обычно принимается «литостатическое» давление (давление в статических условиях). Оно задается из условия, что порода испытывает вертикальную нагрузку (например, за счет собственного веса) и может деформироваться только в вертикальном направлении, поскольку

горизонтальной деформации препятствуют окружающие породы. Это условие — условие нулевой нормальной деформации в горизонтальном направлении — приводит к выражению

$$\sigma_h = K_0 \sigma_v,$$

где σ_h и σ_v — соответственно горизонтальное и вертикальное напряжения, $K_0 = \nu / (1 - \nu)$. Принимая для гранита величину $\nu = 1/7$, получаем $K_0 = 1/6$. Для песка $\nu = 0,33$ и $K_0 = 1/2$, а для водонасыщенных глин $\nu = 0,45$ и $K_0 = 0,82$.

Как уже отмечалось, действительные горизонтальные напряжения обычно отличаются от величины «литостатического» давления. Повышенные напряжения часто обнаруживаются в тектонических депрессиях, в которых перемещения вдоль разломов могут приводить к образованию огромных горизонтальных сил. Высокие горизонтальные напряжения часто отмечаются в равнинных областях как остаточные от древних напряжений, когда мощность перекрывающих пород (к настоящему времени денудированных) достигала нескольких сотен метров. Этот случай не редок в неогеновых глинистых отложениях, например в Карпатском передовом прогибе, в котором были зарегистрированы горизонтальные напряжения величиной от 3 до 5 кг/см². Вес континентального ледникового покрова также приводил к накоплению горизонтальных напряжений в породах, как это имело место в горизонтально залегающих слоистых палеозойских отложениях в Северной Америке. Высокие горизонтальные напряжения часто обнаруживаются в складчатых областях. Эти напряжения повсюду могут иметь современное происхождение, обусловленное неотектоническими процессами. Значительные концентрации остаточных напряжений встречаются под дном долин, так как в процессе эрозионного вреза возможно сближение склонов и породы под дном сжимаются в горизонтальном направлении.

Большие горизонтальные напряжения вызывают в породах деформации, которые в свою очередь уменьшают напряжения, но полностью их не снимают. Горизонтально залегающие слои под дном долины часто изгибаются вверх, и в них появляются горизонтальные пустоты, выполненные вторичным материалом. Поверхность непрочных пород может ундулировать. В породах склонов часто развиваются отдельные поверхности скольжения, наклоненные и исчезающие с глубиной.

С точки зрения инженерной геологии такое состояние пород может иногда рассматриваться как благоприятное (хотя отрицательные эффекты его преобладают); например сооружения, возведенные на породах, которые были ранее напряжены в горизонтальном направлении, испытывают меньшую осадку; также существование горизонтального сжатия способствует снижению



Рис. 2.32. Трещины отрыва в силурийских доломитах Локпорт около гребня американской части Ниагарского водопада.

Трещины параллельны гребню и развиваются в результате освобождения энергии, накопленной в подстилающих глинистых сланцах. Фотография показывает осушенное русло реки в 20 м от гребня водопада (фото Менцла).

растяжения в кровле туннеля (разд. 7.6). Отрицательные последствия имеют более широкое распространение. Горизонтальные перемещения в нижних частях склонов долин вызывают растяжение в верхних частях склонов, что способствует глубокому выветриванию пород. Жесткие породы обычно нарушаются трещинами отрыва, если залегают на слабых породах, которые увеличиваются в объеме после того, как подвергаются разгрузке напряжений вследствие эрозии. Трещины в русле реки Ниагара вблизи гребня американской части Ниагарского водопада (рис. 2.32) приводят к постепенному разрушению гребня водопада и перемещению его вверх по реке. Откосы подводного канала Ниагарской гидроэлектростанции сместились примерно на 9 см по направлению друг к другу, а дно его вспучилось. Аналогич-

ные явления встречены при открытии глубоких котлованов в третичных и меловых отложениях (разд. 6.4). Значительная концентрация напряжений в твердых породах вызывает образование *вывалов* и *горные удары* при проходке туннелей или при подземных горных работах.

На склонах долин, особенно в их верхних частях, в шейках меандр или в тектонических поднятиях в породах отсутствуют горизонтальные напряжения. Такие условия неблагоприятны для проходки туннелей (см. рис. 7.18). Подобных участков следует избегать, особенно при проектировании подземных камер гидроэлектростанций (разд. 7.8). Склоны гор, породы которых не испытывают горизонтального сжатия, часто бывают нарушены глубокими протяженными *трещинами отрыва*, которые способствуют развитию крупных гравитационных движений, например спровоцированных сейсмическими силами, как это наблюдается в Андах.

Таким образом, возникает необходимость в измерении напряжений в массивах горных пород. При проектировании крупных подземных камер проведение такого исследования безусловно необходимо, потому что от его результатов зависит сама возможность создания камер. Методики измерений напряженного состояния горных пород развились в крупную ветвь механики горных пород.

а. *Извлечение материала* — методика, первоначально предложенная Сэчсом (см. [42]) для металлов. После проходки круглого отверстия в породах (например, буровой скважины или подземной выработки) вблизи него измеряются перемещения точек. Если известна общая зависимость между составляющими напряжений и перемещениями точек, то, измерив величину перемещения, можно определить компоненту напряжения. Например, для случая $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma$ упругий расчет дает

$$\sigma = \Delta r \cdot r \cdot E / (1 + \nu) a^2,$$

где Δr — перемещение наблюдаемой точки, r — расстояние от точки до центра отверстия, a — радиус кругового сечения отверстия. Рассчитанное напряжение σ представлено сжатием, если Δr развивается в направлении к центру отверстия. В расчете применяется модуль мгновенной деформации (не зависящий от изменений объема, вызванных консолидацией). Для того чтобы псевдоупругое решение дало удовлетворительные результаты, точки не должны быть расположены в пределах зоны пород, нарушенных концентрациями напряжений вокруг отверстия (разд. 7.6). Но надо иметь в виду, что Δr снижается, если возрастает r , и поэтому r не должно значительно превышать $2a$. Одно из важных практических требований проведения измерений — не повреждать измеряемые точки в процессе

проходки отверстия. Пример применения этой методики в отношении грунтов приведен в работе Зарубы и Менцла [247].

Измерения перемещений по описанной выше методике возможно проводить на обнаженных поверхностях скальных пород. Однако существующее на них напряженное состояние обычно не совпадает с напряженным состоянием внутри массива пород. Поэтому были разработаны методики измерений в буровых

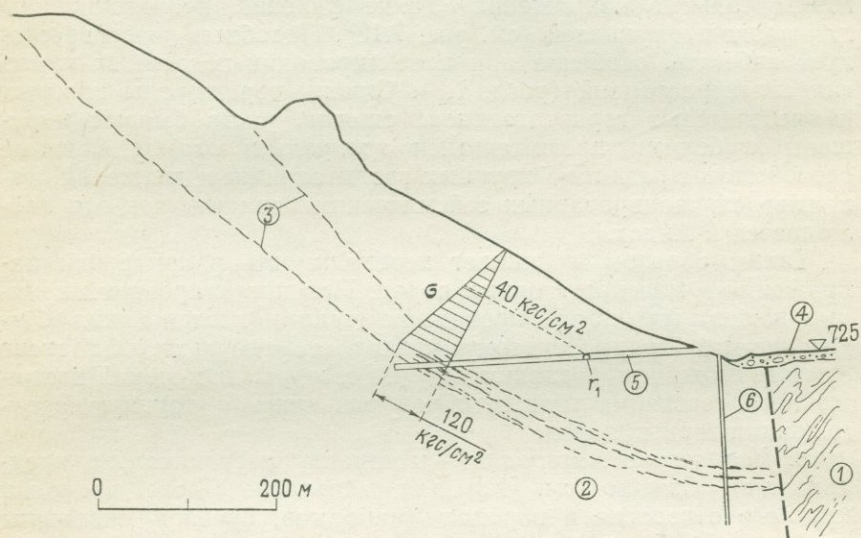


Рис. 2.33. Схематическое изображение статических условий вблизи расчески штольни r_1 , в которой измерялись естественные напряжения на участке плотины Черни-Ваг в Словакии.

1 — тектонически нарушенные глинистые сланцы и кварциты (нижний триас, скифский ярус); 2 — доломит; 3 — предполагаемые ослабленные поверхности; 4 — речная терраса; 5 — эксплуатационная подземная штольня; 6 — буровая скважина; σ — предполагаемая диаграмма напряжений, действующих параллельно склону.

скважинах. Существует несколько методов, но обычно определяют изменения диаметра буровой скважины после того, как в окружающей породе закончится разгрузка напряжений. Это достигается обуриванием скважины алмазной коронкой большего диаметра. Замеры изменений диаметров осуществляются с помощью специальных прессионных камер, помещаемых в первоначальную скважину; это требует чувствительных измерительных приборов.

б. *Метод компенсации деформаций.* Поверхность стенок буровой скважины подвергается настолько сильному давлению, что они возвращаются в первоначальное положение. Для осуществления этого, по-видимому, необходимы напряжения, рав-

ные существовавшим ранее в горной породе. Обычно вместо цилиндрического отверстия используется узкая щель, в которую помещается плоский домкрат Фрейсине, создающий необходимое давление на стенки щели.

Интересно сравнение результатов различных методов измерений, выполненных в разведочной горизонтальной подземной выработке на участке плотины Черни-Ваг (Словакия). Порода представлена крупным блоком доломита, отделенного от остального массива разломом и залегающего на довольно слабом слое брекчии (рис. 2.33). Простой статический расчет, так же как и метод конечных элементов [119], показал величину напряжений около 50 кгс/см^2 для конкретной точки внутри блока. Измеренные величины напряжений составили: $50\text{—}60 \text{ кгс/см}^2$ по методу перемещения точек наблюдения, установленных вблизи пересечения с поперечной выработкой; $30\text{—}32 \text{ кгс/см}^2$ по данным перемещений точек наблюдения, установленных вблизи ствола разведочной шахты; $29\text{—}39 \text{ кгс/см}^2$ по методу компенсации деформаций.

Для того чтобы установить напряженное состояние в конкретной точке, т. е. определить величины и направления главных напряжений (в случае двумерной задачи), необходимо провести измерение *деформаций* ϵ по трем различным направлениям. Для расчета главных деформаций пользуются существующими уравнениями, однако для решения задач инженерной геологии достаточно простых графических приемов обработки деформаций на круге Мора тем же способом, что и в отношении напряжений. Используя зависимости, рассмотренные в подразделе 2.4.2, величины главных напряжений могут быть рассчитаны исходя из величин главных деформаций.

2.7. Статические решения в инженерной геологии. Целью статических расчетов в инженерной геологии является определение условий возведения сооружения и его устойчивости. Необходимые статические расчеты часто затруднены и относятся к сфере деятельности инженеров-строителей, однако кооперирование с ними инженеров-геологов не должно недооцениваться. В инженерной геологии существует несколько подходов к решению статических задач.

2.7.1. Метод аналогий. Инженер-геолог должен участвовать в поиске решения, поскольку он обладает способностью прогнозировать поведение пород в условиях, отвечающих проекту, и умеет оценивать их. В этом ему помогут простые инженерные решения, если только он сможет достаточно критично использовать их. Не могут быть переоценены также богатый опыт, полученный инженером-геологом в результате длительной практической деятельности, и сопоставление с задачами,

решенными в других областях. Подход такого рода был описан как «метод аналогий» в нескольких советских книгах. Так как инженер-геолог не всегда может подтвердить свои выводы результатами «точных» или «академических» решений, его отчет иногда принимается за малодостоверный. Такой подход является ошибочным; мнение инженера-геолога о проекте, основанное на «методе аналогий», должно быть представлено на рассмотрение. Если же его отчет различается с результатами расчетов, то, обратив внимание на конкретные задачи, надо внести обоснованные коррективы не только в предложения, вытекающие из метода аналогий, но также и в решения, полученные по математическим расчетам.

2.7.2. Инженерные решения. Проблемы геотехники затрагивают сложные по морфологии тела и материалы с неопределенными свойствами, что обусловило развитие упрощенных методов расчета, целью применения которых является максимально возможный учет теоретических зависимостей и использование их в дополнение к уже имеющемуся опыту, модельным экспериментам и расчетам. В связи с этим области значимости формул расчетов весьма ограничены, и возникают серьезные проблемы, если формулы используются неопытными или теоретически неподготовленными работниками.

Большинство инженерных расчетов сосредоточиваются на анализе нескольких определенных стадий поведения проектируемого сооружения или тела горной породы. Эти виды расчетов часто именуется «решениями предельного проектирования», наиболее важными стадиями которого являются:

а. *Предельное состояние устойчивости или состояние предельного нагружения.* Сущность этого расчета заключается в определении максимальных сил, которые способно выдержать изучаемое тело. Отношение суммы этих сил к сумме реально действующих сил представляет *коэффициент запаса*. Типичными примерами могут служить расчеты устойчивости склонов (разд. 4.8) или оснований (подразд. 5.2.4). Преимущество такого расчета состоит в том, что устойчивость тела изучается во всем его объеме, в результате чего решение становится относительно простым, а наиболее существенный недостаток заключается в том, что не рассматривается так называемое *прогрессирующее разрушение*. Часто разрушается только одна часть тела, а другие продолжают оказывать сопротивление, и разрушение их происходит позднее. Такой процесс заслуживает внимания, поскольку при этом допустимый коэффициент запаса возрастает; таким образом, инженерное решение превращается в метод аналогий.

б. *Предельное состояние деформации.* В проектировании часто применяется сравнение величин рассчитанных осадок в не-

скольких точках предполагаемого сооружения и таким путем проверяется надежность последнего. Такой подход, обычный при проектировании зданий (разд. 5.2), имеет несколько достоинств: предполагаемая величина нагрузки на породу или грунт основания ограничивается действительной ее величиной, что позволяет более широко применять псевдоупругие решения (подразд. 2.4.3); результаты этого решения можно сравнить с действительной осадкой, измеренной после строительства сооружения. Благодаря подобного рода сравнениям некоторые детали статического расчета могут быть доработаны. К сожалению, подобные методы еще не разработаны для откосов котлованов.

в. Предельное состояние начального разрушения или критическое состояние. Выше упоминалось об опасности прогрессирующего разрушения. Оно может возникать даже тогда, когда коэффициент запаса значительно превышает единицу. Например, на откосах выемок возникают трещины, через которые возможно просачивание воды, в результате чего вероятность полного разрушения откоса становится вопросом времени. Однако в отношении этой задачи не существует никакого инженерного решения. В качестве предварительного подхода к решению данной задачи можно рассматривать расчеты устойчивости, в которых вместо прочности на сдвиг вводится сопротивление при пределе упругости или сопротивление в начале дилатансии, а коэффициент запаса используется настолько, насколько этого требует данное решение.

2.7.3. Более точные решения. Наблюдения за поведением изучаемого тела от начала деформаций до первых трещин и далее непосредственно до разрушения, при возможности определения конкретного состояния в качестве критического, приводят к применению двух методов:

а. Модели из эквивалентных материалов. Одним из наиболее важных достоинств этой методики является то, что процесс, происходящий *in situ*, воспроизводится предельно реально. Термин «эквивалентные» подразумевает, что зависимости между геометрическими параметрами (размеры, смещения), так же как и между физическими свойствами модели, должны соответствовать параметрам и свойствам природного прототипа. Шкала размеров $\alpha_L = L_m/L_p$ (L_m — длина модели, L_p — длина прототипа) применяется преимущественно от $1/20$ до $1/100$. Шкала объемных весов определяется свойствами пород и материала модели, $\alpha_\gamma = \gamma_m/\gamma_p$. Если обе эти шкалы учтены, то уравнением $\alpha_\sigma = \sigma_m/\sigma_p = \alpha_\gamma \cdot \alpha_L$ определяется шкала величин, имеющих размерности кгс/см² (напряжение, прочность, модуль деформации). Величина угла прочности на сдвиг ϕ сохраняется одинаковой и на модели, и в прототипе.

Модель создается на стенде в соответствующем масштабе, а чтобы исключить влияние трения о стенки установки, толщина модели должна быть не менее 50 см. Смещения и напряжения в модели меньше происходящих в действительности соответственно в α_L и в α_σ раз, поэтому необходимо использовать очень чувствительные измерительные приборы, которые, кроме того, не должны влиять на развитие напряжений и деформаций в модели. Конструирование измерительных приборов и их практическое исполнение представляют трудные задачи в моделировании.

Материал модели должен характеризоваться углом ϕ , равным углу ϕ для природного прототипа, а его деформационные и прочностные характеристики должны подчиняться зависимостям α_L и α_σ . Обоим условиям удовлетворяют материалы модели, имеющие, с одной стороны, малую, но точно контролируруемую величину τ_0 («сцепление»), а с другой — высокий модуль деформации. Применяется несколько видов материалов: ферросилиций (похожий на стальные шары) или баллотини (стеклянные шары) в основном от 0,06 до 0,1 мм в диаметре. Эти материалы смешиваются с небольшими количествами глицерина, бентонита или синтетической смолы либо смачиваются водой для снижения сцепления, однако в этом случае угол прочности на сдвиг составляет 15—30°. Поэтому часто используются материалы, характеризующиеся большим углом трения, например песок, или же модель необходимо составить из мелких блоков.

Метод моделирования успешно применялся для решения задач в горном деле (Горный институт чехословацкой Академии наук). Этот метод является уникальным, способным воспроизводить процессы, в которых могут быть исследованы и поставлены под контроль способы дезинтеграции и разрушения.

Однако создание моделей — дело нелегкое, и еще не найдены материалы, которые по своим упругим свойствам, механизму пластического течения, по типу разрушения и по прочности могли бы выдерживать вышеуказанное отношение α при всех деформациях.

Моделирование на эквивалентных материалах является достижением инженеров-геологов, поскольку они могут создавать модели в пределах знаний механики и сравнивать структурные изменения и процессы с наблюдаемыми в натуре.

6. *Математические решения.* Достижения вычислительной техники, обеспечивающие возможность решения тысяч уравнений, способствуют проведению расчетов структур, состоящих из огромного числа элементов. Среди этих методов наибольшим распространением пользуется *метод конечных элементов*. Изучаемый массив пород (например, разрез долины — решение двумерной задачи) разделяется на сеть элементов в основном

треугольной формы. На участках, где ожидается изменчивость напряженного состояния, создается более частая сеть элементов. Каждый элемент характеризуется механическими свойствами, отвечающими свойствам породы данного участка. Предполагается, что при нагружении по всему сечению, составленному из элементов, развиваются однородные или неоднородные поля напряжений и деформаций. Допускается, что внешние силы (нагрузка, сила тяжести) действуют только в углах элементов. Следовательно, зависимости между смещениями углов и составляющими сил, действующих на этих углах, можно выразить в виде формулы. Однако углы элементов — это те точки, где элемент взаимосвязан с другими элементами и в которых происходит разделение общих действующих сил и общих смещений. Таким образом, между всеми элементами возникает связь, которая может быть выражена математически в виде длинного ряда линейных алгебраических уравнений.

При применении этого метода необходимо предусмотреть, чтобы наиболее важные напряженно-деформационные характеристики пород были бы учтены. Разделы 2.4 и 2.5 написаны с учетом этого требования.

Этот метод вошел в практику инженерной геологии. Полученные результаты близки к реальности, если механические свойства были точно установлены, а зависимости не были чрезмерно упрощены. Желательно сравнение результатов расчетов по МКЭ с данными других методов.

2.8. Классификация пород. Создание инженерно-геологической классификации пород не является целью исследований, но она может быть полезной, так как облегчает передачу информации и обмен опытом. Классификации были разработаны в инженерной геологии для сравнения изучаемых пород с теми, свойства которых были установлены ранее. Это позволяет определить, какие из свойств изучаемой породы имеют наибольшее значение, какие испытания надо провести, какие ожидаются величины характеристик и каким образом результаты испытаний будут использованы при анализе конкретной проблемы.

2.8.1. Грунты. Наиболее широко распространена прикладная классификация, разработанная Казагранде [29] для *грунтов*, которые он предлагает обозначать индексами. В Чехословакии эта классификация принята в качестве стандарта для плотин.

Методика, предложенная Казагранде, начинается с удаления частиц размером более 3-х дюймов (7,5 см) из анализируемого грунта. Далее грунт разделяется на грубозернистый и тонкозернистый на ситах № 200 (0,074 мм, что соответствует размеру таких частиц, которые могут быть различимы невооруженным глазом) и 50 %-ный критерий.

а. *Грубозернистый грунт* классифицируется как *гравий* (G), если он содержит более 50 вес. % зерен размером более 4,76 мм. В противном случае это *песок* (S).

Гравий подразделяется на:

чистый гравий, содержащий менее 12% тонких частиц (0,074 мм, сито № 200); окончательная классификация осуществляется по коэффициентам однородности и кривизне; если первый из коэффициентов больше 4, а второй больше 1 и меньше 3, такой гравий классифицируется как *хорошо сортированный* (GW), в противном случае это *плохо сортированный гравий* (GP);

загрязненный гравий, содержащий более 12% тонких частиц; он классифицируется как *илистый гравий* (GM) или *глинистый гравий* (GC) при использовании такого же критерия, как и для дисперсных грунтов.

Аналогично пески подразделяются на:

чистые, хорошо сортированные пески (SW), если они удовлетворяют такому же критериям, что и гравий, но с коэффициентом однородности больше 6;

чистые, плохо сортированные пески (SP);

илистые пески (SM);

глинистые пески (SC).

Показатель сортированности используется и для «загрязненных» песков: гравий, содержащий 10% тонких частиц и обладающий коэффициентом однородности 20, коэффициентом кривизны 2 и показателем пластичности 6, может быть классифицирован скорее как GW—GM, чем как GW—GC.

б. *Тонкозернистый грунт* содержит более 50% тонких частиц (размером меньше 0,074 мм). Дальнейшая классификация проводится по пределам Аттерберга (подразд. 2.3.2); различают *илы* (M), *глины* (C) и *органические грунты* (O). Другой критерий определяет величины пределов Аттерберга: низкие (L), например для «тощих» глин, и высокие (H), например для «жирных» глин. Эта классификация основана на диаграмме, показанной на рис. 2.34. Возможно, при рассмотрении этой диаграммы покажется поразительным, что илистые грунты также могут обладать высокими величинами пределов Аттерберга, однако такие грунты существуют. Например, грунты Восточно-Словацкой низменности, содержащие большое количество слюдястых и тонких диатомовых частиц, обладающих малым удельным весом, могут быть отнесены к группе (H), но эти грунты обнаруживают только слабое сцепление.

Эта классификация отвечает на несколько практических вопросов; примеры приведены в разделе 8.10. Для решения других задач необходимо знать состояние грунтов, например плотность песков.

2.8.2. Скальные породы. К сожалению, подобной прикладной классификации не существует для скальных пород вследствие того, что они обладают сложной *макроструктурой*. Несколько прикладных классификаций было разработано для отдельных типов структур, например для целей проходки туннелей (разд. 7.7). Табл. 2.1 также представляет попытку типизировать породы с целью установления их прочности по методу аналогий.

Наиболее общая классификация скальных пород основана на интенсивности трещиноватости. Так, Дир [37] рекомендует,

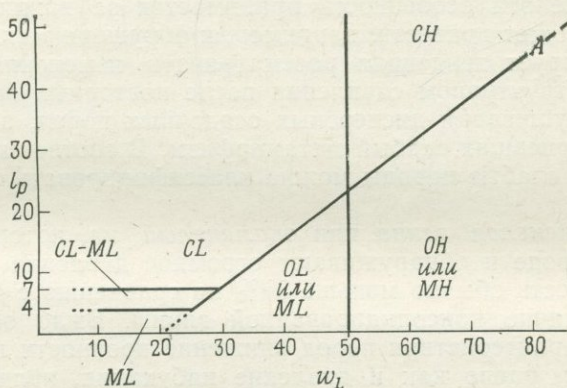


Рис. 2.34. Классификация грунтов по Казагранде [29].

чтобы трещины с расстояниями менее 5 см рассматривались как очень близкие, при интервалах между ними 5—30 см — как близкие, от 30 см до 1 м — как умеренно близкие, при 1—3 м — как удаленные и при более 3 м между ними — как очень удаленные. Дополнением к этой классификации служит классификация пород, основанная на размере блоков.

Улучшенная прикладная классификация скальных пород (см., например, [31]) состоит в выделении групп пород на основе анализа наиболее важных показателей их свойств (разд. 2.3). Однако Котс совершенствует эту классификацию, применяя в качестве важной характеристики механические деформации пород. Согласно Котсу, породы классифицируются на основе их хрупкого или вязкого поведения при разрушении. В качестве возражения можно указать, что характер разрушения зависит не только от типа породы, но и от величины гидростатических напряжений, т. е. от граничных условий (подразд. 2.4.4 и 2.4.5).

2.8.3. Слабые породы. Некоторые вопросы классификации этих пород были затронуты в разделе 2.3.4. С инженерно-геологической точки зрения классификация слабых пород имеет большое значение. Какие породы следует относить к категории слабых: те, которые распадаются при погружении в воду [151], или те, которые дезинтегрируют не в воде, а после увлажнения и замерзания, или же к ним относить все породы, имеющие прочность на сжатие меньше произвольного предела (например, 500 кгс/см²). Во многих странах инженеры-геологи воздерживаются от рассмотрения дезинтеграции, вызванной замерзанием, в качестве классификационного критерия. Однако в Центральной Европе эта особенность принимается за важный фактор, который может привести, например, к обрушению склонов.

Доминирует тенденция рассматривать изменения, происходящие в структурном сцеплении после повторных водонасыщения и высушивания дисперсных осадочных пород, а также пород, претерпевших слабый метаморфизм. В соответствии с этим критерием слабые породы можно классифицировать следующим образом:

а. *Окаменелая глина* или *окаменелый ил*, которые распадаются в воде и обнаруживают огромное давление набухания. Их пористость обычно меньше 30% по сравнению с 40% пористости частично консолидированной глины. Было обнаружено, что для характеристики пород снижение прочности после водонасыщения, равно как и давление набухания, является более важным, чем прямое изучение степени дезинтегрирования в воде. Пределы Аттерберга дают для этого лишь ограниченную информацию. Окаменелые глины и илы часто обладают вследствие больших давлений уплотнения *слоистой текстурой*, и в этом случае они называются *глинистыми сланцами*. Пористость глинистых сланцев часто меньше 20%. Глинистые сланцы, содержащие меньше 50% частиц размером менее 0,002 мм, называются *илистыми сланцами* (алевролитами). Если присутствует значительное количество песка (около 25—45%), то они называются *песчанистыми сланцами*. Наличие органического вещества усиливает дезинтеграцию.

б. *Аргиллиты* и *алевролиты* — это глинистые породы, которые претерпели небольшую начальную перекристаллизацию, вызванную высокими давлениями. Пористость их часто меньше 10%. Вследствие слабого метаморфизма частицы приобретают определенную ориентировку, но слабые кристаллические связи препятствуют дезинтеграции при увлажнении; однако они распадаются при замерзании.

в. Породы с кристаллическими связями представляют переходные типы между *прочными* и *слабыми породами*. По характеру кристаллических связей выделяются две группы пород.

Цементационные типы, в которых связи обусловлены присутствием твердых веществ. Типичными примерами являются *известковистые сланцы*, содержащие 25—35% карбоната кальция. Однако с точки зрения механического поведения породы значение имеет как количество твердого вещества так и характер его распределения. Известковистые сланцы поэтому могут также дезинтегрировать в воде, и в таком случае в инженерной геологии они классифицируются как *глинистые* (или *илистые*) *сланцы*.

Кристаллические типы, которые претерпели более интенсивную перекристаллизацию. Их пористость обычно меньше 7%; порода не дезинтегрирует при увлажнении, а распадение ее при морозном воздействии представляет длительный процесс. К этой категории пород относятся *хлоритовые сланцы* и некоторые типы *филлитов*.

ВЫВЕТРИВАНИЕ ПОРОД

Все строительные котлованы, пройденные до коренных пород, прежде всего вскрывают выветрелые породы; свежие неразрушенные породы редко залегают на поверхности земли или вблизи нее. Отсюда следует, что инженеру надо знать свойства выветрелых пород, обычно отличающиеся от свойств сохранных пород, а также иметь представление о процессах, вызвавших физические и химические изменения в массиве.

Мощность и характер выветрелых зон различны и зависят от типа пород, агентов выветривания, длительности процессов выветривания, уклонов дневной поверхности, скорости и способа сноса выветрелого материала.

Под термином «выветривание» обычно понимаются процессы механической дезинтеграции и химического разложения пород, вызванные природными факторами и деятельностью человека. Выветривание происходит большей частью за счет температурных изменений, инсоляции и быстрого охлаждения пород, их промерзания, химического воздействия просачивающихся вод, влияния корневой системы растений, выхлопных газов и т. д. Характер выветривания в большой степени зависит от климатических условий. Например, в аридных районах механическое (или физическое) выветривание зависит главным образом от температурных изменений, и тонкие продукты распада легко переносятся ветром. В полярных и высокогорных районах основным фактором разрушения пород являются попеременное промерзание и оттаивание. В умеренных и особенно в тропических районах с теплым и влажным климатом происходит глубокое химическое разложение пород.

Если климатические условия в данном районе остаются длительное время без изменения, то вблизи дневной поверхности формируется типичная зона выветривания, строение и мощность которой зависят от климатических особенностей района и состава исходных пород. В некоторых местах под покровом молодых отложений сохраняется древняя кора выветривания, по которой можно судить о климатических условиях в соответствующем геологическом периоде.

Процессы механического (или физического) и химического выветривания обычно развиваются одновременно, но в зависимости от климатических условий района может преобладать один из этих двух процессов.

3.1. Физическое выветривание. Этот тип выветривания приводит к раздроблению и последующей дезинтеграции пород до мелких частиц без химического их изменения. Физическое выветривание является главным образом результатом изменения напряженного состояния приповерхностных слоев. Если напряжение увеличивается настолько, что превышает прочность пород, последние дробятся. Напряженное состояние изменяется вследствие 1) разгрузки при удалении вышележащих пород под действием процессов эрозии; 2) замерзания воды в трещинах; 3) роста кристаллов; 4) объемных изменений в породах под влиянием температуры; 5) разрушительного действия растительности, особенно корней.

В областях с умеренным климатом физическое выветривание проявляется относительно слабо. В глубоких эрозионных долинах основным фактором является разгрузка. В высокогорных районах с резкими перепадами температур породы разрушаются от объемных изменений и под действием сил, возникающих при образовании льда в трещинах. Механическое разрушение пород при образовании новых кристаллов, например при переходе пирита в сульфаты, вообще происходит сравнительно редко. Если отложения содержат значительное количество гипса, рост его кристаллов вызывает разрыв трещин и поверхностей напластования. Механическое воздействие корней растений, как правило, ограничивается неглубоко залегающими прочными породами.

3.1.1. Образование трещин при разгрузке. Релаксация напряжений при разгрузке массива пород — весьма существенный фактор, особенно потому, что во многих случаях он является началом непрерывного процесса выветривания. Разрушительное действие воздуха, воды и корней растений проявляется только тогда, когда эти агенты проникают в массив по трещинам, расширенным при разгрузке.

Давление, при котором образуются осадочные и изверженные породы, значительно выше того, при котором они находятся будучи поднятыми тектоническими или обнажены эрозионными процессами. В свою очередь атмосферное давление на поверхности земли значительно ниже давления даже на сравнительно малой глубине от дневной поверхности или уровня моря. Каждые 10 м морской воды или 4—5 м породы увеличивают давление примерно на 1 кгс/см².

Разгрузка приводит к снижению всестороннего давления в массиве пород, которые, освобождаясь от внутренних напряжений, увеличиваются в объеме. Незначительное расширение пород проявляется в виде микросмещений вдоль первоначальных поверхностей ослабления, т. е. по плоскостям напластования в осадочных породах или по системе трещин в изверженных. Первичные открытые трещины в некоторых массивных породах, таких, как песчаники или граниты, встречаются сравнительно редко. Однако в процессе постепенной эрозии вышележащих пород в массиве формируются трещины пластовой отдельности, т. е. происходит отслаивание концентрических оболочек или пластин толщиной в несколько дециметров с обнаженной поверхности пород. По мере развития процессов разгрузки трещины постепенно распространяются в глубь массива.

Величина остаточных напряжений в массивах пород поразительно велика. Замечено, что извлеченные на поверхность гранитные блоки могут увеличиваться в объеме до 0,1%. Высвобождением остаточных напряжений объясняется также коробление и внезапное выдавливание тонких плиток пород, что наблюдается иногда во вновь открытых карьерах или в котлованах, пройденных на дне долин.

Трещины разгрузки редко распространяются на глубину более нескольких десятков метров от дневной поверхности, так как дальнейшему их развитию препятствует вес вышележащих толщ пород. В глубоких туннелях и подземных выработках остаточные напряжения проявляются в «стрелянии» и выбросах породы со стенок и подошвы вновь вскрытых участков. В связи с этим необходимы специальные предосторожности для защиты рабочих и оборудования и проведение взрывных работ в конце рабочего дня, чтобы за ночь выравнились напряжения в массиве.

Дробление породы в результате разгрузки представляет серьезную проблему при строительстве плотин в глубоких эрозионных долинах. Проходка котлована под такую плотину вызывает разгрузку коренных пород, что сопровождается развитием трещин и выдавливанием отдельных блоков. Проходка котлована вглубь до «ненарушенных» пород связана с большими денежными затратами, однако приводит лишь к дальнейшему разрушению массива. Подобное явление наблюдалось, например, в гранитном основании плотины Гранд-Кули на реке Колумбия и в андезитах, вскрытых котлованом плотины Боулдер на реке Колорадо. Вновь образовавшиеся трещины должны быть подвергнуты контактной цементации немедленно после укладки первых слоев бетона.

3.1.2. Замерзание воды в трещинах. В обычных атмосферных условиях вода, превращаясь в лед, увеличивается

в объеме на 9%, что сопровождается ростом давления и выделением скрытой теплоты. Чем выше поднимается давление, тем сильнее должна снижаться температура, способствуя продолжению процесса льдообразования. На рис. 3.1 показано давление, необходимое для снижения температуры (точки) заморзания воды на несколько градусов: всестороннее давление в 200 атм снижает точку заморзания примерно на 2°C.

Морозное выветривание более заметно проявляется во влажном климате, особенно в высокогорных районах, где суточная

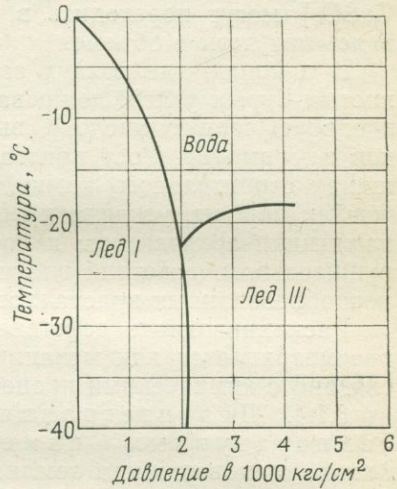


Рис. 3.1. График зависимости температуры (точки) заморзания от давления [36].

При давлении до 2100 кгс/см² вода остается в жидком состоянии при температуре до -22°C. При более высоком давлении образуется лед типа III, более плотный, чем лед I.

температура колеблется около точки заморзания. В солнечные дни талые воды заполняют трещины в породах, залегающих близко от поверхности, ночью вода замораживает в них. Попеременное замораживание и оттаивание разрушает породу, слагающую горные склоны. Обломки разрушенной породы скатываются к подножию склонов, в особенности во время весеннего снеготаяния, образуя здесь осыпные конусовидные скопления. Дорогам в горах, таким образом, могут угрожать камнепады, для защиты от которых возводят стенки или устраивают бермы.

Форма осыпных склонов зависит от размеров и сглаженности поверхности обломков пород. Чем крупнее и грубее обломки, тем круче откосы конусовидных осыпей. Плоские и гладкие обломки сланцев и твердых мергелей образуют откосы крутизной 25—30°, угловатые обломки гранитов держат откосы в 35—40°. Водонасыщенные осыпи имеют более пологие склоны; они легко размываются сильными ливнями и разрушаются во время землетрясений.

3.1.3. Кристаллизация новообразующихся минералов. Дождевые воды, проникающие в породу, всегда содержат следы растворенных веществ, количество которых увеличивается по мере продвижения воды через поры и трещины. При испарении или промерзании раствор становится насыщенным и из него выпадают соли. Рост кристаллов сопровождается повышением давления, разрывающим породу подобно тому, как это происходит при разрастании кристаллов льда. Если в породе содержится достаточное количество воды, некоторые содержащиеся в ней безводные минералы (например, ангидрид, CaSO_4) могут переходить в гидраты ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$), увеличиваясь при этом в объеме.

В районах, где воздух загрязнен дымом от сжигания сернистых бурых углей, дождевая вода практически превращается в слабую серную кислоту, вызывающую растворение известняков и мраморов. Рост кристаллов гипса, образующегося в трещинах строительного камня, приводит к отслаиванию тонких чешуек породы, ускоряя процесс выветривания. Многие старые памятники архитектуры и постройки носят на себе следы разрушительного действия влаги, загрязненного дымом воздуха и новообразованных кристаллов гипса.

Расклинивающее действие вновь образующихся кристаллов рассматривается как механическое выветривание, но оно тесно связано с химическими процессами.

3.1.4. Дезинтеграция пород под влиянием температурных изменений. Породы, залегающие близко от поверхности земли, испытывают температурные колебания, которые также способствуют их разрушению. Днем под действием солнечных лучей породы нагреваются, а ночью остывают, и если они не обладают достаточной теплопроводностью, температура поверхностных слоев их будет значительно выше, чем более глубоких. При таких условиях в породах возникают напряжения, вызывающие образование системы трещин, вдоль которых происходит тонкое отслаивание породы.

Степень разрушения породы под действием попеременного нагревания и охлаждения зависит от теплового расширения минералов, их цвета (темные минералы поглощают больше тепла, чем светлые) и размера зерен. Однако в зоне умеренного климата эффект такого рода физического выветривания небольшой, даже если суточные изменения температуры в нагреваемой толще пород значительны (рис. 3.2); оно сильнее проявляется в пустынях, где амплитуда изменения суточных температур очень велика.

3.1.5. Влияние растительности. Участие растительности и других живых организмов в процессе выветривания пород зависит от климатических условий. Во влажном тропиче-

ском поясе с буйной растительностью влияние последней сказывается довольно сильно. В засушливых районах (пустынях) скудность растительности ограничивает влияние этого фактора. Корни кустарников и деревьев, проникая и разрастаясь в трещинах, оказывают давление на их стенки, под влиянием которого трещины постепенно расширяются, что способствует дождевой воде глубже проникать в толщу породы. Установлено, что корни бука и лиственницы менее активны в этом отношении, чем

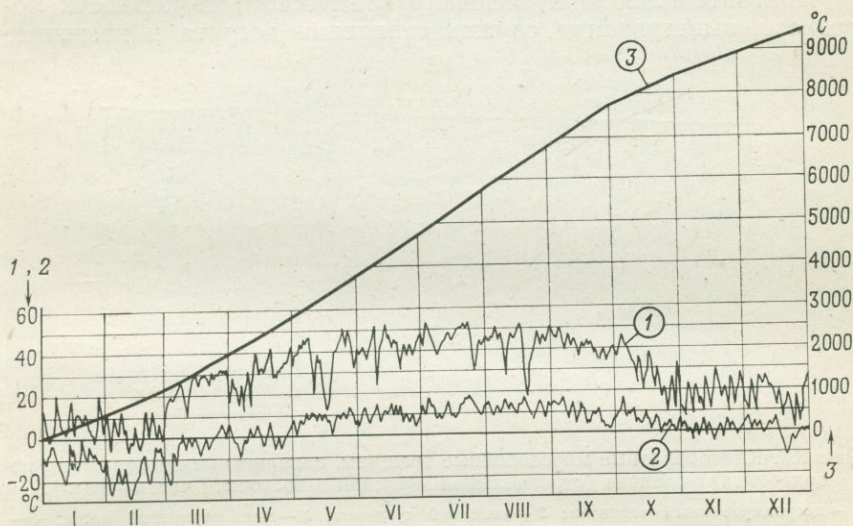


Рис. 3.2. График изменения дневных и ночных температур на поверхности земли [228].

1 — максимальная дневная температура в солнечный день; 2 — минимальная ночная температура; 3 — интегральная кривая наибольших дневных перепадов температуры. Римскими цифрами обозначены месяцы в году.

корни дуба и сосны. Гумусовые кислоты и другие органические вещества ускоряют процесс химического выветривания пород.

3.2. Плейстоценовое физическое выветривание. В Центральной Европе физическое выветривание интенсивнее всего развивалось в плейстоценовое время, когда климат перигляциальных районов находился под влиянием крупного оледенения. Фронт материкового ледника доходил до границ Чешских Средних гор, а альпийские ледники распространялись на значительно большую площадь, чем в настоящее время. В ледниковый период климат в Центральной Европе был подобен современному климату субарктических районов, например Сибири, Шпицбергена и Аляски. В условиях очень холодного и сухого климата

интенсивно развивалось физическое выветривание, породы до большой глубины находились в постоянномерзлом состоянии и только самая верхняя часть их оттаивала в летние месяцы. На поверхности образовалась болотистая тундра, так как талые воды не могли проникать в мерзлую толщу. Дождевые и талые воды скапливались в верхних частях грунта, разжижали его, и водонасыщенные массы сползали вниз при очень малой крутизне склонов (солифлюкация).

Доказательством интенсивного физического, в частности морозного, выветривания служат скопления детрита и каменные

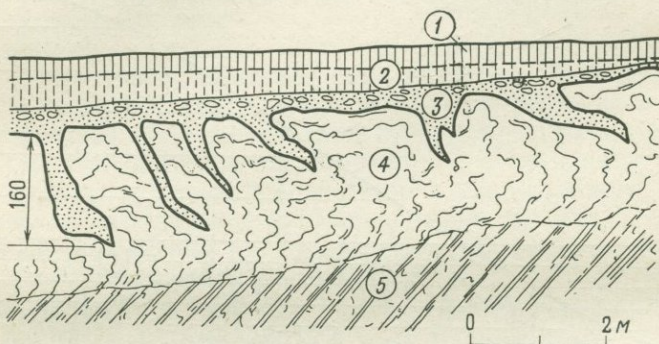


Рис. 3.3. Клинообразные морозобойные трещины, заполненные песком, в толще ордовикских сланцев (строительный котлован в восточной части Праги).

1 — деградированный чернозем; 2 — лессовый суглинок; 3 — мелкозернистый песок; 4 — выветрелые сланцы; 5 — твердые сланцы.

моря, сохранившиеся на некоторых склонах, сложенных прочными породами, разбитыми трещинами на блоки. О многолетнем промерзании пород можно судить по поверхностному их разрыхлению и наличию широких клинообразных трещин, которые в период оледенения были заполнены льдом, замещенным впоследствии суглинком или песком. Подобные морозобойные трещины образуются в поверхностных зонах выветривания, характеризующихся разуплотненностью и микроскладчатостью (рис. 3.3). Такие явления развиты большей частью на плато и в верхних частях склонов, где коренные породы доступны промерзанию, и менее развиты или совсем отсутствуют в нижних частях склонов и в днищах долин, где коренные породы перекрыты детритом или аллювиальными отложениями.

3.2.1. Морозное выветривание прочных пород. В перигляциальных районах прочные породы могут быть разрушены на глубину 2—6 м от поверхности земли. В этих приповерхностных толщах, в особенности если они сложены



Рис. 3.4. Разрушение песчаных мергелей мелового возраста в перигляциальных районах (карьер Предни Копанина в окрестностях Праги, высота забоя 6 м) (фото Зарубы).

сланцами или другими тонкослоистыми образованиями, породы интенсивно трещиноваты или собраны в мелкие складки (рис. 3.4). Крупные обломки пород выдавлены кверху и опрокинуты, а пространство между ними осталось свободным или заполнено более мелкими обломками и суглинистым материалом. Характерный для элювия материал книзу постепенно переходит в прочную материнскую породу. В пределах склонов слои изогнуты и смещены параллельно их поверхности. Характерные формы выветривания, в значительной мере зависящие от типа выветривающихся пород, можно видеть на рис. 3.5 и 3.6.

Разрыхление и смятие приповерхностных слоев пород под влиянием чередующегося замерзания и оттаивания происходит обычно там, где имеются грунтовые воды. Тонкие пропластки льда в сланцеватых или тонкослоистых породах образуются за счет капиллярной воды, поступающей из нижележащей незамерзающей зоны. Промерзание распространяется в глубину и вызывает значительные напряжения, под действием которых происходит неравномерное вспучивание поверхности, а местами

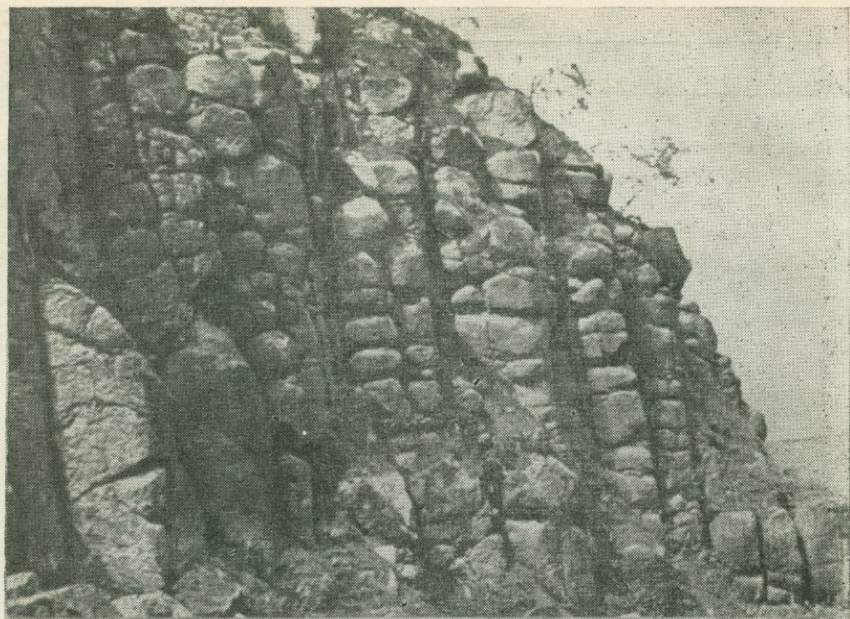


Рис. 3.5. Выветрелые столбчатые базальты (карьер вблизи Константиновы Лазне, северо-западная Чехия) (фото Зарубы).

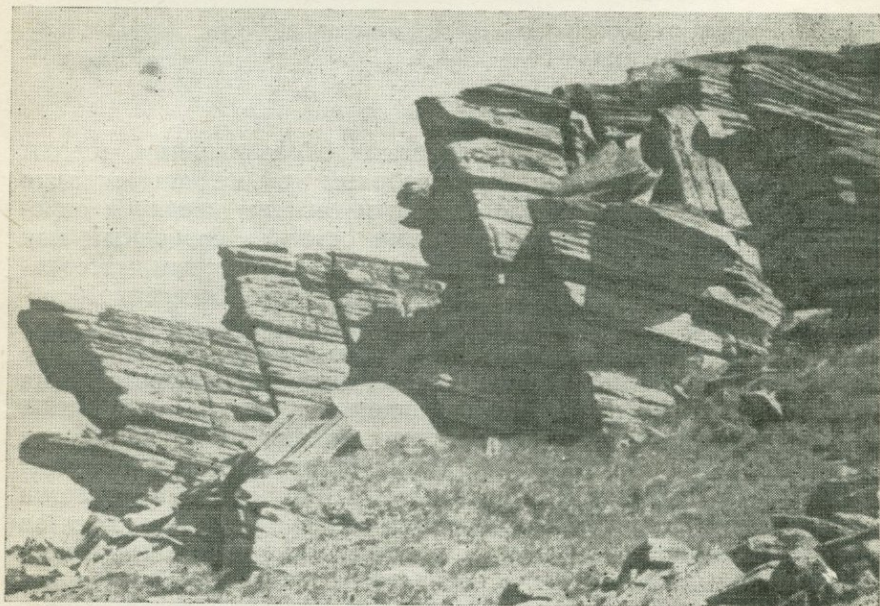


Рис. 3.6. Механическое выветривание гранитов на вершине Кралова Хола, Низкие Татры в Словакии (фото Зарубы).

даже образование складок. После оттаивания льда поверхностные слои частично оседают, а твердые обломки нередко остаются приподнятыми и смещенными, в связи с чем активный слой изобилует пустотами. На рис. 3.7 показано разрыхление и смятие альгонкских сланцев на строительной площадке в северо-восточной части Праги. Породы здесь нарушены на глубину 2,8 м. Плейстоценовый возраст этого явления определен

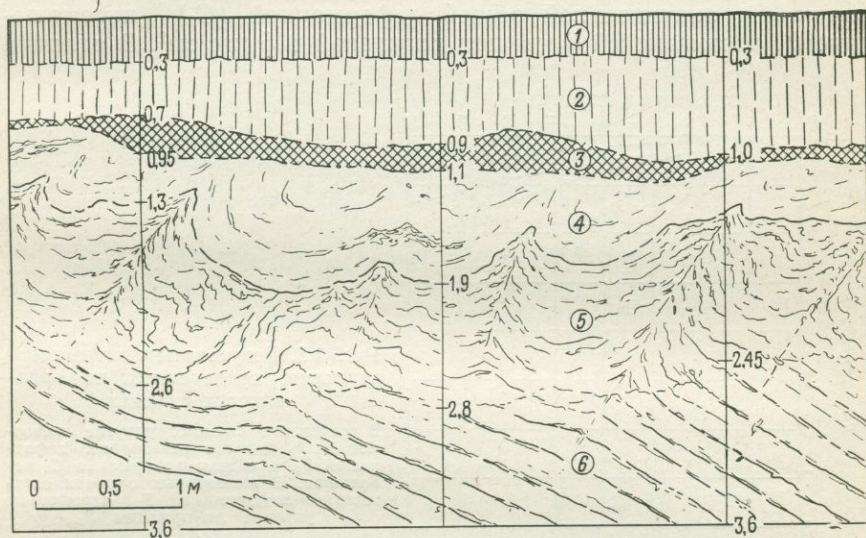


Рис. 3.7. Разрыхление и смятие альгонкских сланцев в результате промерзания в перигляциальных районах.

1 — гумусовая почва; 2 — молодые лёссы; 3 — погребенная почва; 4 — нижний слой лёссовидного суглинка, затронутый криогенными деформациями; 5 — выветрелые разуплотненные сланцы; 6 — сохранные альгонкские сланцы. Цифрами показана глубина в метрах.

по двум слоям лёссовидных суглинков, залегающих выше выветрелых коренных пород. Нижний слой был изогнут согласно кровле выветрелой зоны, а более молодые светло-коричневые лёссы остались в первоначальном ненарушенном состоянии и обусловили общую ровную поверхность грунта.

Верхние части коренных пород, нарушенных перигляциальным выветриванием, обычно характеризуются большой величиной сжимаемости, что установлено по наблюдениям на многих строительных площадках. Эти особенности необходимо выявлять на стадии предварительных исследований, так как после детальных исследований изменение расположения сооружений связано с дополнительными затратами.

Значительная сжимаемость выветрелых сланцев была определена опытами с нагрузками с измерением упругих и остаточных деформаций, доля которых в суммарной деформации устанавливалась циклическим нагружением и разгрузением пород. Результаты этих опытов, проведенных на выветрелых ордовикских сланцах в Праге, показаны на рис. 3.8. Выветрелые сланцы характеризуются небольшой величиной упругих деформаций (P_2) по сравнению с остаточными деформациями (T_2) и, следовательно, значительной общей деформацией (C_2) (перемещением), достигающей 8 мм под нагрузкой в 5 кгс/см². В отличие

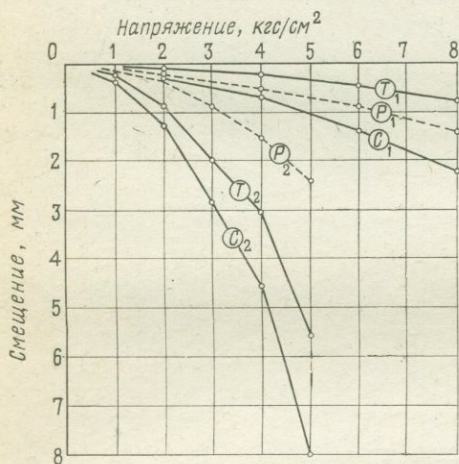


Рис. 3.8. Результаты опытов с нагрузками, проведенных на ордовикских сланцах.

В сохраненных сланцах упругие деформации P_1 больше остаточных деформаций T_1 , а общая деформация C_1 небольшая. В выветрелых сланцах остаточные деформации T_2 превышают упругие деформации P_2 .

от них сохраненные сланцы показали преимущественно упругие деформации (P_1), преобладающие над остаточными деформациями (T_1), а величина общей деформации (C_1) при той же нагрузке составила всего 1 мм.

На рис. 3.9 показано, как может влиять перигляциальное выветривание пород на характер закладки фундаментов сооружений. При рытье котлована под заводской корпус вблизи Праги были вскрыты аллювиальные гравелисто-песчаные отложения, за исключением его северной части, где была обнаружена наклонная поверхность ордовикских сланцев. В кровле на глубину 2—3 м сланцы оказались раздробленными и разорванными морозобойными трещинами, ширина которых в верхней части доходила до 0,6—1 м. Трещины протягивались на два с лишним метра ниже кровли сланцев, но первоначальная их длина была, по-видимому, значительно большей, так как современное положение кровли сланцев не соответствует поверхности их в плейстоценовое время. Клинообразные трещины, содержащие лед, были затем заполнены песком, смытым или снесенным

ветром с окружающих террас. Прогрессирующее замерзание вод, проникавших в выветрелые сланцы, вело к расширению

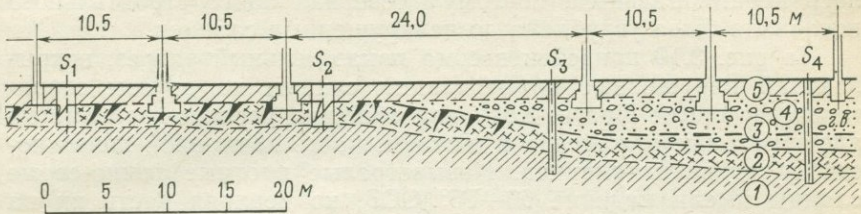


Рис. 3.9. Разрез строительной площадки в восточной части Праги.

Выветрелые, разорванные клинообразными морозобойными трещинами сланцы характеризуются большей сжимаемостью по сравнению с гравелистыми отложениями террас. Строительный котлован между шурфами S_1 и S_2 углублен до неветрелых сланцев. 1 — ордовикские сланцы; 2 — верхняя часть сланцев, разрушенных при промерзании; 3 — песчано-гравелистые отложения; 4 — слой трехгранной гальки; 5 — насыпной грунт.

трещин. Вокруг этих клиновидных нарушений сланцы были сжаты, перемяты и местами собраны в мелкие складки.

Опыты с нагрузками, проведенные в различных местах строительного котлована, показали, что сжимаемость выветре-

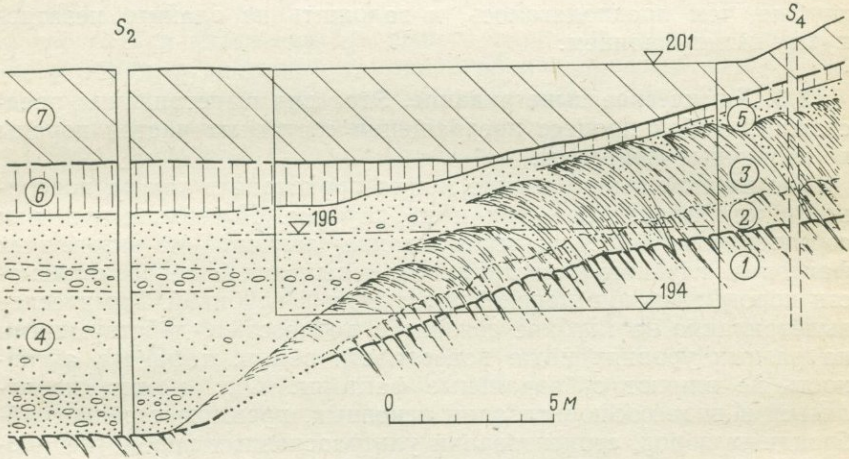


Рис. 3.10. Разрез одного из строительных котлованов в Праге, вскрывающий нарушенные морозобойными трещинами сланцы.

1 — ордовикские сланцы; 2 — выветрелые сланцы; 3 — наклонная поверхность сильно выветрелых сланцев; 4 — песчано-гравелистые отложения; 5 — песок, нанесенный ветром; 6 — песчаный суглинок; 7 — насыпной грунт.

лых сланцев значительно больше, чем гравелисто-песчаных пород; под нагрузкой в 6 кгс/см² сланцы дали осадку в 5,66 мм, а гравий — 1,91 мм. Поскольку даже при относительно малых

нагрузках основание могло дать большие осадки, ставить на выветрелые сланцы колонны каркасных сооружений представлялось нерациональным, поэтому северная часть строительного котлована была углублена до ненарушенных сланцев.

На рис. 3.10 приведен весьма показательный разрез, вскрывающий нарушенные промерзанием сланцы на другом строительном участке Праги. Котлован обнажил песчано-гравелистые аллювиальные отложения и нижнюю часть наклонной поверхности ордовикских сланцев. Невыветрелые плотные темно-серые сланцы имели падение $60-65^\circ$ ССЗ, но верхняя часть их на глубину 2—4 м оказалась раздробленной и разуплотненной перигляциальным выветриванием и пронизанной несколькими глубокими трещинами. В процессе проходки котлована были обнаружены пять клиновидных трещин шириной вверху до 50—60 см, постепенно сужающихся книзу до 5—20 см и исчезающих на глубине 4 м ниже кровли сланцев. Трещины были заполнены песком, снесенным ветром с близлежащей аллювиальной террасы. Выветрелые, разбитые трещинами сланцы показали сжимаемость, в десять раз большую, чем плотные неветрелые сланцы, и в два раза большую, чем гравелисто-песчаные отложения. Фундаменты здания пришлось опустить на два метра глубже, чем предполагалось, и заложить на сланцы, незатронутые выветриванием.

3.3. Химическое выветривание. Этот вид выветривания представляет собой процесс превращения составных частей породы во вторичные минералы.

Химическое выветривание может происходить как на поверхности или вблизи нее, так и на глубине. Поверхностное, или собственно химическое, выветривание зависит от экзогенных факторов, глубины залегания подземных вод и сопротивляемости породы; его интенсивность затухает с глубиной. Химическое выветривание на глубине связано с процессами, действующими на разных уровнях ниже поверхности земли, и на его активность не влияют субаэральные факторы. Оно может проявляться в виде сосюритизации основных, преимущественно габброидных пород, серпентизации ультраосновных пород (перидотитов), уралитизации габбро, пропилитизации андезитов и других преобразований, зависящих от внутренних особенностей пород.

Поверхностное химическое выветривание не следует смешивать с выветриванием на глубине, которое охватывает большие массивы и которое нельзя оценить по состоянию породы вблизи поверхности. Инженеру-геологу следует это помнить при определении глубины выветривания гранитных пород. Не следует также отождествлять поверхностное химическое выветривание

с гидротермальными изменениями, захватывающими во многих случаях большие толщи пород. Гидротермальные преобразования связаны с химической активностью горячих растворов большей частью магматического происхождения. Растворы, возникшие при конденсации водяных паров и других газов, выделяемых магмой, проникают в поры и трещины пород и вступают в реакцию с их компонентами. Если в створе плотины обнаружены гидротермально разложенные породы, можно полагать, что этот процесс развит на большой площади и на глубине, в связи с чем удалять глинистые продукты химического разложения из строительного котлована не всегда рационально.

3.3.1. Собственно химическое выветривание. Основными агентами химического выветривания являются дождевая вода, углекислый газ, кислород и органические кислоты. Химическая активность дождевой воды обусловлена содержанием в ней в больших количествах кислорода и углекислого газа. Различные соли и кислоты, растворенные в воде, гумусовые кислоты и другие органические вещества способствуют химическому выветриванию пород.

Глубина распространения поверхностного выветривания зависит от уровня грунтовых вод и от фильтрации воды в породах или, иначе говоря, от степени водопроницаемости пород. На скорость и интенсивность выветривания влияют климатические условия, в частности температура и количество атмосферных осадков, а также петрографический состав, текстура, структура и генетические особенности пород.

Особое внимание следует обращать на сезонные колебания обводненности зоны аэрации, где поры породы попеременно заполняются то водой, то воздухом. Дождевые воды проникают через эту зону до нижележащих слоев, а в сухое время года по капиллярам поднимаются к поверхности земли и испаряются.

При определении глубины зоны выветривания следует принимать во внимание длительность действия этих факторов. Обычно выветривание глубже распространено на возвышенных плато, долгое время находившихся под действием атмосферных агентов, и меньше на склонах эрозионных долин, в которых породы были обнажены геологически «недавно».

На некоторых древних плато сохранились реликты ископаемой коры выветривания, мощность которой выражается несколькими десятками метров; местами они погребены под толщей более молодых осадочных образований. Так, например, в ряде мест в центральной Чехии реликтовые зоны выветривания обнаружены под меловыми отложениями, что указывает на существовавший здесь когда-то очень жаркий, возможно тропический, климат.

Основными видами химического выветривания являются: окисление, гидролиз, гидратация, карбонизация и растворение.

Окисление. Большая часть пород формировалась в условиях более высоких давлений и температур, чем существующие в настоящее время на земной поверхности. Поэтому химические изменения, вызванные выветриванием этих пород, имеют в основном экзотермический характер, т. е. образование вторичных минералов сопровождается выделением тепла, а выветрелые породы приобретают больший объем и меньшую плотность. Такой процесс называется *окислением*. Часто содержащиеся в минералах ионы двухвалентного железа (Fe^{2+}), окисляясь, переходят в Fe^{3+} и, поглощая ионы OH^- , образуют гидроксид железа $Fe(OH)_3$. Этим объясняется ржавая или желто-коричневая окраска выветрелых пород. Легко окисляются сульфиды; пирит и марказит (FeS_2) сначала превращаются в сернокислородное железо, затем в лимонит. В процессе выветривания освобождается серная кислота, растворяющая другие минералы, в том числе карбонат кальция. Кристаллизация вновь образующихся сульфатов, главным образом гипса ($CaSO_4 \cdot 2H_2O$) и сернокислого магнезия ($MgSO_4 \cdot 7H_2O$), в поверхностных напластованиях или в трещинах пиритовых сланцев ведет к дальнейшей дезинтеграции последних. Таким образом, породы, содержащие пирит, представляют мало пригодный строительный материал; они не используются также для декоративных целей, так как со временем покрываются ржавыми пятнами.

Окисление сульфидов сопровождается выделением большого количества тепла. Разложение пирита и марказита, содержащихся в большом количестве в битуминозных и бурых углях, вызывает самовозгорание неглубоко залегающих угольных пластов. Пожары угольных отвалов также являются результатом выделения тепла при выветривании сульфидов.

Гидролиз. Этот вид выветривания ведет к разложению сложных силикатов. Химическая активность воды возрастает благодаря ее способности частично диссоциировать на ионы H^+ и OH^- . Количество диссоциированной воды увеличивается с ростом температуры и содержания CO_2 и других кислот, так как последние обуславливают концентрацию ионов H^+ . Химическое разложение силикатов приводит к образованию различных глинистых минералов; от окружающих условий и интенсивности выветривания зависит тип новообразующихся глинистых минералов. Менее интенсивное выветривание в малощелочной среде приводит к разложению полевых шпатов на минералы иллитовой группы. Бентониты, выветриваясь в щелочной среде, образуют минералы монтмориллонитового типа. В слегка кислой среде в теплом и жарком климате калиевые полевые шпаты превращаются в каолинит (каолинитизация).

Выветривание особенно сильно развито в тропических странах, в условиях высокой температуры и большой влажности, где значительная часть кремнекислоты превращается в гелеобразную форму и выносится, а нерастворимое железо и гидроксид алюминия концентрируются в приповерхностной зоне; этот процесс известен как латеризация.

Гидратация — это в основном процесс химического поглощения воды ангидритами с последующим увеличением их объема. При превращении ангидрита в гипс ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) объем его увеличивается на 60%. В связи с этим набухание триасовых пород, содержащих ангидрит, в сильной степени затрудняло проходку некоторых туннелей в Альпах. Гидратации подвергаются и другие минералы; например, гематиты переходят в лимониты, что тоже сопровождается увеличением объема.

Карбонизация представляет собой процесс выветривания, при котором образуются вторичные карбонаты и бикарбонаты за счет соединения углекислоты (например, содержащейся в растворенном виде в поверхностных водах) с другими продуктами выветривания.

Растворение. Способность воды растворять породу зависит от степени ее минерализации, температуры и продолжительности воздействия. Дождевые и поверхностные воды содержат кислород, углекислый газ и другие вещества, заимствованные из атмосферы. Фильтруясь в породе, вода поглощает дополнительное количество CO_2 , образовавшегося там за счет жизнедеятельности живых организмов и разложения органических веществ. Минералы обнаруживают неодинаковую растворимость в воде. Наиболее растворимы хлориды (галиты) и гипс, хорошо растворяется известняк и несколько хуже — доломит. Кварц и мусковит практически нерастворимы и поэтому являются главной составной частью обломочных накоплений.

Вода, содержащая CO_2 , превращает карбонат кальция (CaCO_3) в бикарбонат $[\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2]$, который растворяется в десять раз легче, чем нормальный карбонат. Этим объясняется развитие карстовых процессов в известняках. Если известняки содержат нерастворимые примеси, такие, как кварцевый песок или глина, на поверхности закарстованной породы образуется осадок (остаточная почва), окрашенный окислами железа в красный цвет и известный под названием «терра-росса». По мощности остаточной почвы можно определить величину понижения поверхности известняков, которая зависит от содержания в породе нерастворимых компонентов. В районе развития мела в Англии поверхность земли снизилась на 50 см за 4000 лет, что удалось определить путем сопоставления высоты залегания кровли известняков в основании древних курганов, защитивших породу от выщелачивания, с поверхностью известняков на

соседних участках. Возраст курганов был установлен при археологических раскопках.

Растворимость каменной соли и гипса представляет серьезную проблему с инженерно-геологической точки зрения. Подземные пустоты, образовавшиеся за счет растворения гипса, могут быть очень большими и продолжают быстро увеличиваться в размере, если порода залегает в пределах колебания уровня подземных вод. В таких случаях нередко образуются провальные воронки при обрушении кровли подземных пустот. Этим объясняется, например, сильно деформированная, а местами просевшая поверхность земли в окрестностях города Галле, ГДР, которая неблагоприятно отразилась на состоянии существующих зданий и затрудняет размещение новых сооружений.

3.4. Исследование зон выветривания. Одной из важных задач инженерно-геологических изысканий является точное определение глубины и степени выветривания пород. Глубина зоны выветривания может меняться в широких пределах в зависимости от трещиноватости и сопротивляемости пород агентам выветривания. Выветривание глубоко захватывает породы, содержащие пирит или марказит. Наиболее глубокое проникание этого процесса отмечено в сильно трещиноватых массивах пород и вокруг выходов подземных вод.

Для объективной оценки степени выветривания необходимо производство соответствующих испытаний, результаты которых могут быть выражены количественно. П. Г. Фукес, В. Р. Диерман и Я. А. Франклин [57] предложили шестичленную классификацию выветривания, основанную на трех показателях: расстоянии между трещинами, результатах испытаний на прочность кусков породы произвольной формы и пористости пород. Этот метод был разработан на базе изучения различных пород в юго-западной части Англии. На рис. 3.11 приведена геотехническая оценка каменноугольных песчаников и сланцев в забое карьера одновременно с их классификацией по степени выветрелости. Поскольку описанная методика связана с производством довольно большого количества полевых и лабораторных испытаний, применение ее целесообразно лишь при детальных изысканиях карьеров и глубоких строительных выемок.

Г. С. Золотарев [251] выделяет три зоны выветривания. Верхняя дисперсная зона выветривания (I) отличается полным изменением минерального и химического состава и общего характера первичных пород. Песчанистые и глинистые продукты выветривания легко поддаются денудации и редко сохраняются на месте. В средней обломочной зоне (II) преобладает физическое выветривание, сопровождаемое химическим распадом раз-

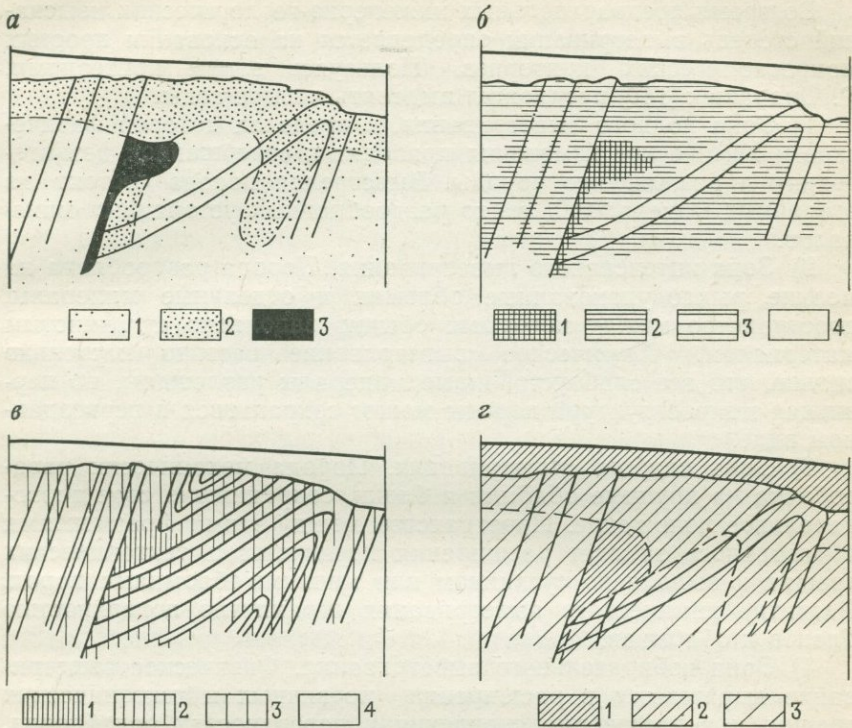


Рис. 3.11. Геотехническая оценка каменноугольных песчаников и сланцев в забое карьера [57].

а — степень выветривания: 1 — слегка выветрелый, 2 — умеренно выветрелый, 3 — сильно выветрелый; *б* — расстояние между трещинами: 1 — очень небольшое (<2 см), 2 — небольшое (2–6 см), 3 — среднее (6–20 см), 4 — большое (20–60 см); *в* — различная прочность на сжатие: 1 — очень низкая, 2 — низкая, 3 — средняя, 4 — высокая; *г* — способ разработки: 1 — скреперный, 2 — рыхлением (рипперный), 3 — взрыванием.

личной интенсивности. Эта зона обычно расчленяется на несколько горизонтов (А, В, С, D). Элювий зоны отличается большой неоднородностью по составу и физическим свойствам. Содержание вторичных окислов железа, гипса и карбонатов изменяется в широких пределах. Упругие и прочностные свойства выветрелых пород сильно отличаются от подобных свойств невыветрелых пород. Нижняя трещинная зона выветривания (III) контролируется степенью тектонической нарушенности (разломы, трещины), способствующей проникновению в массив атмосферных агентов выветривания. Мощность зоны зависит от формы дневной поверхности и интенсивности разгрузки массива пород.

Во время предварительных инженерно-геологических изысканий степень выветривания определяется на основании простых макроскопических критериев. Пользуясь этими критериями, Р. Ондрашек [145] предложил выделять четыре зоны.

1) Зона полного выветривания, в пределах которой физическое и химическое изменения приводят к совершенной дезинтеграции и разложению породы. Выветрелая порода состоит из вторичных минералов и тонко раздробленных устойчивых минералов.

2) Зона интенсивного выветривания. Порода раздроблена на мелкие, рыхло упакованные обломки и отдельные минералы, пространство между которыми обычно заполнено суглинистым материалом. Химическое выветривание развито настолько сильно, что все слабоустойчивые минералы разложены, но первичная макроструктура породы может сохраниться в первозданном виде.

3) Зона слабого выветривания. Порода механически раздроблена на крупные обломки и блоки, сохранившие свое первоначальное положение. Пространство между этими фрагментами образовалось за счет расширения первичных и тектонических трещин и выполнено суглинком или мелкими обломками пород. Развитие химического выветривания ограничено поверхностью блоков и обломков.

4) Зона избирательного выветривания. Физическое выветривание выражается в расширении первичных и тектонических трещин и в нарушении сцепления в поверхностях ослабления, что способствует дезинтеграции породы по этим поверхностям. Химическим выветриванием затронуты стенки трещин. Широкие почти вертикальные трещины могут быть выполнены суглинком и мелкими обломками пород.

При оценке степени выветривания необходимо обращать внимание на то, остались ли продукты выветривания на месте или снесены водой или ветром. Некоторые разновидности гнейса разрушаются до состояния песка, а другие, богатые кварцем гнейсы остаются на месте в форме массивных блоков. Обследование территории, где песок был смыт, может привести к ошибочному представлению о состоянии породы. Легковыветриваемые части массива ускользают от внимания, а доля невыветрелых пород представляется преувеличенной.

Наилучшую возможность для изучения глубины и степени выветривания дают разведочные шурфы и штольни, так как в них можно непосредственно осмотреть породу, отобрать образцы и провести, если надо, полевые испытания. В то же время в буровых скважинах трудно определить точную глубину зоны выветривания. В нарушенных породах выход керна обычно небольшой; на поверхность извлекаются только мелкие об-

ломки менее выветрелых разностей, и трудно установить, происходит ли это из-за некачественного бурения или из-за трещиноватости пород. Для правильной интерпретации результатов бурения необходимо детально отработать технологию проходки скважин и тщательно отбирать керн.

Глубина выветривания не может быть точно определена по кернам некоторых разновидностей песчаников, так как песок и обломки песчаников имеют общий облик с материнской породой, несмотря на то, что этот материал был переотложен. Глубина зоны выветривания не может быть установлена также по мелким образцам пород из буровых скважин, если породы испытали перигляциальное, главным образом механическое, выветривание. Обломки породы могут быть очень прочными, если даже они извлечены из толщи, претерпевшей мерзлотные деформации. В этих случаях характер выветрелой зоны можно установить по рыхлому, раздробленному состоянию породы, а не по петрографическим свойствам мелких обломков. Прочность выветрелой толщи, как ни странно, может быть выше, чем у сохранных пород. Так, например, при промерзании в аргиллитах образуются мелкие трещины, порода принимает вид трещиноватых глин и становится частично водопроницаемой, но после вторичного заполнения трещин, например лимонитом, выветрелые породы становятся прочнее аргиллитов в их первоначальном состоянии.

Для определения глубины зоны выветривания можно использовать и геофизические исследования, в частности метод преломленных волн, дающий представление об изменениях физических свойств пород, вызванных выветриванием. Полезным может быть метод электрических сопротивлений, так как на величину сопротивления непосредственно влияет степень выветрелости пород. Сопротивление в разрыхленных породах падает в связи с тем, что пустоты в них заполнены водой, богатой щелочными ионами. Поскольку результаты геофизических исследований интерпретировать трудно, необходимо эти исследования сопровождать бурением небольшого количества разведочных скважин.

ДВИЖЕНИЯ СКЛОНОВ И ОПОЛЗНИ

Горные склоны непрерывно развиваются под воздействием различных процессов, которые определяют их морфологию. Для всех инженерных работ наибольшее значение имеют смещения масс, вызванные природными силами либо вмешательством человека. Смещения могут быть самого различного вида в зависимости от характера, количества и взаимодействия воздействующих факторов.

4.1. Экономическое значение движения склонов. В некоторых районах движения горных пород на склонах приносят огромный как прямой, так и косвенный ущерб. Известны оползни и обвалы, разрушавшие целые города и вызывавшие гибель сотен людей. Железные и автомобильные дороги, пересекающие оползневые склоны, часто прерываются вследствие того, что устойчивость склонов была нарушена подрезками (рис. 4.1) или дополнительной нагрузкой от высоких насыпей. От прокладки некоторых таких железнодорожных линий следует отказаться из-за опасности оползания и больших затрат на их содержание. Движения склонов могут создавать огромные трудности при сооружении туннелей и плотин (см. гл. 8). Развитие оползней усложняет работу в карьерах, делая ее опасной; кроме того, неправильно вскрытые и разрабатываемые карьеры на склонах могут нарушить их устойчивость.

Движения масс на склонах косвенно наносят огромный ущерб в тех случаях, когда сместившиеся вниз породы запруживают долину реки, создавая временное озеро. Разрушение подобной природной плотины вызывает катастрофические паводки ниже нее. Особенно опасны внезапные оползни и обвалы на берегах морей и водохранилищ. В фьордах Норвегии обвалы создают волны высотой до нескольких десятков метров, наносящие серьезные повреждения населенному побережью. Громадный блок пород, соскользнувший в водохранилище Вайонт (Италия) в 1963 г., образовал волну высотой почти в 100 м, которая перехлестнула через плотину и опустошила расположенную ниже долину.



Рис. 4.1. Автострада, разрушенная оползнем, возникшем при вскрытии котлована для опоры плотины, восточная Словакия (фото Зарубы).

Этот краткий обзор ясно указывает на значение изучения движений склонов и их предупреждения, а также на значение контроля за всеми инженерными работами, составлением районных и генеральных планов застройки, размещением транспортных путей и гидравлических сооружений.

4.2. Факторы, вызывающие движения масс. Выявление условий, в результате которых склон становится оползнеопасным, и факторов, приводящих к этому состоянию, имеет первостепенное значение. Только детальный анализ делает возможным оценить размеры опасности и предложить соответствующие защитные меры. Огромное разнообразие склоновых явлений отражает многообразие факторов, которые могут нарушить устойчивость склонов. Ниже рассматриваются наиболее важные из этих факторов.

1. Изменение крутизны склона. Оно может быть вызвано природными силами или вмешательством человека (например, нарушением основания склона речной эрозией или подрезками).

Крутизна склона может возрастать также в результате тектонических процессов. Увеличение крутизны склона приводит к изменению внутренних напряжений массива пород, и условия равновесия нарушаются за счет возрастающих сдвиговых напряжений.

2. *Дополнительная нагрузка*, вызываемая насыпями и отвалами, способствует возрастанию сдвиговых напряжений и давления поровых вод в глинистых грунтах, снижая их прочность на сдвиг. Чем быстрее растет нагрузка, тем она опаснее.

3. *Сотрясение и вибрация*. Толчки, производимые землетрясениями, взрывы большой мощности и вибрация от машин также воздействуют на устойчивость склонов, вызывая временные изменения напряжений, обусловленные колебаниями разных частот. В лёссах и сыпучих песках сотрясения могут нарушать межзерновые связи и таким образом снижать их прочность. В водонасыщенных тонких песках и чувствительных глинах смещение или вращение зерен может выразиться во внезапном их разжижении.

4. *Изменения влажности.*

а. Дождевые и талые воды проникают в трещины, создавая гидростатическое давление. Давление поровых вод в грунтах возрастает, и, следовательно, сопротивление сдвигу снижается. Наблюдения подтвердили, что периодические движения склонов происходят в годы обильного выпадения осадков.

б. Было обнаружено, что два пласта, на контакте которых сформировалась поверхность скольжения, показывают различные величины электрического сопротивления. Увеличение содержания воды, приводящее к движению склонов, связано с электроосмотическим процессом.

в. В глинистых породах неблагоприятное воздействие атмосферных вод наиболее сильно проявляется в том случае, когда дожди выпадают после длительного сухого периода; глинистые грунты высыхают и растрескиваются, что способствует легкому прониканию воды вглубь по трещинам.

5. *Воздействие грунтовых вод.*

а. Движущиеся грунтовые воды оказывают давление на частицы грунта, что уменьшает устойчивость склонов. Резкие изменения уровня грунтовых вод, например в водохранилищах, вызывают увеличение давления поровых вод в породах склонов, что в свою очередь может привести к разжижению песчаных грунтов.

б. В тонкозернистом песке и иле фильтрующиеся грунтовые воды выносят мелкие частицы и прочность пород склона ослабляется за счет образующихся пор.

в. Напорные подземные воды действуют на вышележащие слои как подъемная сила.

6. *Мерзлотное воздействие.* Вода, замерзающая в трещинах пород, увеличивается в объеме и, таким образом, стремится расширить их. Трещиноватая порода поэтому имеет более низкую прочность. В глинах и глинисто-песчаных грунтах образуются тонкие прослойки льда, которые при таянии увеличивают содержание воды в ослабляющемся поверхностном слое. Замерзание воды вблизи поверхности склона препятствует его дренированию, уровень грунтовых вод поднимается, и равновесие в конечном счете нарушается (рис. 4.2 и 4.3).

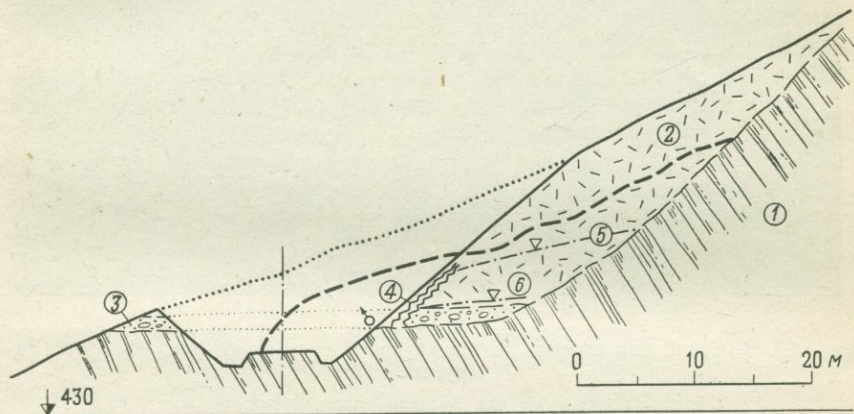


Рис. 4.2. Нарушение устойчивости откосов выемки в результате замерзания воды у поверхности, которое вызвало подъем уровня грунтовых вод.

1 — пермские аркозовые песчаники; 2 — склоновые обломочные накопления; 3 — пески и гравий террасы; 4 — зона промерзания у поверхности откоса; 5 — поднявшийся уровень грунтовых вод; 6 — первоначальный уровень грунтовых вод.

7. *Выветривание.* Как механическое, так и химическое выветривание постепенно нарушает прочность пород. Во многих случаях образованию оползней, по-видимому, способствуют такие химические изменения, как гидратация и ионный обмен в глинах. Подверженность склонов оползанию была, например, установлена в районах, сложенных глауконитовыми песками и глинами.

8. *Влияние растительности.* Корни деревьев поддерживают устойчивость склонов вследствие механического скрепления грунтов и участия в их осушении за счет поглощения части грунтовых вод. Уничтожение лесов на склонах неблагоприятно влияет на режим вод в поверхностных слоях.

4.3. *Классификация склоновых движений.* Огромное разнообразие движений склонов обуславливает многочисленность их

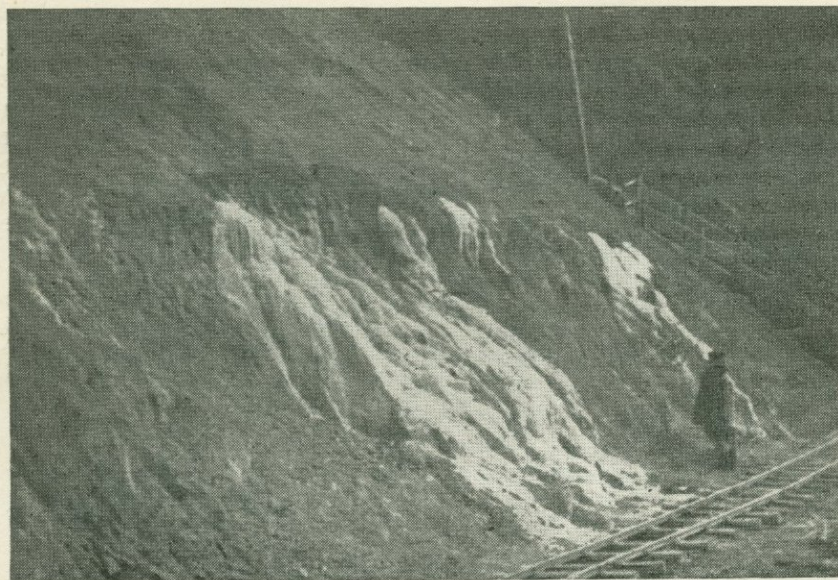


Рис. 4.3. Внешний вид склона, разрез которого показан на рис. 4.2 (фото За-
рубы).

Замораживающие источники вызвали подпор грунтовых вод.

классификаций. Они могут быть разделены по характеру и скорости движения пород на склонах, по форме поверхности скольжения, типу оползающих пород и некоторым другим критериям. Многие авторы пытались разработать классификации движений пород на склонах. Разделение, предложенное Терцаги, на основе физических свойств вовлеченных в оползание пород оказалось наиболее приемлемым для инженерных целей. В советской литературе часто используется предложенное Ф. П. Саваренским разделение оползней на асеквентные, консеквентные и инсеквентные в соответствии с характером поверхностей скольжения. Асеквентные оползни развиваются в однородных связанных грунтах по криволинейным, приблизительно цилиндрическим поверхностям. Консеквентные оползни смещаются по напластованию, трещинам или плоскостям сланцеватости, падающим вниз по склону. Инсеквентные оползни секут напластование и обычно имеют огромные размеры; поверхности скольжения таких оползней простираются глубоко в склон.

И. В. Попов [157] рекомендует учитывать региональные условия, которые благодаря разнообразию контролирующих факторов определяют типы индивидуальных оползней.

В американской литературе в основном применяется классификация Варнса; ценность ее была признана Швейцарской ассоциацией механики горных пород (1964 г.).

В Чехословакии Немчек, Пашек и Рыбар [140] определяли принципы классификации и терминологии склоновых движений. Они предложили деление склоновых движений в соответствии с механизмом и скоростью движения на четыре основные группы: ползучесть, течение, скольжение и обвал. Ползучесть включает широкий спектр замедленных движений (измеряемых сантиметрами в год), начиная от движения осыпей до длительно протекающих гравитационных деформаций горных склонов. В тех случаях, когда оползневые массы настолько водонасыщены, что движение приобретает характер течения, возникают оползни-потоки или сели. К третьей группе относятся сравнительно быстрые движения по определенной поверхности скольжения. Внезапные смещения твердых пород, при которых ведущее значение имеет свободное падение, включены в четвертую группу.

Разделение движений склонов на ползучесть и скольжение характеризуется несколькими отрицательными моментами, отмеченными Скемптоном и Хатчинсоном [194]. Скорость движения может изменяться в пределах одного оползня; даже при отчетливой поверхности скольжения может происходить очень медленное смещение.

Наиболее обычным фактором, приводящим к ползучести, является контрактантное поведение пород на глубине (см. рис. 6.10). Это явление наблюдается в неглубоких выемках, при крупных, длительно протекающих деформациях горных склонов и при выдавливании мягких пород из-под вышележащих твердых пород. При этих движениях на глубине возникает сдвиговая зона большой мощности, тогда как при низких нормальных напряжениях (например, в верхней части склона) формируется четко ограниченная поверхность скольжения.

Применение адекватной классификации в инженерной геологии позволит определить для каждой из четырех групп движений склонов главные направления исследований и наметить мероприятия по защите и восстановлению склонов. Наиболее целесообразно классифицировать оползневые явления в соответствии с региональными условиями. Так как основная часть оползней в Чехословакии происходит в поверхностных четвертичных отложениях, авторы объединили их в отдельную группу. Склоновые движения в дочетвертичных породах разделяются в соответствии с характером пород и типом движения.

Используя эти принципы, была предложена следующая схема [247]:

А. Движения поверхностных образований на склонах (обломочных накоплений и выветрелых масс), вызываемые главным образом субэральными агентами.

- а) Движение обломочных масс; изгиб торцов пластов.
- б) Поверхностные оползни.
- в) Оползни-потоки.
- г) Каменные потоки (лавины), муры (сели) и потоки разжиженных песков.

Б. Оползни в глинистых породах (глинах, мергелях, аргиллитах, глинистых сланцах и др.).

- а) С цилиндрической поверхностью смещения.
- б) Со сложной поверхностью скольжения.
- в) Сопровождающиеся выдавливанием подстилающих мягких пород.

В. Движения склонов, сложенных твердыми породами.

- а) По predetermined поверхностям (напластования, сланцеватости, трещин и разрывов).
- б) Длительные деформации горных склонов.
- в) Обвалы.

Г. Особые типы движений склонов, представляющие важное геологическое явление в некоторых странах.

- а) Солифлюкция.
- б) Оползни в чувствительных глинах («подвижных» глинах).
- в) Подводные оползни.

Возраст оползней и их геоморфологическое развитие. Фактор времени играет важную роль в формировании и развитии движений склонов. Так как факторы изменяются во времени, то движение проходит в несколько стадий. Вначале появляются признаки нарушения равновесия, образуются трещины сверху склона. После этого разуплотненные породы приходят в движение, смещаются вниз по склону и постепенно накапливаются в его подножии. В соответствии с таким развитием движений выделяют начальную, промежуточную и завершающую стадии движений склонов.

По времени формирования различаются *современные* и *древние* оползни. Древние оползни, движение которых не может возобновиться в настоящих климатических и морфологических условиях, называются также «ископаемыми» оползнями. Если они были впоследствии перекрыты лёссовым суглинком или другими отложениями, то именуется *погребенными* оползнями.

Наибольшую применимость для инженерно-геологических целей нашло разделение по степени стабилизированности на действующие (активные), потенциальные (приостановившиеся) и стабилизированные оползни.

Действующие оползни легко распознаются по их конфигурации, потому что имеют свежие и ярко выраженные поверхност-



Рис. 4.4. Сосновый лес на старом оползне близ Днебоха в северной Чехии (фото Зарубы).

ные формы, не сглаженные эрозией. Деревья на склонах, затронутых такими оползнями, отклоняются от их первоначального положения, дороги и аллеи, пересекающие участок оползания, нарушаются, а здания часто бывают повреждены (рис. 4.4, 4.5, 4.6).

Потенциальные оползни обычно покрыты растительностью и нарушены процессами эрозии, так что следы последнего движения трудноразличимы. Движение оползня может возобновиться, если факторы, приводящие к его возникновению, продолжают существовать.

Стабилизированные оползни образовались при иных морфологических и климатических условиях, чем в настоящее время.

4.4. Движения поверхностных образований на склонах. Определяющими факторами этого типа движений склонов являются характер склоновых отложений, морфология склонов и преимущественно деятельность субаэральных агентов.

4.4.1. Движение обломочных масс и изгиб торцов пластов. Движение обломочно-глыбовых масс на склоне представляет результат различных процессов. В зимнее время замерзание приводит к ослаблению обломков пород и

пучению поверхностных слоев. Весной после оттаивания обломки не возвращаются в первоначальное положение, а слегка смещаются вниз по склону под действием силы тяжести. Движение глыб и обломков вызвано главным образом температурными изменениями (расширением при нагревании и сжиманием при охлаждении).

Поверхностные слои глинистых масс смещаются вниз по склону в результате медленных пластических деформаций (ползучести). Это движение приводит не к образованию четковыраженной поверхности скольжения, а к формированию широкой зоны, внутри которой происходят мелкие частные перемещения. Движение ограничено слоем, мощность которого не достигает глубины сезонных колебаний температуры и влажности. Смещения около 1 см в год являются обычными; однако они могут вызывать наклон столбов телефонной и электрической сети, наносить повреждения подпорным стенкам, зданиям и подземным коммуникациям.

Ползучесть слоя обломочных накоплений приводит в итоге к изгибу торцов пластов. Действующее между движущимся об-

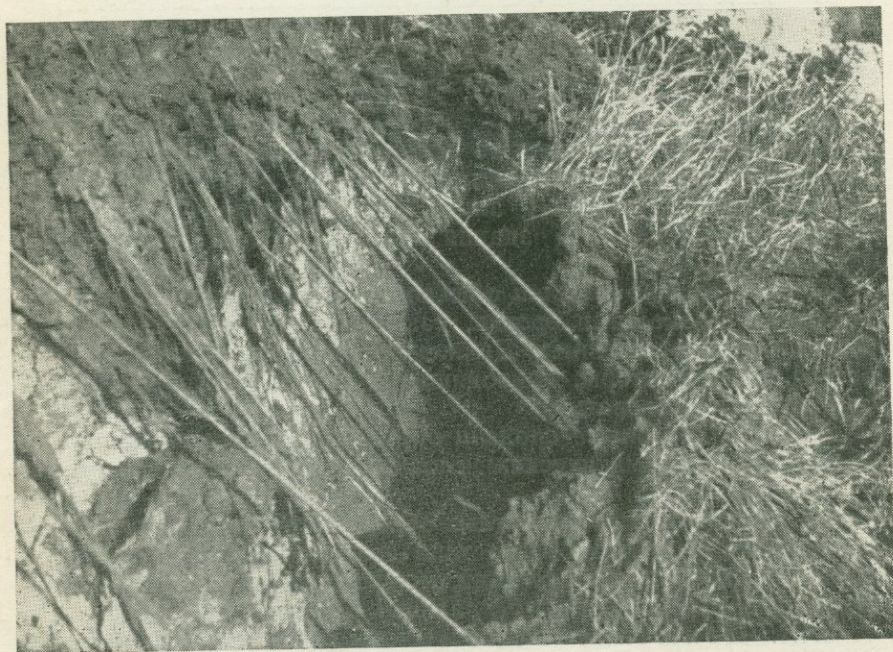


Рис. 4.5. Корни деревьев в трещине, свидетельствующие об активном движении оползня (фото Зарубы).



Рис. 4.6. Дорога, смещенная по трещине, свидетельствующая о современном движении (фото Зарубы).

ломочным материалом и коренными породами трение вызывает постепенный изгиб пластов. Захваченные этим движением и разрушенные слои коренных пород смешиваются со склоновыми отложениями, увеличивая тем самым их мощность.

Вовлечение в смещение и изгиб пластов не происходит на склонах умеренной крутизны в современных климатических условиях. Эти особенности были характерны в основном для плейстоцена, когда даже твердые породы были настолько разрушены и раздроблены за счет периодических глубоких замерзаний и оттаиваний, что увлекались вниз по склону.

Изгиб торцов пластов широко распространен на склонах, сложенных глинистыми сланцами, тонкослоистыми песчаниками или известняками, выветрелыми гнейсами, гранитами и другими породами. Рис. 4.7 показывает типичный изгиб пластов в предместьях Праги, часто наблюдаемый в глинистых сланцах ордовика.

Изгиб пластов в выемках может быть опасным, потому что в обнажаемых пластах пород существует тенденция к развитию

оползней. При замерах залегания пластов в неглубоких контрольных шурфах необходимо быть очень внимательным, чтобы не измерить ложное падение близповерхностных пластов, подвергшихся изгибу.

4.4.2. Поверхностные оползни. Поверхностные оползни в обломочных и выветрелых массах склонов могут иметь огромные размеры, однако мощность их обычно мала и не превышает нескольких метров. На склонах обнаруживается несколько стадий развития оползней: от начального растрескивания поверхностного слоя до возникновения окончательных форм, сложенных несколькими образованиями, нагроможден-

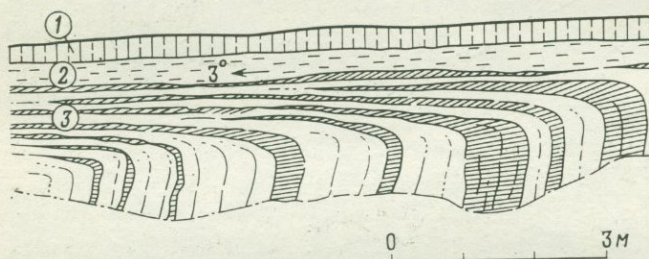


Рис. 4.7. Изгиб торцов пластов вблизи поверхности; разрез котлована здания больницы в Праге.

1 — лёссы; 2 — захваченные движением глины сеномана; 3 — захваченные движением выветрелые глинистые сланцы ордовика.

ными друг на друга. В сухую погоду поверхностные оползни обычно находятся в состоянии покоя; их движение возобновляется после сильных дождей и во время весеннего оттаивания, в особенности после длительного холодного периода. Поверхностные слои глинисто-песчаных и суглинисто-обломочных накоплений в процессе замерзания водонасыщаются. Вода, поднимающаяся по капиллярам из нижних незамерзших пластов к поверхности, последовательно замерзает в виде тонких прослоек льда, таяние которых приводит к ослаблению поверхностного слоя.

Поверхностные оползни часто развиваются в меловых и третичных глинистых породах и являются обычными во флишевых областях.

Поверхностный оползень, нарушивший склон холма Петрин в Праге в 1965 г., показан на рис. 4.8. В движение, разрушившее насыпь железнодорожного фуникулера, были вовлечены обломочные склоновые накопления и выветрелые меловые песчаники и аргиллиты, слагающие депрессию в глинистых сланцах ордовика, которая возникла вдоль Пражского разлома. Поверх-

ность скольжения частично совпадает с вовлеченными в движение меловыми аргиллитами и с поверхностью подстилающих выветрелых глинистых сланцев. Оползень имеет в длину примерно 200 м, ширина в верхней части около 130 м, а мощность — 4—8 м. Уступ отрыва в головной части оползня образовался ниже линии родников, вдоль которой возникло допол-

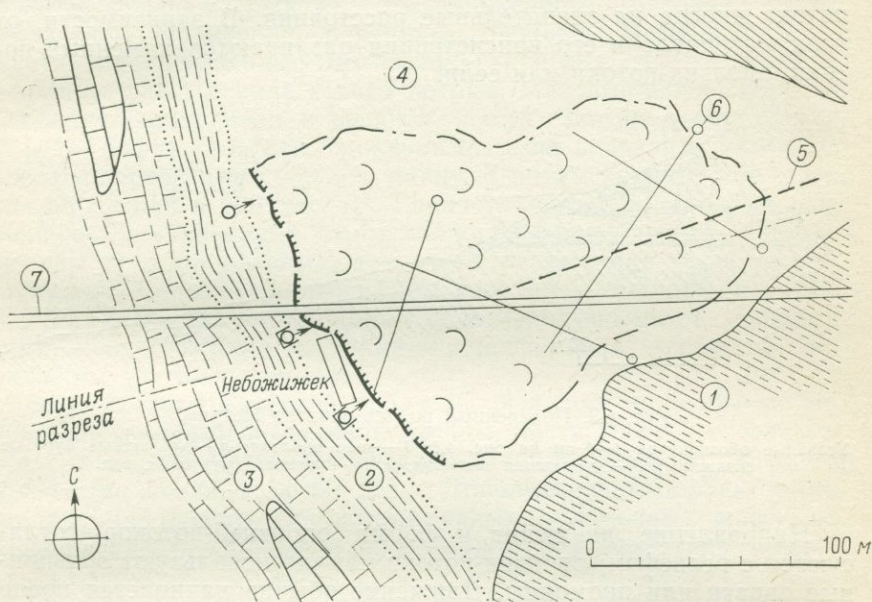


Рис. 4.8. Поверхностный оползень в обломочных образованиях на склоне холма Петрин в Праге.

1 — глинистые сланцы ордовика; 2 — аргиллиты сеномана; 3 — песчаники сеномана; 4 — склоновые обломочные массы; 5 — предполагаемая линия Пражского разлома; 6 — дренажные буровые скважины; 7 — насыпь фуникулера.

нительно несколько источников подземных вод, которые находились над меловыми аргиллитами (рис. 4.9). Непосредственной причиной, вызвавшей движение оползня, послужили сильные дожди в течение 1964—1965 гг. и возрастающие расходы всех источников в верхней части склона, обусловленные малой водопроницаемостью отложений и недостаточной сетью осушительных коллекторов на расположенном выше плато.

Первоочередная задача защитных мероприятий состояла в отводе вод, расположенных под оползнем; впоследствии оползень и подстилающие его породы были дренированы наклонными скважинами. Полная стабилизация склона была

достигнута с помощью дренажной штольни, которая подсекала обводненную зону, питающую источники.

4.4.3. Оползни-потоки. Поверхностные оползни и оползни с цилиндрической поверхностью смещения могут переходить в оползни-потоки в тех случаях, когда накопленные в эрозионном овраге массы становятся настолько водонасыщенными, что способны двигаться вниз по склону в виде узкого потока иногда на значительные расстояния. В зависимости от типа материала и его консистенции различаются каменные потоки, оползни-потоки или сели.

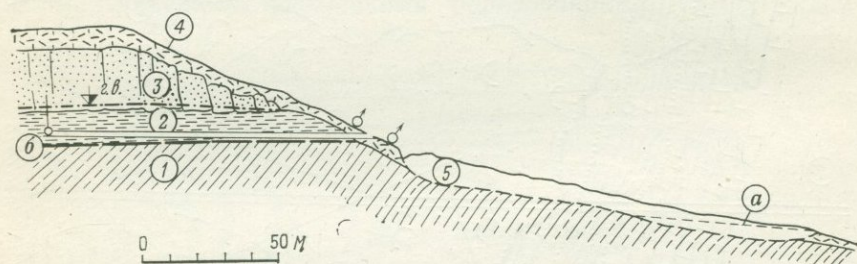


Рис. 4.9. Поперечный разрез оползня Петрин.

Условные обозначения 1—4 см на рис. 4.8; 5 — тело оползня; а — дренажные буровые скважины; б — дренажная штольня; г. в. — уровень грунтовых вод.

Направление движения и форма оползней-потоков согласуются с рельефом; оползни-потоки обычно используют эрозионные овраги или промоины. Движение обычно начинается после выпадения исключительно обильных атмосферных осадков. Атмосферные воды, проникающие в обломочный материал, значительно увеличивают его вес и уменьшают сопротивление сдвигу. Поэтому оползни-потоки движутся гораздо быстрее, чем поверхностные оползни. Но имеются и переходные типы; породы в уступе отрыва разрыхляются вследствие истирания и соскальзывают по криволинейным поверхностям по направлению к нижней части склона, где водонасыщенные массы движутся как поток.

Оползни-потоки широко распространены в Карпатском флишевом поясе, где несколько случаев движений склонов этого типа было описано как на чехословацкой, так и на польской сторонах этой горной цепи.

Типичный оползень-поток произошел в 1962 г. в горах Словацкие Бескиды, в долине реки Ричница (рис. 4.10). Район сложен третичным флишем Магура, представленным преимущественно мергелистыми и глинистыми сланцами с прослоями глауконитовых песчаников. Сланцы легко выветриваются и по-

этому склоны покрыты мощным слоем глинисто-песчаного обломочного материала, весьма склонного к оползанию. Оползень-поток возник в верхней части склона холма, в ложбине, промытой небольшим ручьем. Ложбина была заполнена глинисто-обломочным материалом мощностью до 15 м, сместившимся в нее в период предшествующих движений. После сильного ливня в домах селения Лискове, расположенного в верхней части оползневой территории, появились трещины. Несколько дней спустя водонасыщенные обломочно-глинистые массы потекли в долину ручья в виде узкого потока. Максимальная скорость движения, замеренная в средней части потока, составляла 25 м/ч. График скорости движения оползня показан на рис. 4.11. Оползень-поток имел 950 м в длину, а объем вовлеченных масс был определен в 900 тыс. м³. Глинисто-песчаные и обломочные оползневые накопления были полностью перемещены, водонасыщены и стали вязкими, так что в первые дни были непроходимыми. Селение Лискове было разрушено полностью, и еще два села были снесены в долину реки. Оползень-поток запрудил русло реки Ричница, и поднимающаяся вода угрожала нескльким другим селениям.

Этот катастрофический оползень был вызван необычно затяжными дождями в весенние месяцы, достигшими в соответствии с данными метеорологических станций 237% от среднего количества осадков за 50 лет. Дополнительными факторами явились накопление глинисто-песчаных обломочных масс, их подверженность снижению прочности и благоприятная морфология склона.

Один из крупнейших оползней-потоков произошел около Гандовы в Словакии в 1960 г. За несколько недель он достиг огромных размеров: общая длина составила 1800 м, а объем достиг 20 млн. м³ (рис. 4.12, 4.13). Оползень-поток разрушил 150 зданий, прервал автомагистраль, водные коммуникации и т. д. Уступ отрыва сформировался высоко на склоне в неогеновых глинах и туффитах, у подошвы андезитовых покровов. Разрыхленные выветрелые массы и андезитовый обломочный материал двинулись в виде узкого потока в долину реки, которая оказалась запруженной и сузилась в нескольких местах (рис. 4.14, 4.15). Детально этот оползень-поток описан в работе Зарубы и Менцла [247].

Оползни-потоки на горных склонах, на нижних частях которых имеются скопления рыхлых глинисто-обломочных масс, представляют серьезные препятствия для всех транспортных путей, поскольку закрепление их является сложным и дорогостоящим мероприятием.

4.4.4. Каменные потоки, мурь (сели). Под термином «каменный, или щебнистый поток» понимается быстрое

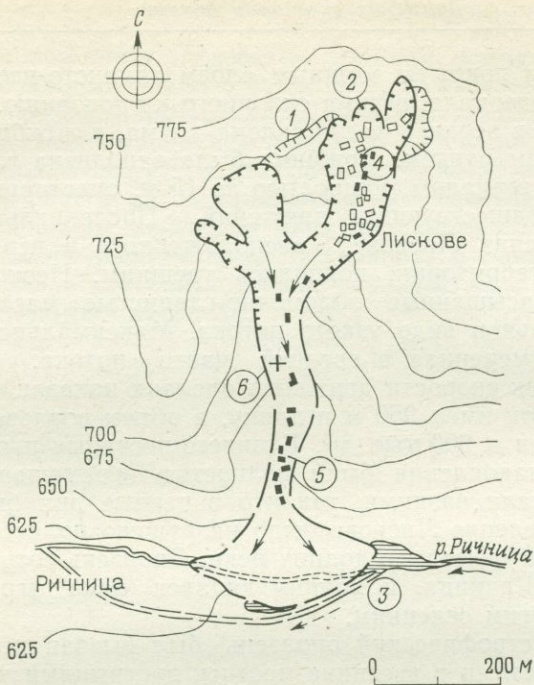


Рис. 4.10. Оползень-поток около Ричницы (Словакия) по данным 1962 г. [177].

1 — древний уступ отрыва; 2 — новообразованный уступ отрыва; 3 — подпруженное озеро; 4 — первоначальное расположение домов в Лискове; 5 — расположение домов после оползня; 6 — место замера скоростей движения оползня.

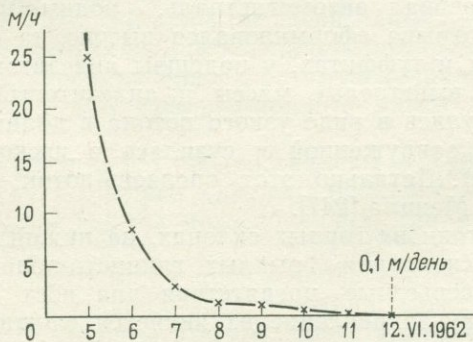


Рис. 4.11. Скорость движения средней части оползня-потока.

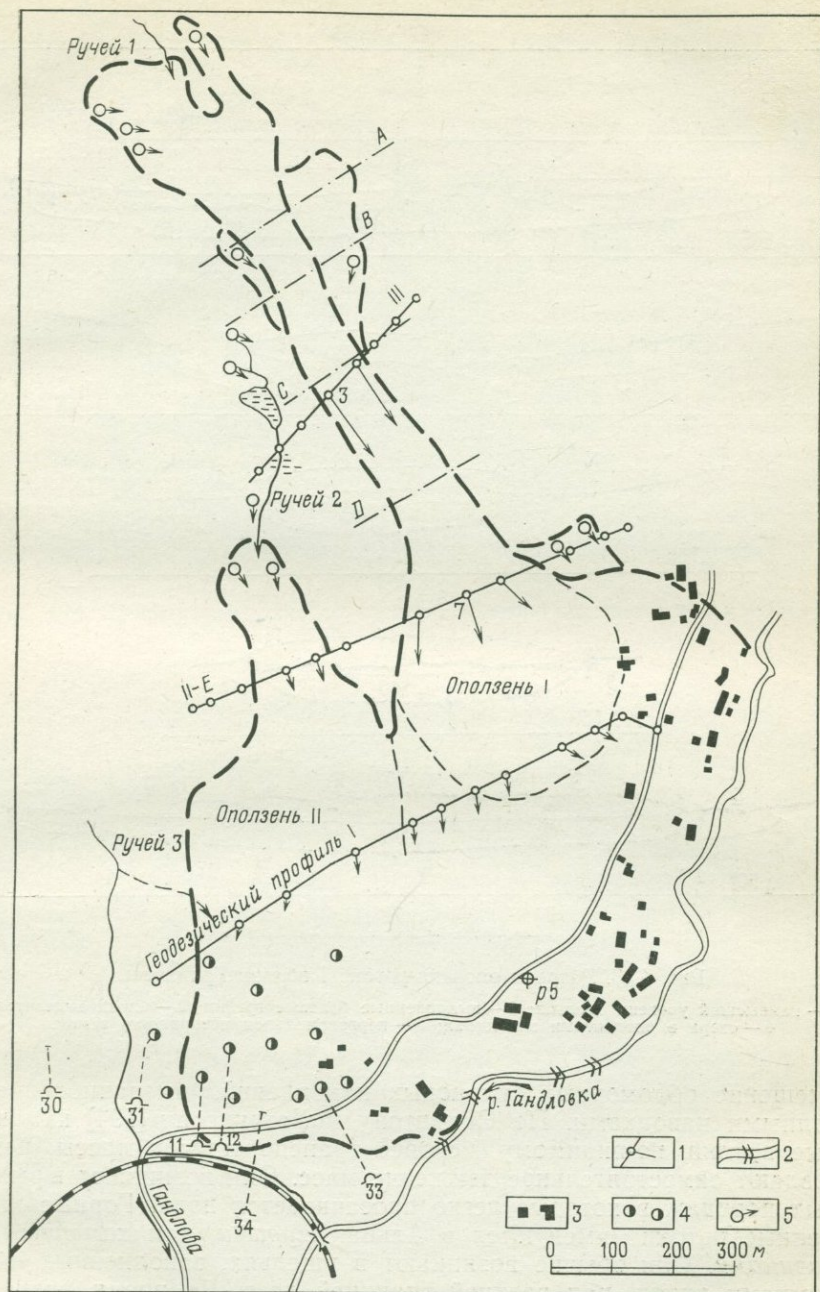


Рис. 4.12. Схема оползней-потоков около Гандловы в 1960—1961 гг. [247].

1 — векторы точек наблюдения с 1 января по 31 мая 1961 г.; 2 — нагромождения валунов в реке Гандловка; 3 — разрушенные здания; 4 — гидрогеологические скважины, из которых производились откачки; 5 — крупные источники в головной части оползня.

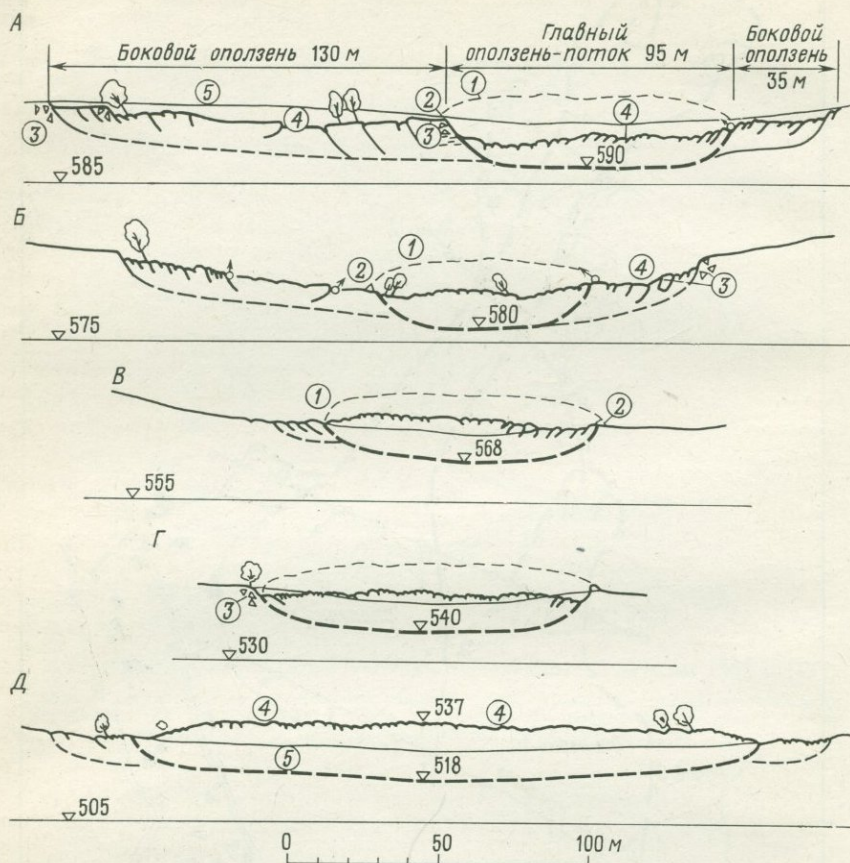


Рис. 4.13. Разрезы оползния-потока I вблизи Гандловы.

1 — наивысший уровень оползния; 2 — выдавленные боковые гребни; 3 — блоки андезитов; 4 — озера в оползневых западинах; 5 — первоначальная поверхность земли.

смещение обломочных склоновых накоплений, вызванное внезапными паводками. По Скемptonу и Хатчинсону [194] каменные потоки, по-видимому, скорее транспортируют массы, чем создают самостоятельное движение масс. Они возникают в рыхлых породах, в которые легко просачивается вода. Горные каменные потоки именуется в Альпах *мурами*, или *каменными лавинами*. Они обычно возникают в ущельях, заполненных обломками пород, над верхней границей леса. Во время ливней разнородный материал, размер которого меняется от тонкого песка до крупных валунов, сносится вниз. Соотношение твердой массы и воды обычно составляет 1:1. Муры двигаются очень



Рис. 4.14. Средняя часть оползня-потока I вблизи Гандловы (фото Геологической службы, Прага).



Рис. 4.15. Головная часть оползня-потока I вблизи Гандловы (фото Зарубы).

быстро; известны случаи, когда идущие поезда оказывались захваченными и погребенными под такими потоками. В умеренных зонах они распространены в высокогорных районах. Однако муры могут возникнуть при неосторожном воздействии на любой склон, сложенный рыхлыми породами, например при нарушении растительного покрова; они могут образоваться также на протяженных откосах глубоких автомобильных и железнодорожных выемок, не закрепленных растительностью.

Каменные и селевые потоки наносят большой ущерб в засушливых и полузасушливых районах, в которых обломочные массы, суглинки и ил сносятся вниз по долине во время периодических ливней. В этих областях поверхность земли недостаточно защищена растительным покровом от размыва.

Аналогичный характер имеют вулканические грязевые потоки. Вулканические извержения обычно сопровождаются сильными дождями, смывающими рыхлый пепел и мельчайшие продукты взрывов, которые в виде жидкой массы движутся к подошве вулкана. Под таким вулканическим грязевым потоком оказался погребенным город Геркуланеум при извержении Везувия в 79 г. н. э. Каменно-селевые потоки формируются и на склонах потухших вулканов, покрытых горными ледниками, когда возобновляется вулканическая деятельность. Лед и снег быстро тают из-за тепла вулканических извержений, и образующиеся потоки вод сносят в нижнюю часть склонов обломочный и моренный материал.

Разрушения склонов вследствие разжижения песков также относятся к этой группе оползней. Плывунный песок не представляет какой-либо особый тип грунта, поскольку любой рыхлый грунт в определенных условиях может стать жидким. Разжижение песка вызывается фильтрационными силами; оно может быть спровоцировано резким снижением уровня водохранилища или частичным разрушением водонепроницаемого покрова над песчаным водоносным горизонтом. Эти явления сравнительно редко встречаются на природных склонах.

Рыхлые, высокопористые пески могут стать разжиженными вследствие вибрации, которая приводит к переориентировке песчаных зерен, при этом плотность массы увеличивается, пористость уменьшается, а излишняя вода удаляется. Так как вода не может быть выжата мгновенно, поровое давление возрастает, снижая трение между зернами, и на какой-то период грунт становится текучим.

Подобные разрушения склонов сравнительно широко распространены на берегах морей (например, в Нидерландах) и озер. Аналогичные оползни могут происходить на откосах плохо уплотненных песчаных дамб вокруг водохранилищ, на верхних откосах земляных плотин и т. п.

Плывунные пески очень опасны в угольных бассейнах, поскольку они могут привести к оседанию и внезапному обрушению поверхности земли над подземными горными выработками.

4.5. Оползни в глинистых породах. 4. 5. 1. Оползни с цилиндрической поверхностью скольжения (сплывы, оползни среза). Если происходит превышение прочности на сдвиг неконсолидированных или слабоконсолидированных глинистых пород, то вдоль криволинейных по-

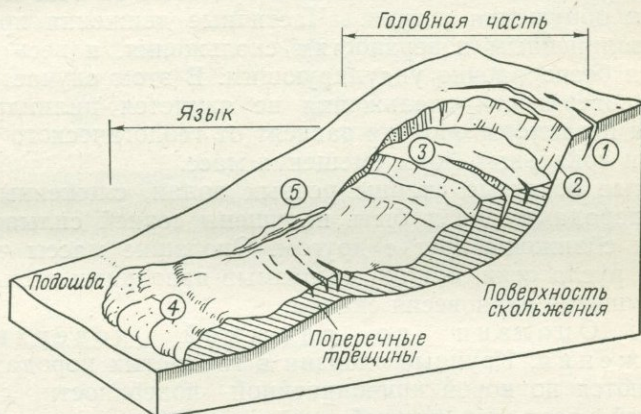


Рис. 4.16. Принципиальная схема строения оползня и главные трещины (по Варнсу, с изменениями).

1 — трещины отрыва; 2 — уступ отрыва; 3 — поперечные трещины; 4 — радиальные трещины; 5 — боковые гребни.

верхностей скольжения в склоне формируются глубокие оползни. Оползни этого типа называются сплывами или оползнями среза. В однородных глинистых породах (глинах, аргиллитах, глинистых сланцах) форма поверхности скольжения может рассматриваться в качестве цилиндрической. При теоретических построениях и измерениях может быть выявлена несколько иная форма поверхности скольжения, но различия в расчетах устойчивости для обоих случаев малы, в любом варианте они находятся в пределах достоверности метода, примененного для определения прочности пород.

Сплывы характеризуются определенным микрорельефом (рис. 4.16). Поскольку поверхность скольжения криволинейной, движение включает также вращение, и поверхность оползневой ступени обычно наклонена к склону. В головной части обнаруживается типичная вогнутая форма, и материал накапливается у подножия склона. Поперечные трещины, открытые в языке,

постепенно заполняются водой. Таким образом, происходит дальнейшее нарушение равновесия склона. Оползшие породы часто настолько водонасыщены, что приобретают характер оползня-потока.

Сплывы в глинистых породах имеют различные размеры; те из них, которые развиты на откосах выемок, относительно небольшие; однако на высоких берегах рек или морей они могут достигать огромных размеров. Иногда в движение вовлекаются многие миллионы кубических метров грунта.

Размеры оползней постепенно возрастают за счет продолжающегося обрушения уступа. Частичные движения происходят по криволинейным поверхностям скольжения, и весь оползень является беспорядочно ундулирующим. В этом случае конечная форма поверхности скольжения не является цилиндрической. Глубина и размеры оползня зависят от геологического строения склона и локальных форм смещения масс.

Крутые вогнутые склоны речных долин, сложенные глинистыми породами, могут быть нарушены серией сплывов, ниши которых сближены друг с другом. Оползшие массы часто достигают русла реки, однако их размыв паводками вызывает новое нарушение равновесия склона.

4.5.2. Оползни со сложной поверхностью скольжения. Крупные оползни в глинистых породах обычно развиваются по новой криволинейной поверхности смещения в верхней части, а в нижней они используют зону с меньшей прочностью и благоприятным расположением.

Крупный оползень этого типа был изучен в долине реки Ваг (Словакия) близ Сучани, где проектировалось сооружение электростанции. Река Ваг протекает здесь вдоль южного подножия гор Малая Фатра, в широкой долине, прорезанной в неогеновых мергелях и глинах с прослоями песчаников и конгломератов. К западу от Сучани мергели и глины обнажаются в крутом вогнутом склоне протяженностью 400 м и высотой до 24 м (рис. 4.17). Этот вогнутый склон представляет фронтальную часть оползня, уступ отрыва которого расположен на правом берегу в 900 м от реки. Поверхность оползня частично перекрыта древним аллювием. Глубоко вложенная поверхность оползня указывает на развитие оползневых процессов в геологическом прошлом. Выходы поверхности скольжения установлены на левом берегу Вага, в 60 м от русла реки. Неогеновые породы были приподняты оползнем на несколько метров над голоценовой поймой, и изогнутые стволы ив свидетельствуют о том, что оползень находился в движении до недавнего времени. Интересной особенностью является то, что река Ваг протекает здесь по нижней части оползня и размывает его, тогда как поверхность скольжения обнажается на другом берегу

(рис. 4.18). Речная эрозия и движение оползня действовали, таким образом, в противоположных направлениях. Так как движение было относительно медленным, а речная эрозия энергичной, оба эти фактора находились практически в равновесии. Уступы в руслах рек возникают при избирательной эрозии

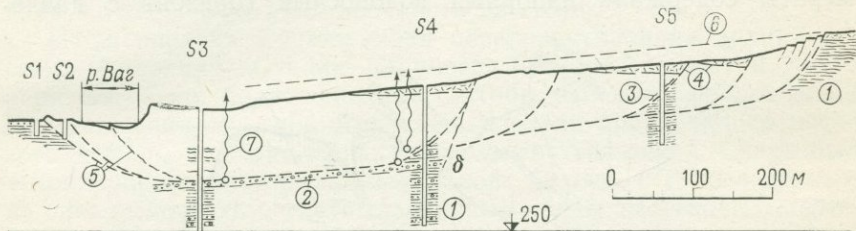


Рис. 4.17. Разрез глубокого оползня со сложной поверхностью скольжения вблизи Сучани у подножия гор Малая Фатра в Словакии [245].

1 — неогеновые мергели и песчаные мергели; 2 — неогеновые песчано-гравийные отложения; 3 — перемежные породы; 4 — глыбы гранитов; 5 — отдельные поверхности скольжения; 6 — первоначальная поверхность земли; 7 — напорные воды в неогеновом гранити.

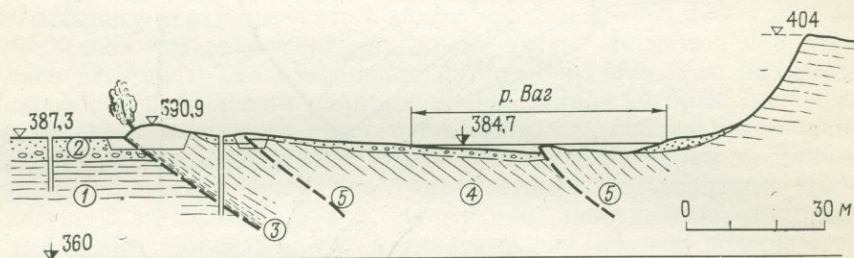


Рис. 4.18. Разрез фронтальной части оползня Сучани [245].

1 — неогеновые мергели в коренном залегании; 2 — пойменные пески и гравий; 3 — перемежные слои, выдавленные выше поймы; 4 — приподнятые оползнем неогеновые мергели, эродированные рекой Ваг; 5 — отдельные поверхности скольжения.

в твердых породах; однако в данном случае он образовался в мягких мергелях, которые непрерывно выдавливались оползнем в русло реки.

Оползневая территория была обследована, и скорость движения измерялась геодезическими методами (рис. 4.19). В течение 1947—1957 гг. горизонтальные перемещения составляли в среднем 8—10 см в год. Поверхности скольжения и зоны перемежания были изучены в шурфах и буровых скважинах. Погружающаяся в сторону левого берега под углом 34—40° зона сдвига была обнаружена на глубине 80 м на правом берегу. Одна из поверхностей скольжения была обнажена в русле реки.

Объем вовлеченных в оползание пород оценивается в 40 млн. м³ [246].

Оползень развился на сравнительно ровной местности за счет боковой эрозии рекой Ваг и в результате влияния гидрогеологических и тектонических факторов. Базальные конгломераты содержали напорный водоносный горизонт с давле-

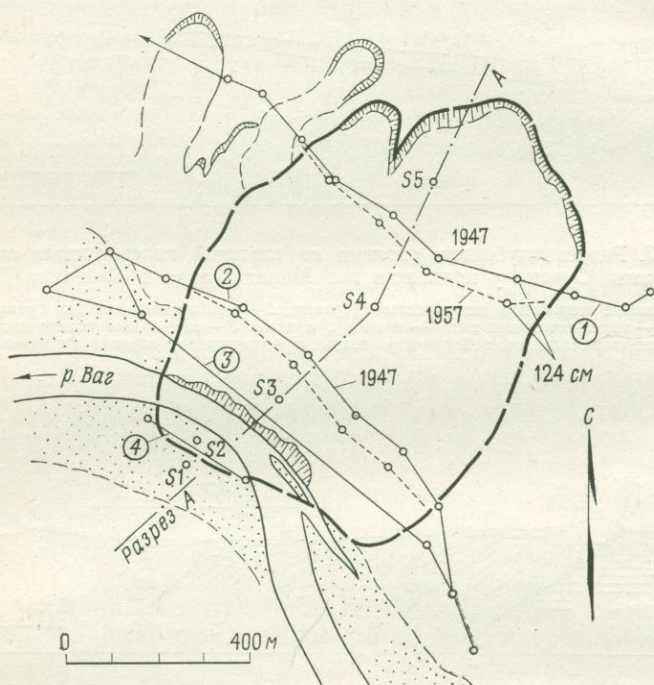


Рис. 4.19. План оползня Сучани [154].

1, 2, 3, 4 — створы геодезических наблюдений.

нием в 13 атм, приведшим к поднятию движущихся масс. Движение частично осуществлялось по древним плоскостям разрывов, которые предопределили форму оползня.

Расчет устойчивости показал, что результаты лабораторных испытаний не полностью соответствуют действительности. Отсюда следует, что, если в движении участвуют крупные массы пород и поверхность скольжения находится глубоко, результаты испытаний прочности пород на сдвиг на образцах малых размеров не являются достоверными. В этих испытаниях развивается только одна четко ограниченная поверхность скольжения, тогда как на больших глубинах и, следовательно, при вы-

соких давлениях (в этом изученном случае — до 21 кг/см^2) движение приводит к образованию мощных зон перемятия, в которых сложение и свойства пород, включая мельчайшие частицы, полностью изменены. Этот факт уже упоминался в 1951 г. Денисовым, который установил, что давление, достигающее 10 кг/см^2 , вызывает нарушение внутренней структуры глин и уменьшение угла прочности на сдвиг.

Из-за оползня Сучани была перепроектирована водная система Крпелани—Сучани—Липовец. Отводной канал и русло реки Ваг были проложены так, чтобы избежать повреждений при движении оползня. Движение оползня прекратилось после того, как его подошва перестала подмываться рекой. Склон был стабилизирован контрбанкетом (около 60 тыс. м^3), возведенным на дне долины там, где выдавленные гряды неогеновых мергелей фиксировали выходы поверхностей скольжения.

По своим размерам и характеру оползни реки Ваг напоминают движения склонов, описанные в советской литературе в долинах Волги, Москвы, Днепра и других крупных рек.

Многие оползни на берегах морей включены в эту группу. Примером широкого развития оползней на берегах морей является оползень около Фолкстона в южной Англии, где в крутом берегу верхнемеловые породы перекрывают глины Голт. За последние два века железная дорога Дувр—Фолкстон прерывалась несколько раз возобновлявшимся оползнем. Его развитию способствует абразия глин на уровне моря, которая приводит к подмыву основания крутого берега и, следовательно, к оползанию по криволинейным поверхностям скольжения. Устойчивость снижается за счет гидростатического давления воды в трещинах меловых пород. Испытания, проведенные на образцах керна, показали, что прочность глин вблизи поверхности скольжения является гораздо меньшей, чем прочность ненарушенных глин. Снижение прочности обусловлено, вероятно, разгрузкой глин и просачиванием воды из глауконитовых пород, которая размягчает глины.

Происхождение этих оползней зависит главным образом от плотности и прочности на сдвиг глинистых пород и до некоторой степени от гидрогеологических условий. Взаимоотношения между возобновившимися оползневыми движениями и обильными дождями хорошо иллюстрируются на примере глубокого оползня в Портленде (штат Орегон, США), захватившего площадь местного зоопарка. Оползень образовался в выветрелом базальте (плотных глинах) [165]. В верхней части склона возникла криволинейная поверхность раздела, наследующая в нижней части поверхность плотного выветрелого базальта почти горизонтального залегания (рис. 4.20). Оползень имеет длину около 200 м, ширину — 300 м и мощность приблизительно 25 м.

Это древний оползень, устойчивость которого была нарушена выемкой при прокладке новой дороги в 1957 г. В 1958—1959 гг. усилившиеся дожди вызвали новое движение грунта, в процессе которого образовалась отчетливая краевая трещина отрыва, отграничивающая головной уступ. В 1963—1970 гг. опол-

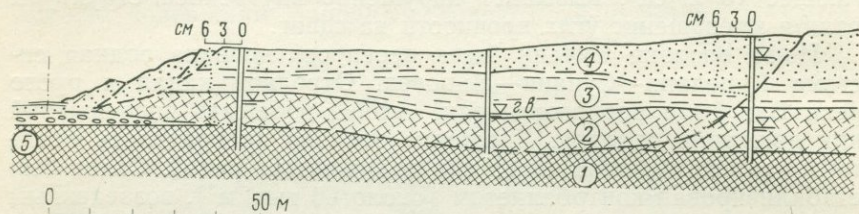


Рис. 4.20. Разрез оползня на площади зоопарка в Портленде (США) [154].

Показаны смещения (см) с апреля 1969 г. по февраль 1970 г. 1 — выветрелые базальты; 2 — разложившиеся базальты; 3 — плотные коричневые глины с прослоями песка; 4 — лёссовые суглинки; 5 — илы с галькой; г. в. — уровень грунтовых вод.

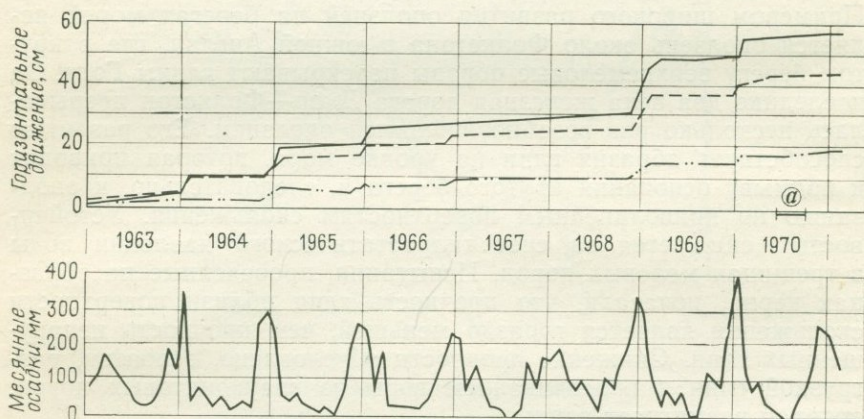


Рис. 4.21. Зависимость горизонтальных движений оползня на площади зоопарка (рис. 4.20) от интенсивности дождевых осадков.

а — период сооружения контрбанкета.

зень детально изучался, при этом особое внимание обращалось на взаимосвязь между возобновившимися движениями и дождевыми осадками. Как видно на рис. 4.21, движение активизировалось тогда, когда зимние дождевые осадки достигли 200 мм в месяц. Оползень был стабилизирован с помощью системы дренирующих колодцев и скважин, а также путем создания каменного контрбанкета на языке оползня.

Крупные ископаемые оползни этого типа были описаны Солле [197] в долине Нила в Верхнем Египте. Мощный комплекс эоценовых известняков и мергелистых сланцев сместился по криволинейным поверхностям скольжения. Вблизи дна долины поверхность сдвига проходит по субгоризонтально залегающим глинистым сланцам, богатым монтмориллонитом (сланцы Эсна). Оползни происходили в отдельные плейстоценовые периоды, поэтому в современных аридных климатических условиях они представляют собой историческое явление.

4.5.3. Движение склонов, сопровождающееся выдавливанием мягких пород. К этой группе относятся блоковые оползни, деформации склонов, сопровождающиеся выдавливанием мягких глин в эрозионных долинах или в выемках, и разрушения насыпей, возведенных на грунтах с низкой несущей способностью.

Этот процесс часто происходит в природе; однако из-за малой скорости он не фиксируется. Неустойчивость склона становится заметной спустя длительное время, когда продолжительные, но незначительные по масштабам деформации достигают измеримых величин.

Выдавливание мягких пород в дне долин, или так называемое *выпучивание*, было изучено и описано Холлингвортом и др. [79] в карьере при разработке железных руд около Нортгемптона в центральной Англии. Относительно глубокие долины прорезают твердые юрские известняки, и в дне их обнажаются пелитовые сланцы и мягкие глины лейаса. Нормальное залегание пород почти горизонтально, но в подошве склонов и под дном долины слои сильно деформированы. Известняки падают в глубь склона и разбиты зияющими трещинами. Краевые блоки твердых пород погружаются синхронно с выдавливанием глин в дне долины (рис. 4.22). Напряжение, вызвавшее поднятие глин, обусловлено различными нагрузками на глины в дне долины и под ее бортами. Деформации проявляются в выдавливании пластичного вещества из нагруженной области в места, где нагрузка отсутствует.

Аналогичное явление наблюдалось в долине реки Лучина около Остравы (Чехословакия). На разрезе на рис. 4.23 видно, что русло реки прорезано в мергелистых глинистых сланцах раннемелового возраста, пересеченных мощными конкордантными телами тешенита. Тешенит разбит на блоки разломами, параллельными долине. Крупные блоки тешенита постепенно погружались в мягкие сланцы и медленно двигались вниз по склону. Выдавленные на дне долины сланцы размывались рекой. Наклон погружающихся блоков ясно виден по реликтам контактово-метаморфизованных аспидных сланцев выше и ниже

тешенитовых блоков. Главные деформации датируются плейстоценом, о чем свидетельствует заполнение межблокового пространства обломочным материалом и лёссовым суглинком.

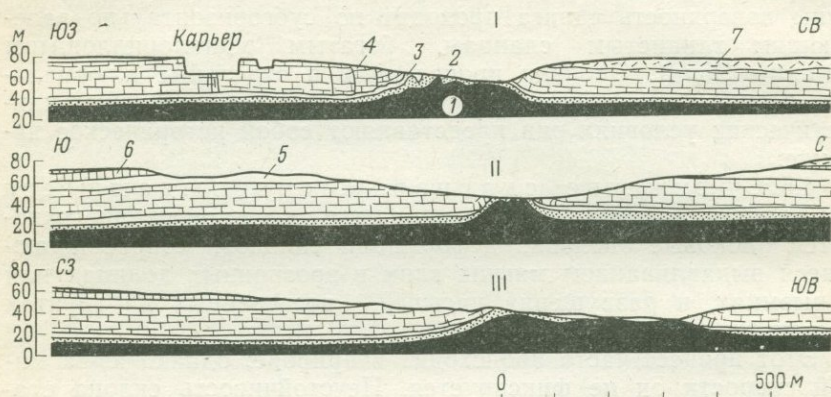


Рис. 4.22. Выдавливание глин лейаса в дне долины, Линкольншир, Англия [79].

I, II — разрезы через долину ручья Байтам; III — разрез через долину реки Гуаш; 1 — глины лейаса; 2 — песчаники Нортгемптон; 3 — глины Верхний Эстуарий; 4 — известняки Линкольншир; 5 — глины; 6 — глинистые сланцы; 7 — ледниковые отложения.

Выдавливание мягких пород в дне эрозионных долин известно также в Румынии, где образовавшиеся в результате этого формы получили название «долинных антиклиналей». Румынские геологи изучили диапироподобное выдавливание соля-

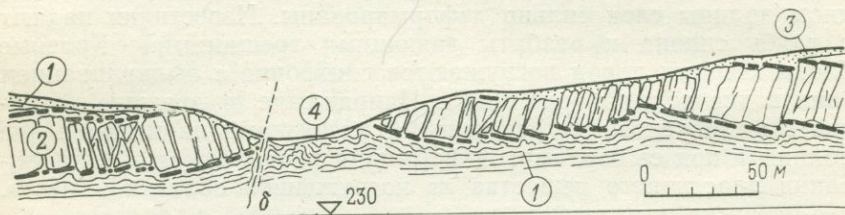


Рис. 4.23. Выдавливание мергелистых глинистых сланцев в дне долины реки Лучина вблизи Остравы [234].

1 — раннемеловые мергелистые глинистые сланцы; 2 — тешенит; 3 — контактово-метаморфизованные аспидные сланцы; 4 — нарушенные глинистые сланцы в донной части долины.

ных куполов, происходящее вслед за речной эрозией перекрывавших их отложений. Пластические деформации обычны в третичных глинистых отложениях в бассейнах рек Олт, Тырнава-Маре, Ареш и т. д. Антиклинальные изгибы развиваются ниже дна долин, тогда как на склонах пласты залегают почти гори-

зонтально [85, 235]. Ориентировка осей долинных антиклиналей, схожая с рисунком речной сети, позволяет предполагать, что эти явления возникли недавно и вызваны речной эрозией.

Подобные поверхностные деформации пород и сопровождающие их явления привлекают большое внимание при строительстве гражданских сооружений. Аналогичные явления могут происходить в котлованах, если вскрываемые мягкие породы залегают ниже твердых пород.

Блоковые оползни развиваются на склонах, где мягкие глинистые слои подстилают крутостенные блоки твердых пород. Краевые блоки погружаются в мягкий субстрат. Растяжение, возникающее в перекрывающих породах, приводит к отрыву и

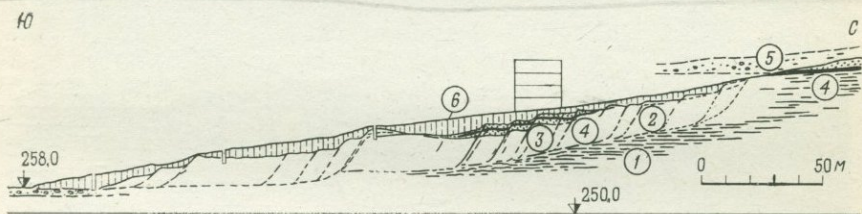


Рис. 4.24. Ископаемый блоковый оползень около Турнова (Чехия).

1 — песчаные мергели; 2 — сдвинутые блоки; 3 — хрупкие песчаники; 4 — глауконитовые песчаники; 5 — плейстоценовый террасовый гравий; 6 — лёссовый суглинок.

движению краевых блоков, которые в конечном счете отделяются от основного массива зияющими трещинами. Обычно внешний край основания блока выдвигается вверх и в сторону реки, а его поверхность наклоняется в сторону склона.

Образование блоковых оползней сходно с процессами выдавливания мягких пород в дне долин. Однако в этом случае пластичный слой, подстилающий тяжелые блоки пород, имеет сравнительно малую мощность. Он обеспечивает движение и наклон блоков, но является слишком тонким, чтобы в донной части долин могло развиваться выпучивание.

Склоны, для которых существует опасность разрушения этого типа, развиты, например, там, где образующие отвесные уступы твердые песчаники залегают на мягких мергелях (рис. 4.24) или где покровы базальтов покоятся на туфах или мергелях. В Словакии некоторые блоковые оползни по краям андезитовых покровов обнаруживают аналогичные черты.

Крупные блоковые оползни распространены на берегах Братского водохранилища, около озера Байкал в Сибири. Крупные блоковые оползни развиты в долинах рек Ангара и Илим, склоны которых сложены ордовикскими кварцитами и песчаниками, залегающими на кембрийских аргиллитах (рис. 4.25).

Скорость движения блоковых оползней в большинстве случаев настолько мала, что они могут быть отнесены к явлениям ползучести. Они принадлежат к этой категории и потому, что движение не происходит по определенной поверхности скольжения, а блоки постепенно погружаются в мягкий субстрат, который претерпевает пластическую деформацию, и «сползают» вниз по склону. Обильные дожди могут нарушить плотность субстрата до такой степени, что происходит внезапное оседание и сдвигание блоков. Часть города Алжир была разрушена по-

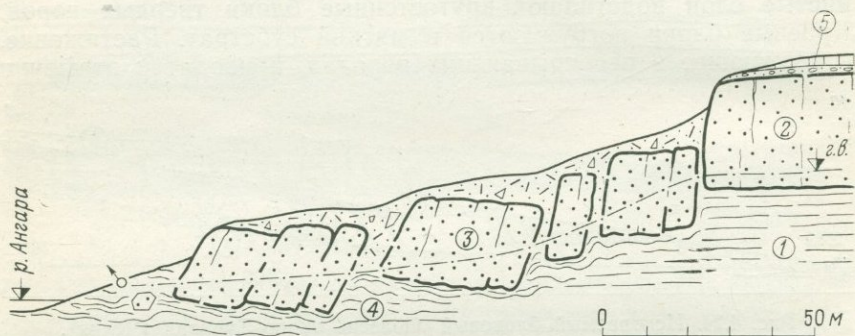


Рис. 4.25. Блоковый оползень на левом берегу реки Ангары около Братской плотины в Сибири [146].

1 — аргиллиты верхнего кембрия; 2 — песчаники ордовика; 3 — погружившиеся блоки песчаника; 4 — выветрелые аргиллиты, претерпевшие пластическую деформацию; 5 — террасовый гравий; г. в. — уровень грунтовых вод.

добными катастрофическими блоковыми оползнями [247]. Исследования, проведенные после последнего бедствия, показали, что разрушению склона способствовал литологический состав слагающих его пород. Сильно трещиноватые известняки подстилаются глауконитовыми мергелями, и когда просачивавшаяся дождевая вода пришла в соприкосновение с ними, она была обогащена соединениями щелочей, высвобожденных в процессе выветривания глауконита. Подщелоченная вода вызвала диспергирование мергелей, так что известняки оказались залегающими фактически на вязкой массе.

4.6. Оползневые движения твердых пород. 4.6.1. Оползни по predetermined поверхностям. Оползни по напластованию, поверхностям трещиноватости и разломов обычно возникают тогда, когда плоскости раздела падают вниз и их непрерывность нарушена у подошвы склона.

В слоистых толщах с гладкими плоскостями напластования угол наклона пород определяет обычно максимальную крутизну склона, при которой он находится в устойчивом состоянии.

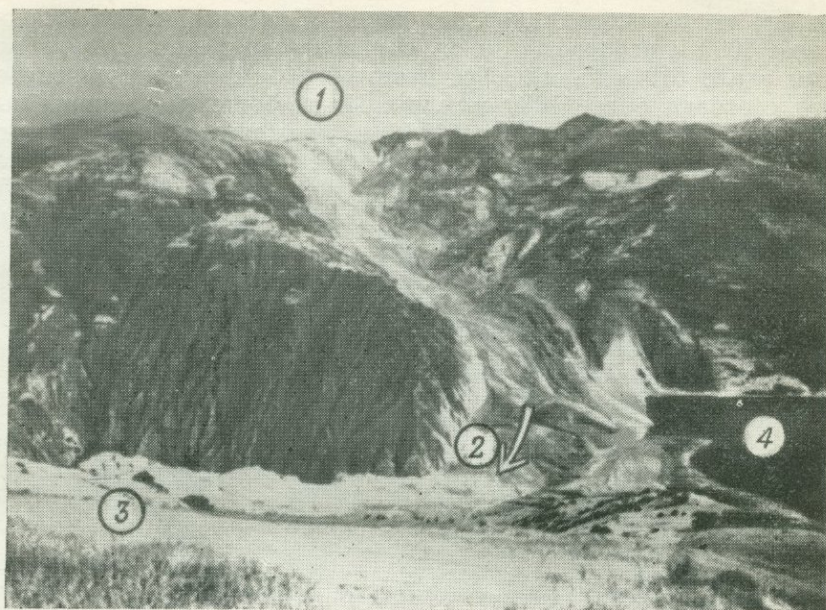


Рис. 4.26. Оползень скальных пород и каменный поток в реке Мантаро в Андах, Перу (фото Койна).

1 — уступ отрыва; 2, 3 — каменный поток; 4 — временное озеро.

Если склон подрезается эрозией или в нем создается выемка, то он удерживается в устойчивом положении только силами трения. Коэффициент трения возрастает с увеличением шероховатости плоскостей напластования. Трение может быть уменьшено климатическими факторами (замерзанием и оттаиванием) или гидростатическим давлением воды в трещинах, если отток воды затруднен. Смещение может быть спровоцировано возрастанием угла склона при тектоническом поднятии.

Оползни по напластованию или другим поверхностям раздела бывают катастрофическими в высоких горах, где движение вследствие большой разницы высот может достигать ускорения почти как при обвалах. В молодых горах склоны легко подвержены оползневым движениям, поскольку речные потоки с высокими градиентами глубоко врезаются в породы, а выравнивание склонов отстает от эрозии.

Одно из крупнейших обрушений склонов этого типа произошло 25 апреля 1974 г. в долине реки Мантаро в Перу (рис. 4.26). Громадная толща пермских песчаников, содержащих прослой мергелей, соскользнула с верхней части горного

склона по плоскостям напластования. Каменный поток длиной более 8000 м перекрыл каньон, образовав временное озеро объемом около 670 млн. м³. Рассчитанный объем сместившихся пород составил более 1000 млн. м³. Из-за большой разницы высот, составлявшей примерно 1500 м, движение достигло скорости 120—140 км/ч и закончилось через 3—4 мин. Этот катастрофический оползень разрушил несколько деревень, 450 человек погибло. Через 44 дня уровень воды озера превысил сложенную обломочным материалом плотину, и она была раз-

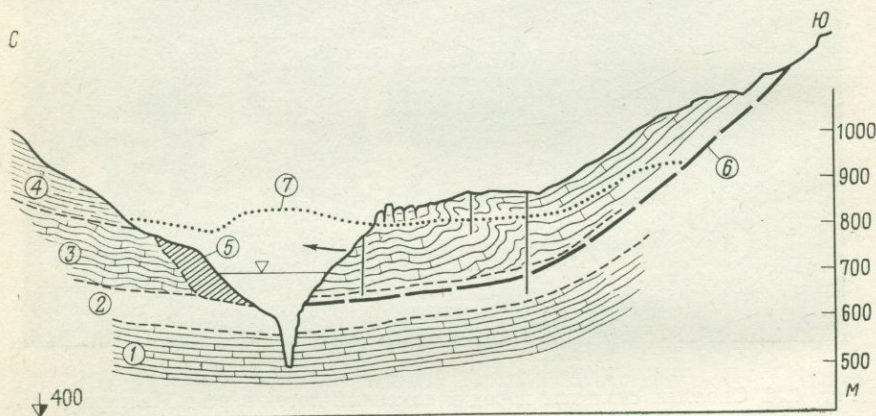


Рис. 4.27. Огромный блок юрских и меловых известняков, сползший в водохранилище Вайонт в Итальянских Альпах и вызвавший катастрофический паводок в долине реки Пьяве в 1963 г. [181].

1 — известняки доггера; 2 — тонкослойные известняки с прослоями глин (мальм); 3 — грубослойные известняки с кремнистыми сланцами (мел); 4 — мергелистые известняки (мел); 5 — реликты древнего оползня; 6 — поверхность скольжения; 7 — долина, перекрытая оползнем.

мыта за два дня. Высота потока достигла 35 м, но благодаря своевременной эвакуации людей из долины более никто не погиб.

За шесть месяцев до оползня в верхней части склона появились трещины, однако ни сейсмические толчки, ни усиление дождей непосредственно не предшествовали движению оползня. Но поскольку долина расположена в сейсмичной зоне, предшествующие вибрации могли вызвать разуплотнение пластов песчаника. Дополнительным фактором явилась сильная эрозия, приведшая к формированию очень глубокой долины с крутыми склонами [99].

Оползни — не редкое явление в долине реки Мантаро. Сноу [195] описал аналогичный оползень 1945 г., когда долина оказалась перегороженной крупным оползнем, возникшим в трещиноватых гранодиоритах, и зарегистрировал остатки несколь-

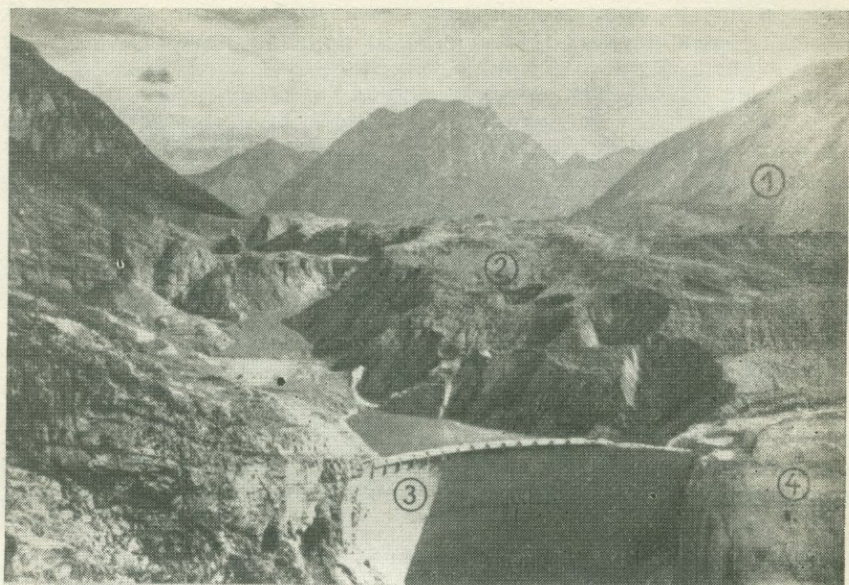


Рис. 4.28. Оползень Вайонт 1963 г.

1 — поверхность скольжения; 2 — оползневой массив; 3 — арочная плотина; 4 — известняк, обнажившийся после размыва возникшей волной.

ких более ранних деформаций склонов с характерными чертами микрорельефа.

Оползень в юрских известняках с поверхностью смещения по напластованию заполнил водохранилище Вайонт в Итальянских Альпах в 1963 г. Этот оползень объемом более 240 млн. м³ вывел из строя ГЭС на одной из высоких арочных плотин в мире. Наибольший ущерб был нанесен волной высотой 100 м, переклестнувшей плотину, разрушившей город Лонгарон и опустошившей долину реки Пьяве ниже плотины (рис. 4.27, 4.28).

Оползни по напластованию обычны в флишевых областях Карпат. Возникновение их обусловлено характером пород и рельефом. В Карпатах речные потоки с высокими градиентами быстро врезаются в мягкие флишевые отложения и выравнивание склона отстает от скорости донной эрозии. Вследствие этого склоны становятся более крутыми, чем падение слоев, и, если последнее направлено в сторону долины, то создаются условия для развития оползней (рис. 4.29).

Развитие оползней по напластованию может быть вызвано также подрезками при проходке выемок для шоссе, железных

дорог и других сооружений или при разработке месторождений полезных ископаемых. На рис. 4.30 показан профиль выемки,

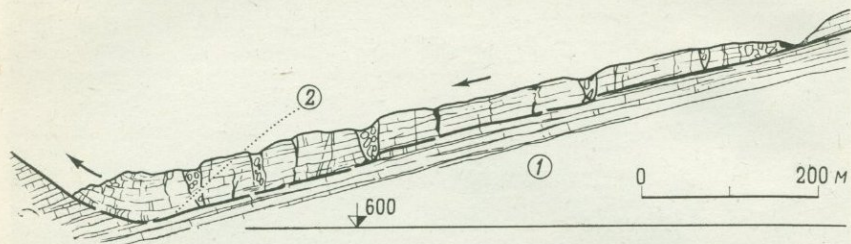


Рис. 4.29. Оползень по напластованию [143].

1 — меловые песчаники и аргиллиты; 2 — предполагаемый профиль склона до оползня.

пройденной в возвышенности Богдалец в Праге для расширения железнодорожного пути, который должен был заменить старый одноколейный путь. Склон сложен ордовикскими глинистыми

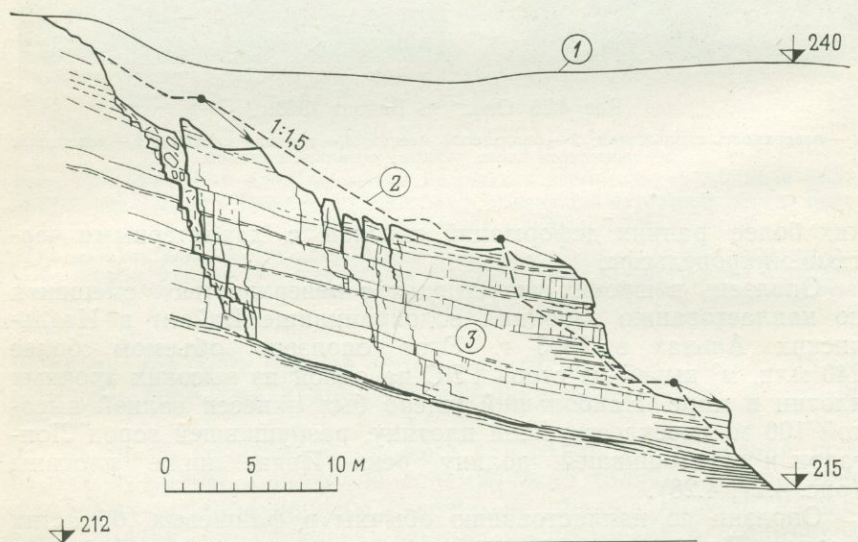


Рис. 4.30. Оползень на откосе железнодорожной выемки, пройденной в возвышенности Богдалец в Праге [239].

1 — первоначальная поверхность земли; 2 — откос выемки с бермами; 3 — блок глинистых сланцев, сместившихся по напластованию.

сланцами с прослоями кварцитов, смятыми в складки, крылья которых наклонены под углом $15\text{--}20^\circ$ в сторону выемки. В момент возникновения подвижки откосы выемки имели заложение

1:1 в нижней и 1:1,5 в верхней части с тремя бермами. Несмотря на укрепительные меры, блок пород объемом около 8000 м³ сместился в выемку по напластованию в течение зимних месяцев. Плоскость напластования, явившаяся поверхностью скольжения, имеет падение примерно 15°.

4.6.2. Длительно протекающие деформации горных склонов (гравитационные оползни). Хотя в эту группу включены длительно протекающие деформации горных склонов, их движение носит характер крипа (сгеер). Их называют также гравитационными оползнями. Они развиваются в породах, способных к пластической деформации, в ре-

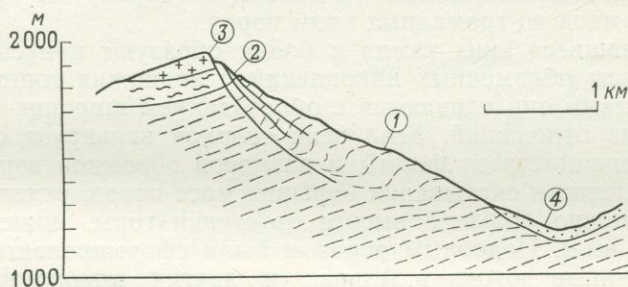


Рис. 4.31. Разрез горы Разтоки, склон которой испытал гравитационную деформацию (Западные Татры) [139].

1 — биотитовые гнейсы; 2 — мигматиты; 3 — граниты; 4 — флювиогляциальные и склоновые отложения.

зультате совокупности движений вдоль слоистости, сланцеватости и трещиноватости без формирования протяженной поверхности скольжения (рис. 4.31). Такие явления в большом количестве наблюдались в молодых горных поясах, таких, как Альпы или Карпаты [139]. Наиболее часто они развиваются на склонах, сложенных филлитами, слюдяными сланцами, парагнейсами и хлоритовыми сланцами, которые деформированы дифференцированными движениями.

Длительное разуплотнение и перемещение пород по полого наклоненной слоистости может происходить в том случае, если из-за климатических факторов раскрываются различные экзогенные трещины или если остаточное напряжение высвобождается в результате углубления долины. В штольнях, пройденных в береговых примыканиях плотины на реке Моравка (в горах Моравско-Силезские Бескиды), разуплотнение субгоризонтальных пластов песчаника наблюдалось на глубине до 50 м от поверхности склона. Длительно продолжавшееся смещение блоков песчаника по полого наклоненным глинистым сланцам было установлено на других склонах этой горной цепи [143].

Необходимо тщательно картировать гравитационные оползни, так как они распространены шире, чем принято считать. Многие ослабленные таким способом крутые склоны скрыты под молодыми склоновыми отложениями. Своевременное распознавание этих явлений позволит избежать трудностей при сооружении плотин и туннелей и особенно при проектировании аккумулярующих водохранилищ в высокогорных районах.

4.6.3. Обвалы. Под обвалами понимается отчленение блоков или комплексов твердых пород от обрывов и карнизов пород и последующее быстрое движение их по склону. Обвалы характеризуются очень высокой скоростью движения масс, вызванной свободным падением. Размеры их варьируют от отдельных обломков до громадных глыб пород.

Скатившиеся вниз камни и блоки образуют конусы осыпей или конусы обломочных накоплений у подножия горных склонов. Местами они сливаются с образованием широких шлейфов склоновых отложений. Угол этих склонов варьирует от 25 до 40° в зависимости от формы и размеров обломков пород. Скорость падения и скатывания больших масс пород, отделившихся на достаточно большой высоте от стенки горы, может достигать 200 км/ч. Подобным образом были сформированы некоторые каменные потоки в Альпах и других высокогорных областях.

Обвалы сравнительно часто происходят на крутых горных склонах, особенно в долинах, переуглубленных горными ледниками. Они широко развиты на скалистых берегах озер и морей, а также на склонах глубоких эрозионных долин с вогнутыми профилями (см. рис. 8.3).

Сотни обвалов были зарегистрированы в молодых горных поясах, таких, как Альпы, Карпаты, Гималаи, Анды и Скалистые горы. Одним из крупнейших явился оползень-обвал в долине реки Бартанг на Памире в 1911 г. Массив горных пород объемом около 4800 млн. м³ сместился и перекрыл долину, образовав озеро длиной 75 км и глубиной 262 м¹. В 1893 г. гигантский обвал произошел в верхнем течении реки Ганг в Гималаях, он запрудил долину и образовал озеро длиной 7 км. В последующем году эта временная плотина внезапно разрушилась и катастрофический паводок опустошил долину Ганга на большом протяжении.

По данным советских авторов, чрезвычайно большие обвалы и оползни возникают при землетрясениях. В. П. Солоненко [198] отмечал, что землетрясение 1957 г. в грабене Байкала привело к развитию обвалов на хребте Муйский, в 220—

¹ По последним данным объем этого оползня составляет 2,2 км³, а глубина озера — около 500 м.— *Прим. ред.*

230 км от эпицентра, на площади более 150 000 км². Он характеризует эти явления как сейсмо-гравитационные и приводит другие примеры обвалов, главным образом в Средней Азии, в долине реки Мургаб на Памире (1887 и 1911 гг.) и в долине реки Нарын (1946 г.), которые перекрыли долины рек в нескольких местах. Землетрясение в южной части Тянь-Шаня в 1949 г. спровоцировало образование крупных обвалов и оползней, которые принесли ущерб, больший, чем само землетрясение.

Из обвалов, происшедших в Альпах, следует упомянуть обвал 1881 г. вблизи Эльма в Швейцарии, детально изученный

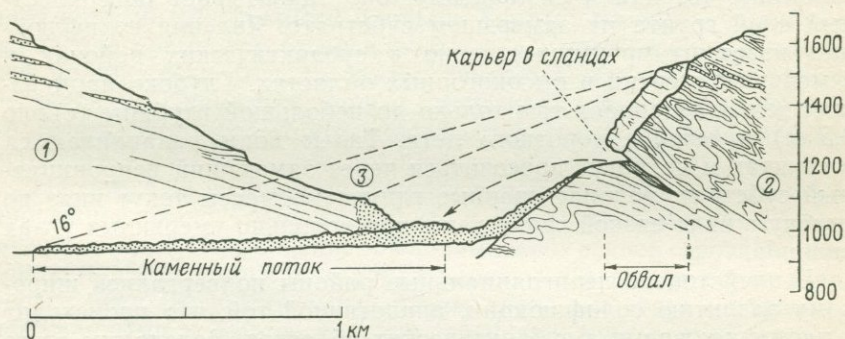


Рис. 4.32. Обвал вблизи Эльма в Швейцарии в 1881 г. [77].

1 — флишевые песчаники и глинистые сланцы; 2 — смятые в складки слои Блаттенграат; 3 — обломочные массы, переброшенные на противоположный склон.

швейцарскими геологами. На рис. 4.32 приведен разрез склона, сложенного смятыми в складки глинистыми сланцами и песчаниками, входящими в Флишевую зону и падающими в сторону склона. Обрушение было вызвано подрезкой подножия крутого склона несколькими карьерами в кровельных сланцах. Обвал произошел в три фазы, следующие одна за другой с интервалами в 17 и 4 мин. В течение нескольких минут более 10 млн. м³ породы заполнили в долине пространство в 90 га, образовав слой мощностью от 10 до 20 м. Было засыпано 83 дома и погибло 115 человек.

В Карпатах крупный обвал произошел в 1828 г. к востоку от Георгени (Румыния). Блоки известняка перегородили долину, образовав озеро (Лаку-Рошу), которое существует до настоящего времени и в котором многочисленные стволы деревьев выступают над водной поверхностью.

Обвалы на крутых берегах фьордов Норвегии являются катастрофическими, поскольку обуславливают возникновение огромных ударных волн, обрушивающихся на побережье.

Обвалы опасны из-за своей внезапности. Стабилизация обвалоопасных частей склонов — дело трудное и дорогостоящее. В настоящее время с целью стабилизации применяется крепление напряженными анкерами.

4.7. Особые типы движений склонов. Эта группа включает характерные для определенных условий движения масс на склонах, которые представляют важный фактор в формировании рельефа этих районов и в ряде случаев имеют экономическое значение.

4.7.1. Солифлюкция. Это движение представляет собой сочетание течения и скольжения; оно захватывает поверхностный слой грунта на замерзшем субстрате. Явления солифлюкции известны преимущественно в субарктических районах и в меньшей степени в высокогорных областях. Глубоко промерзшая земля оттаивает там только до небольшой глубины (около 0,5 м) в течение короткого лета. Талые воды накапливаются в грунтах и не могут просочиться через замерзший непроницаемый субстрат; водонасыщенные глинистые массы текут вниз по склону в виде вязкой грязи даже при довольно умеренных углах склонов.

В плейстоцене перигляциальные районы подвергались широкому развитию солифлюкции, аналогичной той, что происходит в настоящее время в субарктических областях. Вследствие этого на многих склонах был накоплен уплотненный обломочно-глинистый материал в виде мелких и крупных обломков твердых пород, погруженных в песчанистую и глинистую массу. Этот материал часто образует несколько слоев, заполняющих углубления в коренных породах, и слагает протяженный склон.

4.7.2. Оползни в чувствительных глинах. Эти оползни представляют собой быстрые движения масс на склонах и по своему механизму относятся к категории течения. Чувствительные глины, называемые подвижными глинами в Норвегии и глинами Леда в Канаде, являются морскими осадками. После регрессии моря чувствительные глины образовали низменности, которые в настоящее время расположены на различных высотах, достигающих нескольких сотен метров над уровнем моря. Прочность этих осадков прогрессивно снижается за счет уменьшения содержания солей в поровой воде. Просачивающиеся воды выносят соли из глин вследствие осмотических процессов. Бьеррум [13] описал случай, когда содержание NaCl в поровой воде снизилось от 20—30 г/л до 1,2—2,9 г/л. Снижение концентрации соли происходит одновременно с ослаблением связей между глинистыми частицами и водой и, следовательно, с уменьшением прочности глин. Вместе с этим уменьшается предел текучести и возрастает чувствительность

глин, т. е. увеличивается склонность к внезапной потере прочности вследствие перемятия.

Характерно, что содержание воды в глинах не меняется в течение этого процесса. Потеря прочности возникает при скользющем движении глин, ведущих себя как вязкая жидкость. Оползни на склонах, сложенных подвижными глинами,— явление весьма неожиданное, поскольку они происходят при угле склона менее 5° и с необычно большой скоростью.

Одно из крупнейших обрушений склонов этого типа произошло около Ваердала, к северу от Тронхейма, Норвегия, в 1893 г. Слой чувствительных глин был обнажен речной эрозией. Разжиженные глины объемом около 55 млн. м^3 потекли вниз и за 30 мин покрыли площадь 8,5 км^2 , перекрыв долину и образовав временное озеро площадью 3,2 км^2 . Терраса в широкой долине реки Ваердалселвен считается в настоящее время безопасной, однако памятник с именами 111 человек, погибших во время этого события, свидетельствует о катастрофических оползнях.

На рис. 4.33 показан оползень в подвижных глинах, который произошел около Скъелстадмарка, к северу от Тронхейма, Норвегия, в 1962 г. Движение было вызвано речной эрозией, которая привела сначала к образованию небольшого сплыва на берегу реки. Чувствительные глины оказались, таким образом, обнаженными и быстро потекли вниз, заполняя долину на высоту около 10 м. Оползень имеет длину 2,8 км, головной уступ достигает 12—15 м; в движение было вовлечено около 2,1 млн. м^3 глин.

Оползни в чувствительных глинах часто происходят в восточной части Канады и на Аляске. Внезапное разжижение чувствительных глин иногда вызывается вибрациями и подземными толчками. Огромный ущерб, нанесенный городу Анкоридж на Аляске во время землетрясения в марте 1964 г., был причинен не сейсмическими толчками, а спровоцированными ими оползневыми подвижками. Город Анкоридж построен на прибрежно-морской равнине, сложенной толщей песка и гравия мощностью 20 м, залегающей на глинах. Толчки землетрясения вызвали разжижение чувствительных глин мощностью 7—10 м, залегающих на уровне моря под территорией города. Верхние пласты твердых глин и перекрывающие их песок и гравий буквально «поплыли» на жидкой глине в сторону моря. К концу марта земля промерзла до глубины в несколько футов, так что раздробления двигавшихся пород не происходило и они смещались в виде крупных блоков. Многие дома переместились на несколько метров без повреждений, хотя все линии подземных коммуникаций были разорваны. Блоки двигались почти горизонтально; чувствительные глины выдавливались в виде валов



Рис. 4.33. Аэрофотоснимок оползня в подвижных глинах вблизи Скъелстадмарка, Норвегия, в 1962 г. (фото Норвежского геотехнического института).

по фронту оползня. В головной части оползня возникли глубокие депрессии, ограниченные вторичными трещинами (рис. 4.34).

Субгоризонтальные движения масс на склонах аналогичного типа известны на побережье Черного моря в Болгарии [149].

4.7.3. Подводные оползни. Подводные оползни образуются при смещении по наклонному дну моря неконсолидированных осадков, состоящих главным образом из глинистых и карбонатных илов и в меньшей степени из тонких песчаных отложений. Эти оползни имеют различные размеры; воз-

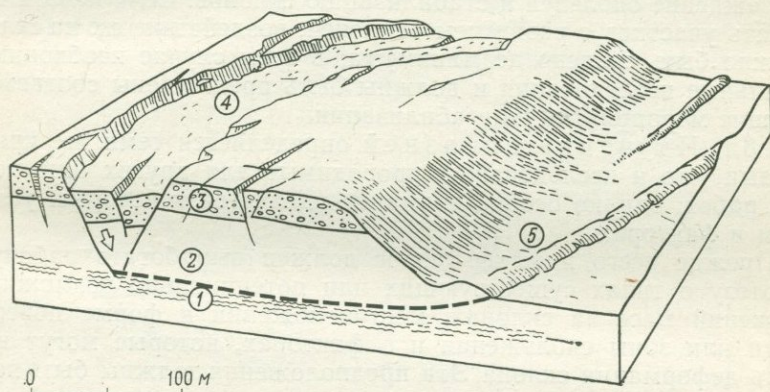


Рис. 4.34. Блок-диаграмма оползня, вызванного разжижением чувствительных глин при землетрясении на Аляске в 1964 г. [74].

1 — чувствительные морские глины; 2 — плотные глины; 3 — песок и гравий; 4 — депрессия в головной части; 5 — выдавленные глины.

никающие в результате их движения текстуры смещенных масс варьируют от простого изгибания слоев до блоков со сложным строением, с пакетами псевдо-конгломератов, обломками и глинистыми окатышами разрушенных пород.

Благоприятные условия для формирования подводных оползней существуют в дельтах рек, где осадконакопление происходит при относительно высоких скоростях, а склоны довольно крутые. Движению могут способствовать сейсмические и другие толчки. В неконсолидированных глинистых осадках развивается избыточное поровое давление, и вследствие этого оползни могут возникать даже на очень пологих склонах без какого-либо внешнего провоцирующего фактора.

Подводные оползни приводят к образованию мутьевых потоков, которые уносят взмученные и смешанные с водой осадки далеко в бассейн осадконакопления. Подводные оползни были установлены практически во всех древних геологических формациях, особенно в осадочных флишевых фациях.

Подводные оползни и мутьевые потоки могут вызывать разрывы подводных кабелей. Крупный мутьевой поток около Ньюфаундленда, вызванный землетрясением 1929 г., разорвал подводные кабели. Его скорость (до 4,4 м/с) была установлена по интервалам времени между следовавшими один за другим разрывами кабелей.

4.8. Стабилизация склонов в оползневых районах. Главное внимание инженера-геолога должно быть направлено на предупреждение оползней и стабилизацию склонов. Если нельзя избежать участков с развитием оползней, воздействие их на склон должно быть сведено до минимума; в этом случае необходимы детальные исследования и должны быть предложены соответствующие мероприятия по стабилизации.

4.8.1. Изучение оползней определяется теми же принципами, что и исследования, проводимые для других инженерных работ; однако особое внимание уделяется некоторым условиям и факторам.

Прежде всего инженер-геолог должен выработать рабочую гипотезу о типах существующих или потенциально возможных движений масс на склонах, местоположении и форме поверхности или зоны скольжения и о факторах, которые могут вызывать деформации склона. Эти предположения должны быть подтверждены полевыми исследованиями и статическими расчетами. В дополнение к геологическим условиям необходимо изучить некоторые другие характеристики.

1) Должны быть установлены все ослабленные поверхности, по которым могут произойти смещения пород, такие, как плоскости напластования, разрывы, протяженные трещины или поверхности скольжения древних недействующих оползней. Рекомендуются изучение микрорельефа местности и исследование уступов на склоне и у его подошвы.

2) В существующих оползнях определяется положение поверхности или зоны скольжения путем изучения керна буровых скважин. В скважинах положение поверхности скольжения иногда может быть установлено по искривлению ствола скважины. В особых случаях должна быть пройдена разведочная штольня, которая будет служить, кроме того, дренажной галереей.

3) В существующих оползнях должны быть установлены линии реперов, а их вертикальные и горизонтальные смещения необходимо регистрировать через соответствующие интервалы времени. Глубина поверхности скольжения может быть определена по векторам перемещения.

4) В существующих оползнях головная часть оползня должна быть детально изучена. Широкая зона развития тре-

щин, падающих в сторону склона, указывает на глубокий оползень.

5) На опасных склонах необходимо определить пути питания пород атмосферными и подземными водами. С этой целью на различных глубинах в зависимости от предполагаемых гидрогеологических условий должны быть установлены пьезометры. В слабопроницаемых породах рекомендуется устанавливать приборы для измерения порового давления.

6) Должны быть измерены напряжения в нескольких точках на поверхности земли.

7) При изучении механических свойств пород необходимо определить характеристики остаточной прочности на сдвиг.

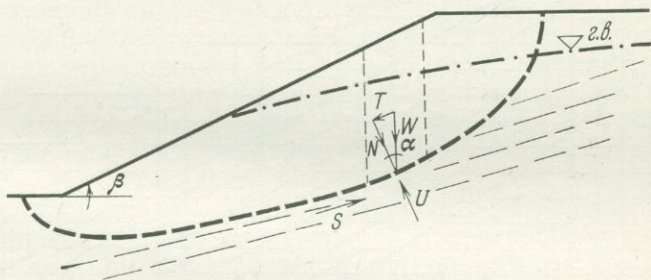


Рис. 4.35. График, показывающий силы, действующие на существующей или предполагаемой поверхности скольжения.

4.8.2. Статические расчеты должны применяться по мере возможности. Из предшествующих разделов (и гл. 6) видно, насколько сложными могут быть причины и развитие деформаций склонов. Так как в сложных случаях статические расчеты не всегда обеспечивают достоверные результаты, необходимо решить вопрос о правомерности их применения, чтобы не дискредитировать этот полезный метод. В крайних случаях статический расчет может быть применен для объяснения данной задачи, так как он покажет, каким образом изменение факторов, направленное на укрепление склона и стабилизацию оползня, улучшит их современное состояние.

Применяемые статические методы имеют характер расчетов устойчивости (разд. 2.7). При изучении движений склонов необходимо определить коэффициент запаса устойчивости, т. е. величину, равную отношению сил S , оказывающих сопротивление движению, к движущим силам T (рис. 4.35), представляющим тангенциальную составляющую силы тяжести W , которая вызывает оползание. Сопротивление S определяется прочностью породы и возрастает с увеличением нормальных напряжений.

Следовательно, нормальная составляющая N силы тяжести W также входит в статический расчет. Ниже поверхности грунтовых вод или под действием порового давления составляющая N уменьшается при увеличении противодействия U . Следует добавить, что коэффициент запаса F , вернее его обратная вели-

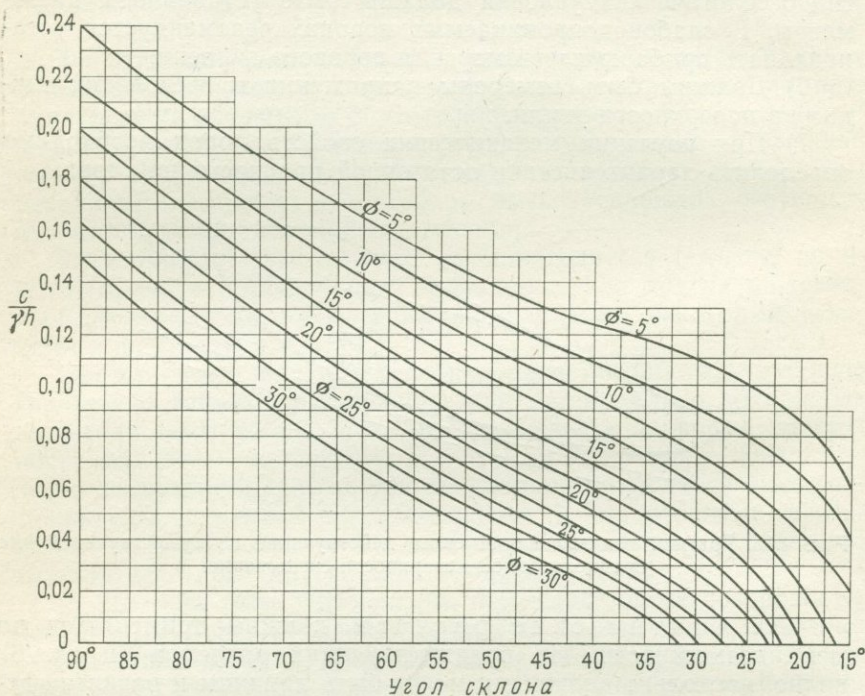


Рис. 4.36. Графики для определения крутизны устойчивого склона (по Лобасову).

чина, выражает долю прочности пород, необходимую для устойчивости склона.

Дальнейшие расчеты являются в настоящее время предметом дискуссий и требуют обширных знаний механики грунтов и горных пород. В качестве начальной информации достаточно познакомиться с графиками Лобасова (рис. 4.36); они действительны для $F=1$ и только для $U=0$. Так как необходимо вводить определенную величину F (например, для склонов, сложенных глинистыми грунтами, она составляет 1,7), то величины c и ϕ должны быть уменьшены.

Недостатки статических расчетов обсуждались в разделе 2.7. Для часто происходящего прогрессирующего разрушения скло-

нов наиболее подходящим явился бы расчет, учитывающий предельное состояние локального нарушения. К сожалению, такие расчеты еще не разработаны.

В существующих оползнях, для которых остаточное сопротивление породы (подразд. 2.5.7) определяется обратным расчетом устойчивости склона при $F=1$, относительно небольшое увеличение F (например, до 1,15) достаточно для стабилизации склона.

Очевидно, что изучение устойчивости склонов заслуживает большого внимания и с теоретической точки зрения.

4.8.3. Мероприятия по стабилизации. Меры, которые применяются для укрепления склонов упоминались в предшествующих разделах и приводятся в главе 6; здесь дается лишь их краткий обзор и общая оценка.

а. *Планировка склона.* Устойчивость опасного склона может быть обеспечена срезкой сверху, т. е. уменьшением веса активной части оползня и пригрузкой в его основании. Это особенно важно для склонов, масса пород которых не уменьшается вследствие поднятия. Разработка и удаление грунтов из выемок осуществляются мощными машинами, при этом необходимо соблюдать осторожность, чтобы не нарушить устойчивость склона над оползнем при его планировке. Когда в подошве склона создается контрбанкет, рекомендуется обеспечить дренирование подстилающих слоев.

б. *Дренирование оползня.* Важным фактором, контролирующим движения масс на склонах, является гидростатическое давление, которое действует как боковое давление в порых и трещинах пород и как поднимающая сила, действующая на подошву водонепроницаемых или малопроницаемых пластов.

Необходимо обеспечить отвод дождевых вод и водотоков от участка оползня наикратчайшим путем, избегая протяженных горизонтальных осушительных канав. В тех местах, где имеется возможность инфильтрации воды из канала в склон, необходимо проложить трубы. Вся дренажная система должна постоянно поддерживаться в рабочем состоянии, особенно в зимние месяцы.

Подземный дренаж представляет одну из самых необходимых мер по предотвращению оползней. Если оползшие массы имеют мощность несколько метров, то дренажные траншеи углубляются механизмами и заполняются проницаемым материалом. Воды из глубоких частей массива дренируются буровыми скважинами, чаще пологонаклонными, глубины которых достигают 200 м. В северной Чехии была пробурена дренажная скважина глубиной 231 м, которая прошла в основном угольные пласты. Недостаток буровых скважин как дренажной системы состоит в том, что в разжиженных песках их редко можно

пройти более чем на 60 м, и они часто заплывают. Большое преимущество дает сочетание горизонтальных и вертикальных дренажных скважин.

В равнинных областях горизонтальные скважины бурятся из выемок или из шурфов (шахт). В песчаных грунтах обычно используются колодцы, оборудованные соответствующими фильтрами и насосами. На действующих оползнях колодцы имеют меньший срок службы, чем горизонтальные дренажные скважины.

в. *Закрепление оползневого склона.* Часто рельеф склона не позволяет существенно уменьшить его средний угол и проло-

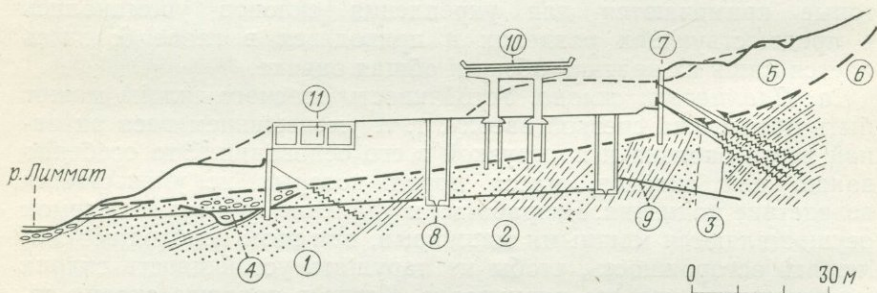


Рис. 4.37. Комплексные мероприятия по стабилизации оползневого участка на автомобильной дороге близ Цюриха (согласно Гаутши и Шиндлеру).

1 — песчаники; 2 — мергели нижней молассы; 3 — зона разлома; 4 — песок и гравий погребенного русла реки Лиммат; 5 — глинисто-песчаные накопления древнего оползня; 6 — поверхность скольжения; 7 — свайная стена, укрепленная анкерами; 8 — колодцы с насосами; 9 — дренажные скважины; 10 — секция моста; 11 — каркасное сооружение для разгрузки склона.

жить дренаж. Если это и оказывается возможным, то нередко недостаточно для стабилизации склона. В этих случаях возводятся подпорные стенки, предназначенные для обеспечения равновесия сил. Статические расчеты подпорных стенок выполняются очень тщательно. Вскрытие котлована для длинной подпорной стены часто активизирует движение оползня. Преимуществом обладают подпорные стенки в виде свай. Глубоко забитые сваи имеют низкое сопротивление сдвиговым напряжениям, и их удерживающую способность можно увеличить путем закрепления их верха анкерами, установленными в несмещенных породах.

Если грунтовые воды не дренированы выше подпорной стенки, то в период снеготаяния водонасыщенные поверхностные слои начнут оползать вниз по склону, часто перетекая через стенку. Следовательно, стабилизация неустойчивого склона без его дренирования не может считаться достаточной. Все вышеперечисленные мероприятия по стабилизации должны до-

полняться покрытием склона проницаемым материалом для предохранения замерзания приповерхностного слоя.

Рис. 4.37 показывает пример комплексной стабилизации древнего оползня. Автомобильная дорога на подмываемом берегу реки Лиммат около Цюриха (Швейцария) должна была прокладываться над существующим транспортным путем. На мергелях, глинах и песчаниках нижней молассы сформировался обширный оползень, датируемый последней вюрмской межледниковой стадией. Детальные исследования показали, что любое воздействие на оползень активизирует локальные подвижки, если не принять тщательные меры предосторожности. Поддержание откосов выемки дороги следовало поэтому осуществить с помощью свай, закрепленных в несмещенных породах. Поскольку поступление подземных вод из песчаников и зоны разлома было одним из факторов, приведших к образованию оползней на склоне, водовмещающие пласты коренных пород были дренированы горизонтальными скважинами и колодцами. Опасный участок автомобильной дороги пересекался мостом. Сваи для основания опор моста были забиты в коренные породы. Выемки нижней автомагистрали также были закреплены сваями, а верхняя часть откоса выемки была облегчена с помощью каркасного сооружения из железобетона.

ОСНОВАНИЯ ГРАЖДАНСКИХ И ПРОМЫШЛЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ

На проектные решения и стоимость фундаментов гражданских и промышленных сооружений в значительной мере влияют геологические условия строительной площадки. Тесное сотрудничество инженера-геолога с инженером-проектировщиком становится все более необходимым, поэтому в крупных проектных организациях всегда работают инженеры-геологи. Сооружения и их основания представляют единый взаимодействующий комплекс, в связи с чем проектировщик должен хорошо знать механические свойства грунтов основания. Инженер-геолог в свою очередь должен представлять себе зависимость состояния и поведения сооружения от характера грунтов в его основании, с тем чтобы обеспечить проектировщика исходными данными, необходимыми для статических расчетов. Однако в решении проблем, связанных с основаниями сооружений, нельзя ограничиваться только статическими расчетами, необходимо иметь достоверные сведения, например, о присутствии грунтовых вод или о способности грунтов к набуханию, которые должен предоставить инженер-геолог.

Все особенности геологического строения участка, которые влияют на проектируемое сооружение, должны быть выявлены и представлены инженеру-проектировщику для принятия наилучшего решения с технической и экономической точек зрения. На начальной стадии проектирования могут возникнуть противоречия с замыслами архитектора, и лучше, чтобы они выявлялись как можно раньше. Значительные трудности могут появиться, если архитектор, исходя только из топографии и плана застройки территории, указывает места расположения сооружений и не склонен далее обсуждать вопросы компоновки, предлагая инженеру-геологу найти приемлемые решения в части подготовки оснований отдельных сооружений.

К другой группе данных, предоставляемых инженером-геологом, относятся количественные характеристики свойств грунтов. Для этого инженер-геолог должен быть осведомлен о взаимосвязи механических свойств грунтов основания со статическим поведением сооружения, знать, какие другие факторы геологи-

ческого характера могут повлиять на сооружение и какова приблизительная стоимость различных мероприятий по подготовке оснований.

5.1. Требования к основаниям сооружений. С целью показать, сколь велико значение геологических факторов строительной площадки, выясним прежде всего, какое основание считается надежным. Некоторые требования весьма обширны, они рассматриваются в разделах 5.2 и 5.6. Здесь же мы ограничимся требованиями, которые можно охарактеризовать кратко, по степени их значимости.

5.1.1. Устойчивость грунтов. Оползневые явления, описанные в главе 4, встречаются не часто, но могут привести к значительному материальному ущербу. С точки зрения оснований гражданских и промышленных сооружений осуществлять строительство на неустойчивых грунтах вообще не рекомендуется, так как стоимость стабилизации склонов, сложенных такими грунтами, обычно значительно больше стоимости самих сооружений.

Не всегда легко определить склонность грунтов к оползанию. Во многих случаях об опасности развития оползневых явлений можно судить по морфологическим признакам, обычно не ускользающим от взгляда опытного инженера. Если поверхность склона неровная, следует выяснить, не связаны ли такие формы с подвижками грунта. В исключительных случаях по особым требованиям инженер-геолог определяет условия, при которых возможно возведение сооружения на оползневом участке. Обычно выделяют два случая.

а. Оползни развиты относительно глубоко по сравнению с подвижками отдельных прослоев грунта. В этом случае располагать сооружение можно только в подошве склона; сооружение должно быть массивным, с соответствующим пригрузочным банкетом вокруг него. Эта работа весьма дорогостояща, так как необходимо избежать опасности подвижек грунта, которые могут быть вызваны отрывкой котлованов. Поэтому разработка котлованов и укладка фундаментных секций должны вестись последовательно. Вскрытый котлован в случае задержки с укладкой фундамента должен временно пригружаться отсыпкой грунта. Тяжелые фундаментные плиты или железобетонные стенки нулевого цикла должны быть прочно связаны между собой, конструктивно представляя единый статический элемент. Расположение фундаментных плит должно соответствовать направлению движения оползневых масс. В ряде случаев предпочтительнее применять свайные фундаменты, выведенные выше поверхности грунта, с оголовками, расположенными в отсыпке под подошвой сооружения.

б. Строительная площадка характеризуется активными или потенциально возможными подвижками поверхностных слоев грунта. Случаи возведения сооружений на таких площадках часто встречаются на периферии городов, где мало подходящих строительных участков. В этих условиях необходимо немедленно принимать меры по стабилизации территории, принимая во внимание крутизну склона, поскольку, чем круче склон, тем сложнее его стабилизация. Любое проектируемое здание или дорожное сооружение должно рассматриваться с точки зрения возможности возникновения оползневых подвижек в процессе

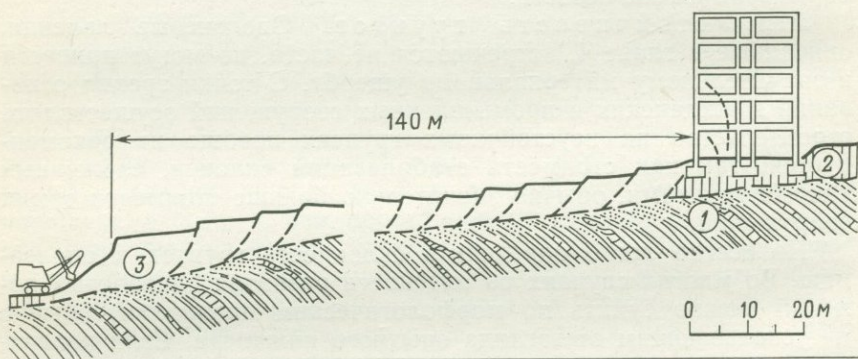


Рис. 5.1. Здание, которому угрожает разработка суглинков в карьере.

1 — глинистые сланцы и песчаники; 2 — склоновые обломочные накопления и суглинки; 3 — обломочные образования, затронутые оползневыми движениями.

строительства и производства земляных работ. Разработка глубоких котлованов под фундаменты противопоказана, а все подземные коммуникации должны располагаться вниз по склону. Стабилизацию строительной площадки следует производить заранее, до начала основных работ, для чего необходимы соответствующее изучение территории застройки и время на осуществление защитных мер, в том числе на усиление дренажных устройств, если имеющихся недостаточно.

Сложные условия возникают при проходке глубоких выемок вблизи существующих сооружений. На рис. 5.1 показан пример деформации сооружения, вызванного возникновением оползня при разработке суглинка в карьере. Разработку карьера пришлось прекратить до стабилизации склона и закрепления фундамента близрасположенного корпуса. На рис. 5.2 показан другой случай повреждения зданий при оползании борта карьера, в котором велась добыча сырья для цементного завода. Крутой борт сложен меловыми мергелями. Оползень захватил дно карьера и повредил несколько расположенных вблизи зданий.

После пригрузки нижней части борта банкетом деформации его прекратились.

5.1.2. Землетрясения. Катастрофическое влияние на сооружения оказывают землетрясения. Воздействие сейсмических толчков на сооружения изучено достаточно широко, но задачи инженерной геологии в это изучение не входят. С этой точки зрения следует рассмотреть следующие вопросы:

а. Увеличивается ли опасность разрушения сооружений, расположенных вблизи тектонических разломов в сейсмически активных районах? Чтобы ответить на этот вопрос, надо охарактеризовать дислокации, прослеженные вдоль разломов, отделить

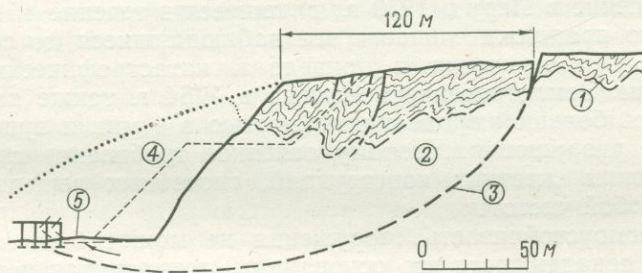


Рис. 5.2. Вспомогательные сооружения цементного завода, затронутые деформацией выпучивания мергелей.

1 — известняки; 2 — меловые мергели; 3 — поверхность скольжения; 4 — пригрузочный банкет; 5 — выпучивание мергелей в дне карьера.

их от тех, которые обусловлены интенсивностью подземных толчков.

Смещения вдоль активных разломов имеют практическое значение в районах, где мощность покровных отложений мала. Так, например, после сильного землетрясения в июле 1967 г. в Турции [2] по Анатолийскому разлому произошли смещения: горизонтальное около 1,9 м и вертикальное около 1,2 м. На поверхности земли, там, где рыхлые отложения имели большую мощность, наблюдались лишь относительно небольшие разрывы.

Значительные сейсмические проявления и вызванные ими разрушения не обязательно непосредственно связаны с разломами; разрушения могут наблюдаться и на расстоянии нескольких километров от последних, что подтвердилось землетрясениями 1967 г. в Турции и в 1970 г. в Перу. Это можно объяснить тем, что в некоторых случаях направление контакта структурных блоков на глубине, в гипоцентре, не совпадает с положением разлома на дневной поверхности.

б. Следует выяснить, как влияют грунты основания на сейсмостойкость сооружений. Как правило, в слабых грунтах удваивается амплитуда колебаний и увеличивается их продолжитель-

ность, в связи с чем сооружения нормального типа (не башенного), обладающие коротким периодом собственных колебаний (около $\frac{1}{3}$ с), выдерживают землетрясения при условии достаточно жесткого, в том числе свайного фундамента. Сооружения такого типа больше деформируются от резонансных явлений, если в основании их залегают скальные породы.

Это принципиальное положение, не всегда применимое, неоднократно подвергалось обсуждению, в особенности после катастрофического землетрясения в Мехико в 1957 г. Преобладает мнение, что любое сооружение может в конечном счете выдержать землетрясение с частотой, аналогичной собственной. Землетрясение в Перу в 1970 г., длившееся в течение 45 с, произошло по продолжительности все наблюдавшиеся до сих пор в районе землетрясения и привело к катастрофическим последствиям. Землетрясение в Аляске в 1964 г. также характеризовалось большой продолжительностью в 4 мин и причинило огромные разрушения. Поэтому основное требование сводится к возведению жестких конструкций, способных выдерживать толчки любой частоты.

в. Сейсмостойчивость сооружения не может быть обеспечена при ненадежности его основания. Рассматривая последствия землетрясения, обычно обращают внимание на разрушения, вызванные непосредственно сейсмическими толчками, и игнорируют последствия, связанные с деформацией основания, которая может быть вызвана уплотнением грунта, вибрацией и его разжижением, если уровень грунтовых вод лежит неглубоко. Поэтому в случае слабых грунтов предпочтение следует отдавать свайному типу фундамента при условии, что сваи достаточно гибкие и достигают несжимаемого и неразжижаемого грунта. Примером могут служить разрушения в Анкоридже (Аляска) в 1967 г. в результате громадного оползня, обусловленного высоким стоянием уровня грунтовых вод и вызванного катастрофическим землетрясением [84].

г. Удовлетворительный ответ на вопрос о влиянии рельефа на масштабы разрушения дать достаточно трудно. Однако известны случаи, когда сооружения, расположенные на возвышенных или выступающих частях рельефа, пострадали больше, чем здания, стоящие в пониженных местах (при отсутствии влияния на них взвешивающего противодействия). Такие обстоятельства были зафиксированы во время землетрясений в Аляске [115] и в Перу [189].

5.1.3. Полости. Естественные или искусственные полости представляют серьезную угрозу, если они расположены под сооружением. Предположение о существовании естественных полостей можно сделать на основании представлений о геологическом строении района или по дополнительным локальным

наблюдениям. Полости могут быть очень большими и долгое время оставаться скрытыми под покровными образованиями, пока не произойдет оседание под действием интенсивного движения транспорта, полива и т. д. Искусственные полости встречаются в старых городских районах; их заделка связана с большими затратами и представляет много забот инженерам коммунального хозяйства. Многочисленные незаделанные полости остаются на территории старых рудников, и для их обнаружения необходимо бурение большого количества разведочных скважин.

5.1.4. Малая несущая способность и осадка грунтов основания во многих случаях являются причиной повреждения зданий. Более подробно этот вопрос рассматривается в разделе 5.2.

5.1.5. Грунтовые воды, залегающие в пределах строительной площадки, также являются причиной многих осложнений. Более подробно об этом говорится в разделе 5.2.

5.1.6. Объемные изменения в грунтах оснований во многих случаях отражаются отрицательно на состоянии возведенных на них сооружений, и задача инженера-геолога — установить возможность развития таких явлений и определить меры борьбы с ними.

Объемные изменения могут возникнуть под действием многих причин, главнейшими из которых являются промерзание и высыхание.

а. Чем больше глинистых частиц в грунтах и в скальных породах основания, чем легче сооружение и менее глубоко заложен фундамент и чем больше глубина промерзания, тем больше опасностей для сооружения. Грубозернистые грунты мало изменяются в объеме при промерзании, так как в лед превращается только та вода, которая непосредственно содержится в порах грунта. Глинистые фракции в тонкозернистых грунтах обладают способностью постоянно абсорбировать воду из нижележащих слоев, которая, замерзая, образует тонкие прослойки льда. Это явление после длительного периода промерзания приводит к морозному пучению грунта, достигающему иногда нескольких десятков сантиметров, что особенно вредно отражается на легких постройках или на недостаточно прочных частях сооружений, например на оконных парапетах подвальных этажей. Явления морозного пучения известны давно, и мероприятия по их предотвращению изложены в строительных нормах. Наиболее простым способом избежать последствия морозного пучения является увеличение глубины заложения фундаментов.

Возможность объемных изменений в скальных породах часто остается без внимания. На рис. 5.3 показано здание для хранения семян, построенное на песчанистых мергелях мелового

возраста. Фундаменты наружных кирпичных стен этого сооружения были заложены на глубину от 0,8 до 1,2 м, а колонны заглублены на 1,8—2,0 м. После нескольких лет эксплуатации и суровой зимы 1928—1929 гг. в здании появились трещины, поломались окна, что явилось следствием пучения скального основания стен, но не более глубоко посаженных колонн. Непосредственной причиной этих повреждений явились вертикальные деформации продольных жестких балок в сооружении, которые сначала были отнесены за счет осадки колонн. Однако при более детальном обследовании выяснилось, что в основании

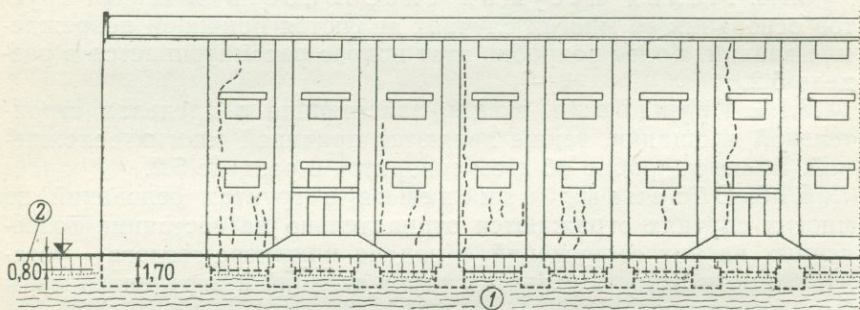


Рис. 5.3. Промерзание в суровую зиму 1928—1929 гг. меловых мергелей в основании наружных стен здания, приведшее к нарушению и отрыву этих стен от более глубоко заложённых колонн.

1 — твердые песчаные мергели; 2 — супеси.

наружных стен между прослоями мергелей образовались включения льда. Причинами повреждения некоторых зданий, которые трудно предвидеть инженеру-геологу, но которые часто ставятся ему в вину, являются также морозное пучение пола неотапливаемых подвальных помещений и проникновение в них весенних талых вод из-за недостаточной гидроизоляции и покрытий полов от более тяжелых и глубже заложённых и вследствие этого менее выпучиваемых колонн.

Очень часто происходит морозное пучение глинистых грунтов в основании зданий холодильников, возникающее после нескольких лет их эксплуатации, несмотря на теплоизоляционные устройства. Грунты в периферийной части основания холодильника прогреваются потоком тепла, поступающего из окружающей среды, и не промерзают, а грунты в центральной части промерзают и пучатся на высоту десяти и более сантиметров, что ведет к серьезным повреждениям сооружения. Во избежание этого явления холодильники рекомендуется строить с подвальными помещениями или с искусственно подогреваемым покрытием в подошве.

б. Высыхание, связанное с изменением объема грунта,— другая причина повреждений зданий. Довольно часто происходят разрушения зданий в результате естественных процессов высыхания меловых и третичных глин. В районах распространения лондонских глин это явление приняло такие размеры, что научно-исследовательскому строительному институту пришлось провести специальную разъяснительную кампанию среди населения.

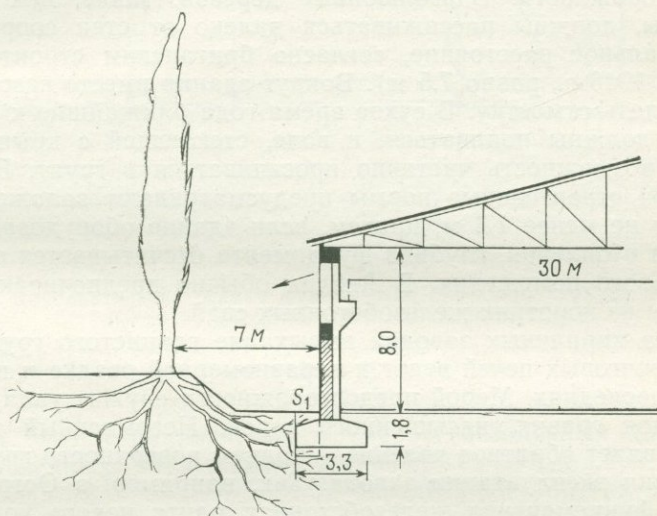


Рис. 5.4. Крен колонн заводского здания вследствие высыхания грунта, вызванного поглощением влаги корнями близпосаженных тополей.

Повреждения возникают в стенах южной экспозиции, в основании наружной части которых влажность грунта уменьшается на несколько процентов по сравнению с основанием внутренней части. В результате происходит перекося фундамента здания, и в его стенах появляются вертикальные трещины или, если перекрытия конструктивно усилены, образуются косые трещины. Поэтому часто повреждаются углы сооружений.

Известно вредное влияние на сооружения корней деревьев. На рис. 5.4 показан случай повреждения здания, когда из-за поглощения воды корнями деревьев влажность неогеновых глин уменьшилась с 29—32 до 24%. Корни, кроме того, ослабляют грунт, а тополь имеет столь развитую корневую систему, что она иногда полностью вытесняет грунт.

Дренирующий песчаный слой, подстилающий глинистый пласт, может привести к осушению последнего на всю его мощность. В этом случае в грунте появляются вертикальные

трещины, распространяющиеся на мостовые, садовые ограждения и небольшие постройки. Смыканию во влажный период времени трещин, образовавшихся в стенах тех или иных сооружений, препятствуют попадающие в них обломки кирпича и цемента.

В районах распространения глинистых грунтов следует строить высокие, предпочтительно тяжелые здания. Поверхность грунта на участке застройки должна быть закрытой, свободной от рыхлых насыпей. Если этого нет, необходимо принять меры предосторожности. Влаголюбивые деревья, такие, как тополь или ивы, должны рассаживаться далеко от стен сооружения (минимальное расстояние, согласно британским строительным нормам 1948 г., равно 7,5 м). Вокруг здания вместо газона следует делать отмостку. В сухое время года ближайшие к зданию газоны должны поливаться, и воде, стекающей с крыш, надо давать возможность частично просачиваться в грунт. В Чехословакии строительные нормы предусматривают заложение на глубину не менее 1,4 м, причем, если здание оборудовано котлом для отопления, глубина фундамента отсчитывается от пола подвального помещения. В Англии обычно предпочитают фундаменты из коротких железобетонных свай.

в. На кирпичных заводах высыхание глинистого грунта вокруг обжиговых печей ведет к неравномерной осадке и повреждению последних. Мерой предосторожности служит укладка под печи слоя гравия, насыщенного водой. Несомненный интерес представляет обратное явление — подъем поверхности грунта по окончании эксплуатации завода. Так, например, в Остравском районе фундаментная железобетонная плита нового коксового завода, строящегося на территории старого завода, поднялась примерно на 12 см. Грунты в основании завода представлены неогеновыми глинами; несмотря на неравномерное поднятие грунта, железобетонная плита не испытала повреждения, но сооружения завода, как правило, очень чувствительны к неравномерным деформациям основания. На рис. 5.5 показан литейный корпус, пилоны которого дали осадку после 30 лет эксплуатации. Это обстоятельство отразилось на неравномерном вертикальном смещении подкрановых путей и было вызвано искусственным понижением (после реконструкции завода) первоначально высокого уровня грунтовых вод, за которым последовала потеря влажности глинистых грунтов вблизи печей (рис. 5.6).

г. Особый характер повреждений зданий связан с увеличением объема некоторых горных пород. Примером могут служить повреждения здания Национального музея естественных наук в Осло, в основании которого залегают квасцовые сланцы.

5.1.7. Вибрация. Еще одна группа требований к основаниям сооружений связана с влиянием вибрации, вызванной ра-

ботой машин или движением транспорта. Фундаменты под машины должны амортизировать вызванную в них вибрацию, и распространение последней на окружающую территорию

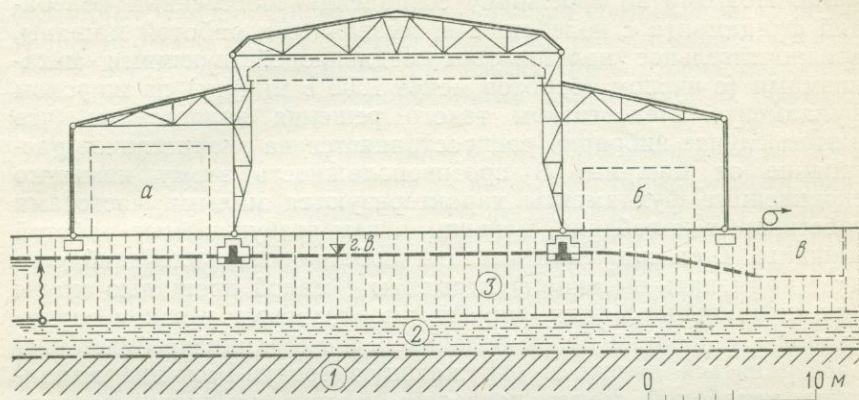


Рис. 5.5. Дополнительная осадка фундаментов литейного корпуса, вызванная высыханием грунта под плавильной печью.

1 — неогеновые глины; 2 — песчаный грунт с примесью органических веществ; 3 — глинистый грунт; а, б — печи; в — котлован.

должно быть ограничено до размеров, безопасных для близрасположенных сооружений. Инженер-геолог должен помочь решению этой проблемы путем определения упругих характеристик грунта и глубины залегания грунтовых вод.

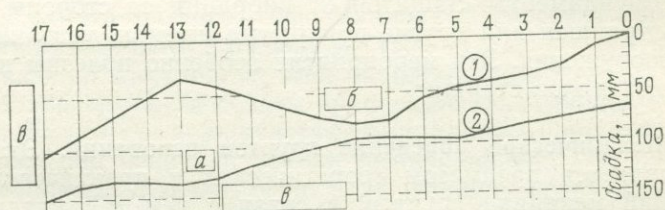


Рис. 5.6. Осадка левого (1) и правого (2) рядов фундаментов, показанных на рис. 5.5, вызванная высыханием грунта основания.

а, б — печи; в — котлован.

Чтобы понять сущность этой задачи, необходимо разобратся в особенностях эффекта вибрации. Чем больше фундамент, на котором установлена машина, тем меньше контактные напряжения и меньше упругие деформации его основания, которое с точки зрения вибрации можно рассматривать как

жесткое тело. Если фундамент представляет собой легкое, с большой площадью опоры, жестко скрепленное сооружение, частота собственных колебаний в нем будет велика, а амплитуда их мала. Поэтому во избежание совпадения собственных колебаний фундамента с колебаниями, вызванными работой машины, предпочтительнее пользоваться медленнодействующими механизмами (с числом оборотов менее 1000 в минуту) на широком фундаменте. Недостатком такого решения является то, что в этом случае вибрация распространяется на значительное расстояние от машины. В противоположность этому нежестко скрепленные фундаменты характеризуются малыми частотами собственных колебаний, меньшими, чем возбуждаемые работой машины. Для снижения частоты собственных колебаний следует применять высокие фундаменты с малой площадью опоры или специальные мягкие упругие амортизаторы; в таком случае периоды колебаний будут большими, а вибрация не будет распространяться далеко в окружающую среду. Большие амплитуды колебаний могут повредить корпус машины, фитинги и другие части. В таком случае для уменьшения амплитуд колебаний необходимо применять тяжелые фундаменты без увеличения их площади опоры, что будет способствовать защите от вибрации близрасположенных сооружений, при условии если уровень воды на площадке низкий. В этом случае несжимаемая система грунт—вода распространяет вибрацию далеко от источника ее зарождения. Таким образом, территории с высоким уровнем грунтовых вод являются менее благоприятными для расположения заводских корпусов, оборудованных крупными механизмами. В таких случаях предпочтительнее применять свайные фундаменты. Защитой от вибраций со стороны могут служить траншеи или другие прикрытые выемки, устраиваемые вокруг сооружения. Эти мероприятия особенно полезны для защиты памятников старины.

5.2. Механическое поведение грунтов основания. Эта проблема является предметом теоретических и практических исследований механики грунтов, в связи с чем в последующих подразделах дается лишь общий обзор проблемы с упором на значение инженерно-геологических условий. Как упоминалось в разделе 2.8, с помощью статических расчетов оценивается состояние основания и возведенного на нем сооружения, начиная с момента приложения первой нагрузки до теоретически возможного разрушения. Расчеты не могут быть предприняты до тех пор, пока не будет предварительного проекта сооружения и его основания, при составлении которого необходимо учитывать имеющийся опыт и принимать во внимание региональные геологические условия. В работе должен участвовать инженер-

геолог, знающий основы механики грунтов и поведение сооружений под статическими нагрузками.

Наиболее обычными являются повреждения сооружений, связанные с осадками грунта в основании сооружений. С практической точки зрения следует отдельно рассматривать осадки, вызванные деформациями поверхностных слоев грунта, и осадки, связанные с деформациями более глубоко залегающих грунтов.

5.2.1. Осадки, вызванные деформациями поверхностных слоев грунта. В некоторых местах фундаменты сооружений закладывают неглубоко, в толщу сжимаемых грунтов мощностью менее 5 м. В отдельных случаях малая глубина заложения фундаментов диктуется присутствием грунтовых вод. К сжимаемым поверхностным образованиям относятся голоценовые аллювиальные суглинки, а к относительно менее сжимаемым — элювий, лёсс, склоновые обломочные образования, насыпные грунты и т. д.

Для оценки равномерности осадок требуется, чтобы осадка в любой точке основания находилась в прямой зависимости от давления на контакте между подошвой сооружения и грунтом в данной конкретной точке. Отсюда следует, что под равномерно нагруженной поверхностью осадка грунтов основания должна быть также равномерной. Однако в действительности нагрузка от сооружения неодинакова — в углах здания, под дымовыми трубами, и т. д. она больше, чем под остальными частями сооружения; неравномерная нагрузка может привести к неравномерным осадкам и образованию трещин, что еще более усиливается немедленной реакцией грунта на нагрузку (разд. 2.3). Кроме того, деформационные свойства грунта могут быть различными в разных местах.

В связи со сложностью этой проблемы допускается, что степень неравномерности осадки пропорциональна общей величине осадки. Поэтому в большинстве строительных норм максимальная расчетная величина осадки лимитирована; так, например, для кирпичных зданий осадка не должна превышать 4,8 см (СЗ № 731 001). Однако такой подход во многих случаях неприменим. В строительной практике часто используются армированные фундаментные балки, которые обычно располагаются в двух направлениях в виде ростверка, а под тяжелыми сооружениями ставятся плиты. Все эти сооружения проверяются статическими расчетами с помощью ЭВМ. В связи с этим от инженера-геолога требуются в настоящее время более точные характеристики деформационных свойств грунтов. Если раньше ограничивались в расчетах средними значениями модуля деформации E , то теперь необходимо знать пределы изменения этого

показателя. Так, например, в СССР проектные организации используют в своей работе среднее значение E и, кроме того, коэффициент α , характеризующий отношение максимального значения E к минимальному для грунтовых условий в пределах одной строительной площадки [109]. Необходимо также знать показатель, характеризующий вероятность значения коэффициента α в пределах от минимума до максимума. Интересные данные получаются при сравнении значений α для различных грунтов. В Чехословакии наибольшие значения α имеют голоценовые отложения, характеризующиеся модулями деформации в пределах от 50 до 300 кгс/см². Близки к ним породы плейстоцена — сильно выветрелые глины, у которых E во многих случаях меньше 60 кгс/см², а иловатые пески характеризуются модулем деформации около 400 кгс/см². Особое место занимает элювий изверженных и метаморфических пород, в котором рыхлые дисперсные массы встречаются совместно с сохранный скальной породой. В заключение можно отметить, что осадки уменьшаются пропорционально увеличению площади основания¹.

5.2.2. Осадки, вызванные деформациями глубоководных грунтов. Геологические условия строительной площадки часто характеризуются относительно глубоким залеганием сжимаемых грунтов. Типичными в этом отношении являются, например, неогеновые глины, лондонские эоценовые глины, мощные толщи лёссов и др. Чем больше сооружение, тем глубже распространяются осадки грунтов основания. В дополнение к сказанному в предыдущем подразделе следует отметить, что при мощной толще сжимаемых грунтов их осадка от равномерной нагрузки будет иметь дифференцированный характер: она больше в центральной части и меньше на периферийных участках. Осадка является результатом не только нагрузки в данной конкретной точке, но и нагрузки на всю прилегающую толщу грунта, так как напряжение в основании распространяется не только по вертикали, но и в сторону. На рис. 5.7 и 5.8 показаны изобары вертикальных напряжений на различных уровнях по глубине в основании фундаментной балки и фундаментной плиты. В основании равномерно нагруженной балки (рис. 5.7) в точке, расположенной по вертикали на глубине, равной трем величинам ширины балки, и по горизонтали на расстоянии полуторной ширины от края балки, вертикальное давление равно 0,1 от нагрузки, приложенной к балке. На глубине давление по центру нагруженной поверхности всегда больше, чем по краям.

¹ Очевидно, при одинаковых нагрузках на слой ограниченной мощности.—
Прим. перев.

Исходя из вышесказанного, можно сделать следующие выводы:

а. Осадка грунтов основания при равномерном нагружении неодинакова — она больше в центральной части, чем по пери-

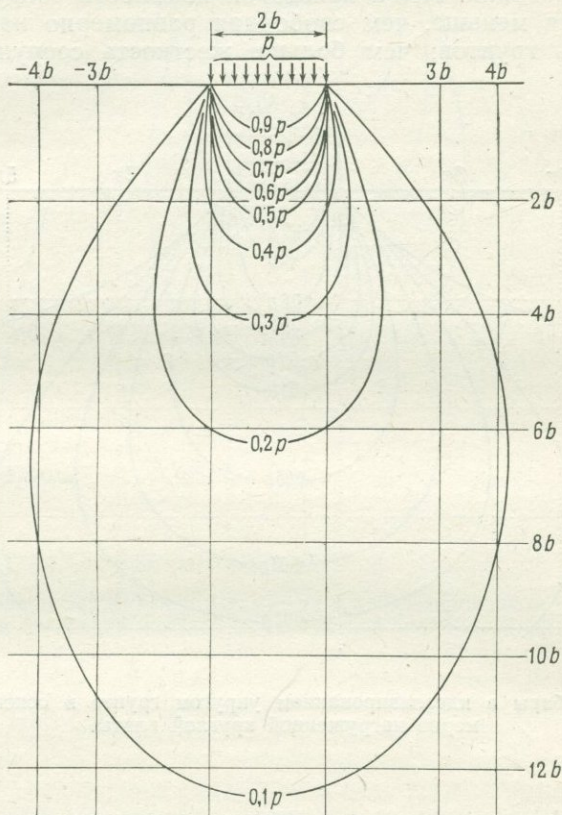


Рис. 5.7. Изобары (линии равных вертикальных напряжений) в идеализированном упругом грунте в основании равномерно нагруженной балки шириной $2b$.

ферии. Примером является гостиница Интернациональ в Брно (длина 80 м, ширина 20 м, удельная нагрузка 13 тс/м^2), основание которой сложено неогеновыми глинами; осадка грунтов основания достигла $7,1 \text{ см}$ в центре и $4,5 \text{ см}$ по углам фундамента. Разница в осадке была частично компенсирована уплотнением слоя аллювиальных грунтов неодинаковой мощности, оставленного в основании здания (подробнее см. в разд. 5.5). На рис. 5.8 видно, что нагрузка распространяется в стороны

и на глубину, вызывая этим осадку территории, прилегающей к нагруженной поверхности.

б. Как упоминалось выше, осадка сооружения не соответствует полностью осадке равномерно нагруженной поверхности грунтов основания. Из-за некоторой жесткости сооружение деформируется меньше, чем свободная равномерно нагруженная поверхность грунтов; чем больше жесткость сооружения, тем

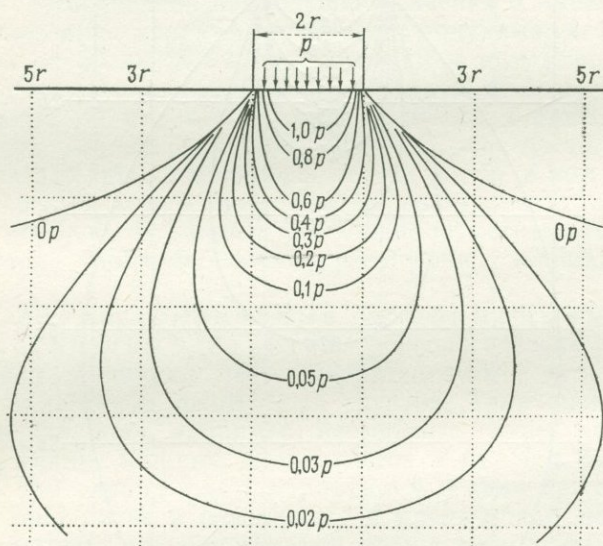


Рис. 5.8. Изобары в идеализированном упругом грунте в основании равномерно нагруженной круглой плиты.

меньше дифференциация его осадки и равномернее распределение контактных напряжений под подошвой сооружения. На рис. 5.9 показаны изобары вертикального давления в основании жесткого сооружения, а на рис. 5.10 сплошной линией показана кривая осадки поверхности идеализированного грунта, обладающего одинаковыми деформационными свойствами в пределах всего загруженного пространства. В реальных условиях модуль деформации грунта увеличивается с глубиной, в связи с чем осадка грунта в краевых частях нагруженного пространства меньше, чем теоретическая осадка в идеальных условиях. Пунктирной линией на рис. 5.10 показана кривая осадки природных неогеновых глин, отличная от кривой осадки (сплошная линия) идеализированного грунта.

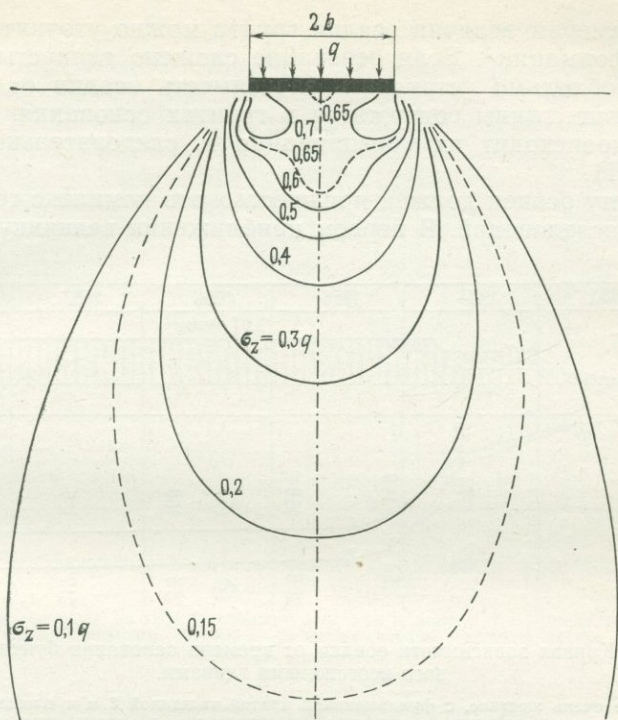


Рис. 5.9. Изобары вертикального давления в идеализированном упругом грунте в основании жесткой фундаментной балки шириной $2b$.

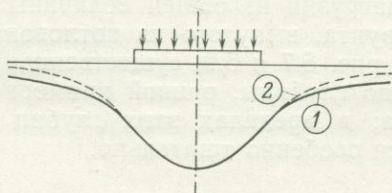


Рис. 5.10. Кривые осадки поверхности грунта вблизи полужесткой фундаментной балки.

1 — в идеализированном упругом грунте; 2 — в неогеновых глинах.

По замерам величин осадки грунта можно уточнить его модуль деформации¹. Если основание сложено глинистыми грунтами, необходимо установить зависимость осадки от времени. Чем больше глины содержится в грунтах основания, тем медленнее происходит их консолидация и, следовательно, осадка (рис. 5.11).

Расчету осадок должен предшествовать комплекс геомеханических исследований. В первом приближении величину возмож-

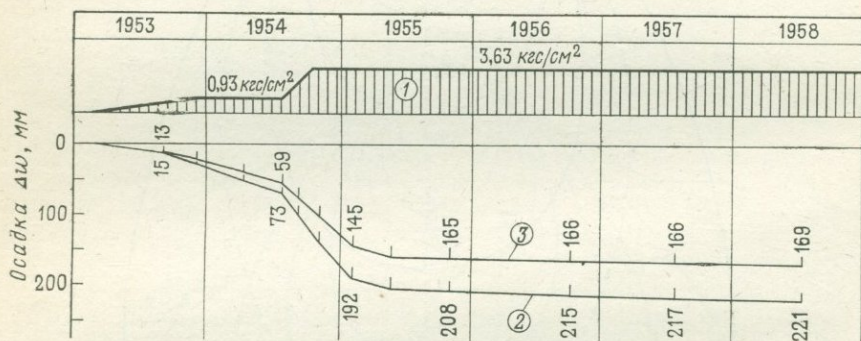


Рис. 5.11. Кривая зависимости осадки от времени основания бункера, сложенного неогеновыми глинами.

Сооружение очень жесткое, с фундаментной плитой толщиной 2 м и площадью 14×39 м. 1 — кривая время — нагрузка в процессе строительства и заполнения бункера; 2 — осадка средней точки длинной стороны фундамента; 3 — осадка угла фундамента; Δw — величина осадки (мм).

ной осадки в зависимости от ширины фундамента для несвязных и связных грунтов можно определить по диаграммам, приведенным на рис. 5.12 и 5.13. Полезной считается нагрузка, вызывающая дополнительное сжатие грунта основания; при подсчете полезной нагрузки из общей величины нагрузки следует исключать вес грунта, вынуженного из котлована под фундамент. Как показывают рис. 5.7 и 5.9, существенное изменение давления происходит до глубины, равной примерно полуторной ширине фундамента; в пределах этих глубин свойства грунтов должны изучаться особенно тщательно.

¹ Подразумевается, что в условиях нового напряженного состояния (после приложения нагрузки) значения E и ν грунта не изменяются (разд. 2.4) и что незначительное изменение деформационных свойств не влияет на поле напряжений в грунте. Это было доказано Хрубаном [82] аналитическим путем и позднее — Моргенстерном и Фуканом [132] методом конечных элементов. Таким образом, при оценке напряженного состояния можно пренебречь небольшими изменениями E , но нельзя не принимать их во внимание при расчете деформаций.

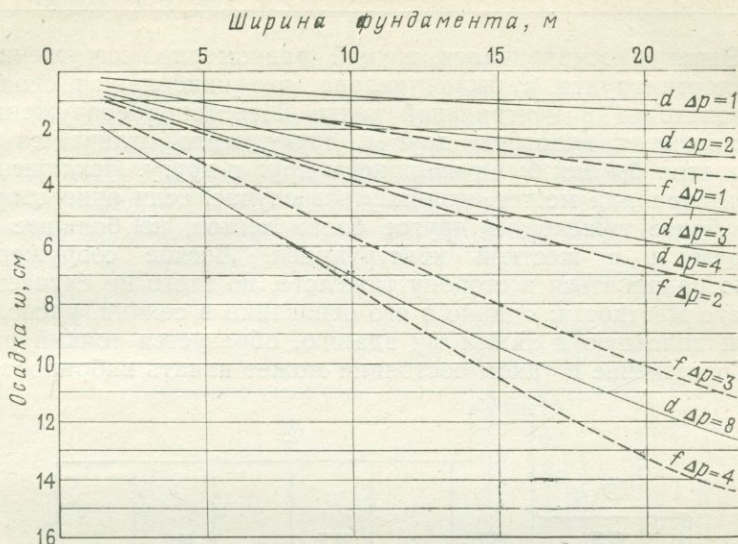


Рис. 5.12. Приближенные величины осадки фундаментов различной ширины в несвязных грунтах.

Δp — полезная нагрузка на грунты основания ($\text{кгс}/\text{см}^2$); кривая d соответствует плотному песку с гравием, кривая f — тонкозернистому илистому песку.

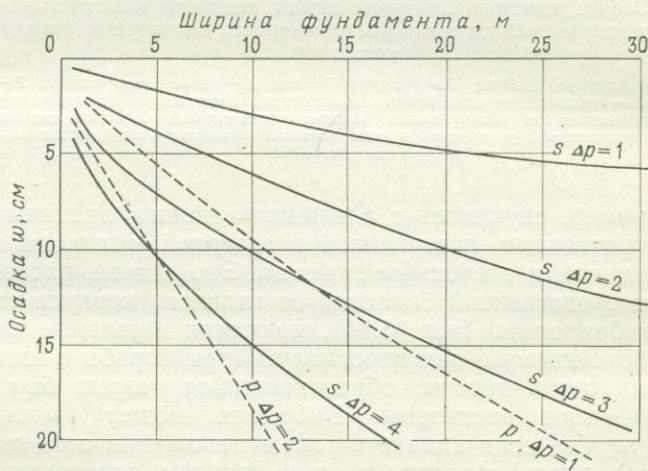


Рис. 5.13. Приближенные осадки фундаментов различной ширины в связных грунтах.

Δp — полезная нагрузка на грунты основания ($\text{кгс}/\text{см}^2$); кривая s соответствует очень твердой глине, p — твердой глине.

в. Выше рассматривался случай равномерно нагруженной поверхности грунта и было указано, что наибольшая осадка его происходит в центральной части. Поведение сооружений, расположенных вплотную друг к другу, мало отличается от случая, если бы они были наклонены друг к другу. Исключение из этого правила может возникнуть в случае, если одно сооружение более тяжелое, а другое более легкое, но большее по размерам и с жесткой конструкцией. Легкое сооружение должно наклониться в сторону тяжелого, но этого не случается из-за его жесткости; однако в его основании в секции, расположенной вплотную к тяжелому зданию, образуется тонкий разрыв. Сооружение в таком состоянии может начать вибрировать.

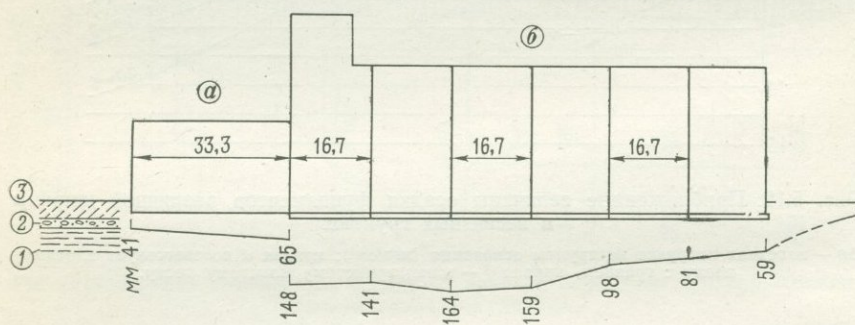


Рис. 5.14. Осадка административного здания тепловой электростанции, построенного на неогеновых глинах и расположенного вплотную к фасаду машинного зала.

a — административное здание; *b* — машинный зал; 1 — неогеновые глины; 2 — гравелистый песок; 3 — голоценовые отложения. Административное здание испытывало вибрацию в течение нескольких лет эксплуатации. (Аналогичный случай с осадкой здания электростанции, расположенной у низовой грани высокой гравитационной плотины, приведен на рис. 8.40.)

Так, например, случилось с административным зданием тепловой электростанции, построенной в северной Чехии на основании, сложенном неогеновыми глинами. Это здание, расположенное в непосредственной близости от главного корпуса станции, начало вибрировать (рис. 5.14), причиняя серьезные неприятности работающему в нем персоналу. Меры борьбы с этим явлением были очень просты: образовавшийся разрыв был заполнен цементным раствором. Вибрация может уменьшиться также в случае, если здание в таком положении осядет и фундамент его вновь соприкоснется с грунтом основания; такой процесс сопровождается обычно образованием трещин.

г. Обстоятельства, аналогичные вышеописанным, возникают при строительстве зданий вблизи застроенной территории или при расширении существующих промышленных предприятий.

При этом новое сооружение нередко вплотную примыкает к старому зданию, грунт вблизи которого уплотнился под весом последнего. В этом случае новая постройка наклоняется в противоположную сторону от старого здания, особенно если новая постройка высокая (например, элеватор, колокольня и т. д.) (рис. 5.15). Во избежание этого явления новому фундаменту придают ступенчатую форму (разд. 5.5). Как указыва-

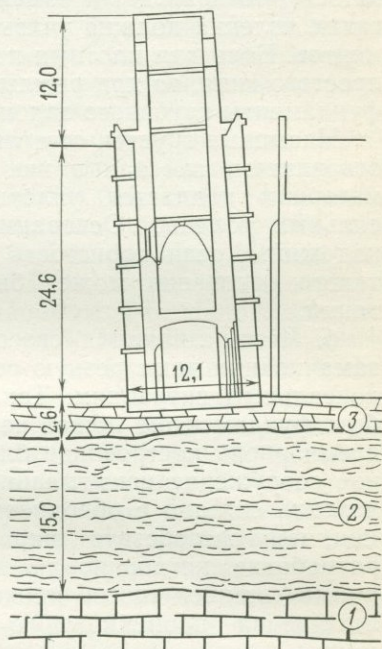


Рис. 5.15. Крен башни, пристроенной к древнему нефу (Франция).

1 — известняки; 2 — пески с примесью органических веществ; 3 — слабый травертин.

лось выше, старое здание может начать вибрировать, что вызывает образование трещин, которые позже появляются и на большом расстоянии от нового здания. Поскольку процесс консолидации развивается в глубину основания медленно, наклон сооружения, вибрация, возникновение трещин, увеличение осадки его центральной части проявляются через много месяцев по окончании строительства.

5.2.3. Неустойчивые грунты основания. К этой категории относятся грунты, способные быстро деформироваться и давать большую осадку. С точки зрения механизма деформации эти грунты характеризуются малым углом распространения давления в стороны. Типичными представителями неустойчивых грунтов являются рыхлые пески, лёссы, рыхлые насыпные грунты.

а. Рыхлые пески, иловатые грунты, слабо уплотненные насыпные грунты дают большие осадки, в особенности при динамических нагрузках, широко распространенных в настоящее время. Основной технической характеристикой этих грунтов является их плотность (см. разд. 2.3), о которой можно судить по пористости. Рыхлые пески обладают пористостью более 39—40%, но после сильного встряхивания пористость может снизиться, что приведет к изменению свойств грунта. Возможность таких явлений должна учитываться при проектировании фундаментов. Если для плотных песков вполне пригодны фундаменты простого типа, то для рыхлых песков и илистых грунтов нужны фундаменты глубокого заложения.

Насыпные грунты, состоящие из обломков, являются плохим основанием, так как в них имеются крупные пустоты. Такой материал поддается уплотнению, но только под действием сильных толчков. Основание из насыпного грунта считается надежным, если пористость последнего менее 32%. Плотность такого основания может быть увеличена посредством цементации.

б. Лёссы являются своеобразными грунтами, так как при замачивании дают резкую осадку, что приводит иногда к парадоксальным ситуациям. Так, например, старое здание со слабым фундаментом может не иметь признаков трещин, в то же время вновь построенное близ него, тщательно спроектированное сооружение испытывает значительные повреждения. Такое явление связано с обводнением грунтов основания нового здания, чему способствует широко применяемая в настоящее время разработка котлованов с незакрепленными откосами. Ранее применявшийся способ проходки котлованов с креплением препятствовал проникновению поверхностных вод под фундаменты.

В разделе 2.4 указывалось, что компрессионные свойства лёссов из разных мест различны. Лёссовые образования на неогеновых глинах, часто встречающиеся в районе Брно, содержат сравнительно большое количество глинистых фракций и мало сжимаемы. Свойства их меняются с глубиной. Некоторые лёссовые отложения подверглись выветриванию и воздействию воды на древних погребенных поверхностях. На участке электростанции близ Трнава в Словакии на глубине 8 м были встречены просадочные лёссы с высокой пористостью, равной 46% (плотность в сухом состоянии $1,46 \text{ тс/м}^3$), подстилаемые восьмиметровой толщей менее сжимаемых лёссов с пористостью 35—39% (плотность в сухом состоянии $1,6—1,66 \text{ тс/м}^3$). Встречаются случаи, как, например, описанные Балли и др. [7] в Румынии, когда лёссовые отложения дали просадку после промачивания только на глубине больше 8 м.

В связи с этим важно знать региональные и местные геологические условия. Опытный инженер-геолог может оказать большую помощь проектировщику, указав глубину залегания маловодопроницаемых глинистых грунтов и рекомендовав расположить фундаменты выше них, чтобы не обводнить нижележащие породы.

Другая особенность лёссов — способность уплотняться при трамбовании. В этом случае решающее значение имеют влажность грунта и содержание в нем тонких фракций. На упомянутом выше участке электростанции близ Трнава четырехметровый слой сжимаемого лёсса, вскрытого котлованом на глубине 4 м, был уплотнен на 40 см ударным грузом массой 7 тс.

В механике грунтов лёссы характеризуются «числом просадочности». Способы определения этого показателя различны. Согласно чехословацким нормам № 731 001, этот показатель соответствует усадке ($e\%$) ненарушенного образца грунта под нагрузкой после замачивания его водой, соответствующей нагрузке проектируемого сооружения. Если число просадочности меньше 1%, лёсс считается непросадочным. Так, например, лёсс с влажностью 10% и пористостью 42% может достичь этого предела под давлением около 0,6 кгс/см². При давлении, большем 2 кгс/см², зависимость между давлением и коэффициентом пористости (разд. 2.3) становится почти пропорциональной.

5.2.4. Несущая способность грунтов. В практике фундаментостроения осадки сооружений рассматриваются независимо от несущей способности грунтов. При достижении предела несущей способности грунта контактные напряжения в подошве фундамента становятся больше сопротивления грунта сдвигу и последний выпирается из-под фундамента. Это явление сопровождается постепенной, но все ускоряющейся осадкой сооружения и зависит от механических свойств грунтов основания. Инженер-геолог может способствовать решению этой проблемы, изучив геологические условия площадки, глубину залегания грунтовых вод и возможное ее изменение; при этом он должен разбираться в статике сооружения.

Призма сжатия, образующаяся под нагруженным фундаментом, и окружающие грунты испытывают боковое давление, которому противостоит прочность грунта. Статический расчет этого процесса проводится по следующей зависимости:

$$q = \gamma B N_{\gamma} + \gamma D N_q + c N_c,$$

где q — несущая способность (кгс/см², или тс/м²), γ — объемный вес грунта (кгс/см³, или тс/м³) и c — кажущееся сцепление грунта (кгс/см², или тс/м²); значение коэффициента N зависит от угла сопротивления сдвигу, как это видно из рис. 5.16.

С практической точки зрения можно выделить три группы грунтов, обладающих различной несущей способностью.

а. *Несвязные грунты.* Значение c в этих грунтах очень мало, но прочность их увеличивается с ростом давления σ и выражается значительной величиной ϕ . С увеличением ширины и глубины фундамента увеличивается также σ и поверхность

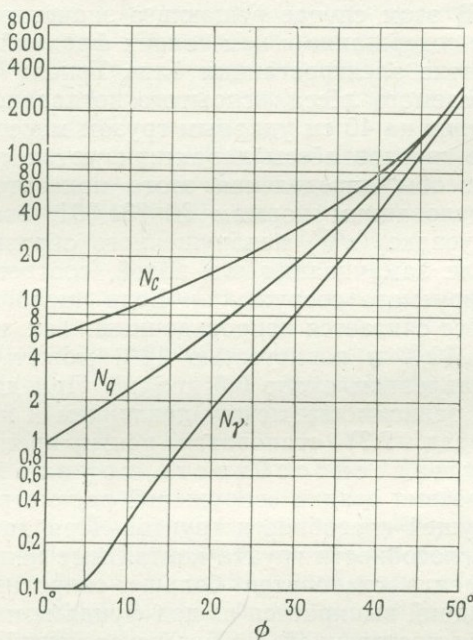


Рис. 5.16. Диаграмма значений коэффициента N в зависимости от угла сопротивления сдвигу ϕ [129].

скольжения развивается на большей глубине. Как следует из приведенного выше уравнения, несущая способность заметно увеличивается с ростом значений двух составляющих. Параметр ϕ в различных грунтах определяет величины N_γ и N_q . Теоретически, если $\phi = 0$, то $N_\gamma = 0$ и $N_q = 1$; когда $\phi = 35^\circ$ (плотный мелкозернистый глинистый песок), N_γ равен примерно 18, а N_q около 34. Легко установить, что при больших значениях B и D несущая способность грунта настолько велика, что практически может не приниматься во внимание, так как в этом случае решающее значение имеет осадка основания. В расчеты надо вводить коэффициент запаса, равный примерно 2.

Не следует пренебрегать значением величины γ . Эффективный объемный вес грунта равен примерно 2 тс/м^3 , но у обводненного грунта он снижается до 1 тс/м^3 (разд. 2.3). Таким образом, несущая способность песков в основании узких и неглубоких фундаментов может быть завышена в случае подъема уровня грунтовых вод, что приведет к тому, что стены сооружения вдавятся в грунт, накроятся и разрушатся.

б. *Быстро уплотняющиеся тонкозернистые грунты.* Как уже указывалось в разделах 2.3 и 2.5, суглинистые грунты с относительно небольшим содержанием глинистых фракций быстро уплотняются и прочность их увеличивается с нагрузкой. Для ускорения осушения грунта в подошве фундамента укладываются плоские дренажи (разд. 5.5). Такие устройства особо необходимы в тонкозернистых аллювиальных отложениях. После уплотнения характеристики несущей способности тонкозернистых грунтов становятся близки описанным выше в подразделе (а), но угол ϕ остается меньшим (например, $\phi = 25^\circ$ соответствуют $N_\gamma = 3,8$ и $N_q = 12$).

Применение на практике указанных положений вызывает иногда необоснованные возражения. Например, грунт после вскрытия его выработкой становится настолько слабым, что оседает под давлением ноги человека (около $0,35 \text{ кгс/см}^2$). Но критики указанных выше положений игнорируют при этом тот факт, что толщина слоя ослабленного грунта ничтожно мала, глубина залегания его от вскрытой поверхности равна нулю и что после уплотнения консистенция грунта улучшается. Осторожность, разумеется, необходима; так, следует знать, что, если толщина слабого грунта под фундаментом велика по сравнению с шириной фундамента, грунт может быть выдавлен в стороны. Поэтому мощность слабого грунта, оставленного под фундаментом, должна быть ограничена, что в свою очередь влияет на глубину заложения последнего (рис. 5.17).

в. *Медленно уплотняющиеся связные грунты.* В Чехословакии к этим грунтам относятся неогеновые глины и мощные ледниковые отложения (валунные глины). Уплотнение этих грунтов при возрастающем давлении на них протекает медленно, в связи с чем увеличение их прочности в основании сооружения за время возведения последнего незначительно и обычно в расчет не принимается. Исходя из этого можно принять $\phi = 0$; отсюда $N_\gamma = 0$, $N_q = 1$ и $N_c = 5,4$. Если принять единый коэффициент запаса, то он должен быть равен примерно $2,5$ — $3,0$. Поскольку эффект уплотнения не учитывается, назначение величины несущей способности таких грунтов, согласно многим строительным нормативам, должно производиться с большой осторожностью. В большинстве случаев для мягких глин принимается величина $0,5 \text{ кгс/см}^2$, для глин средней твердости —

1 кгс/см² и для твердых глин — 2 кгс/см², добавляя к этим величинам давление от веса породы, вынутой из котлована.

Осадка сооружений показывает, что уплотнение грунтов, хотя и медленно, но все же происходит и несущая способность

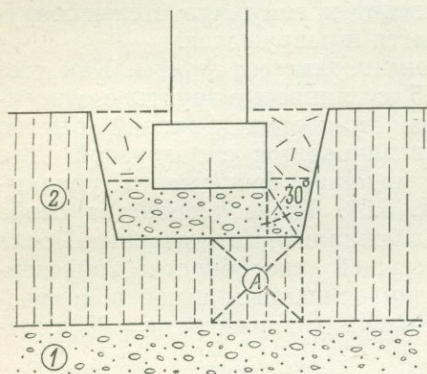


Рис. 5.17. Приближительная оценка ширины и толщины гравийной подсыпки под фундамент, заложенный на голоценовых отложениях.

Оценка производится по отношению ширины к высоте прямоугольника А в голоценовых отложениях, оставленных под гравийной подсыпкой. 1 — песчаный гравий; 2 — голоценовые отложения.

оснований, сложенных этими грунтами, увеличивается. Такое явление может привести к повреждениям сооружений, нагружаемых относительно большой полезной нагрузкой, вскоре по

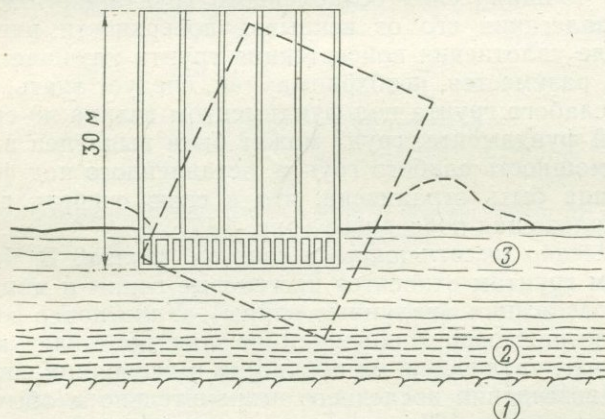


Рис. 5.18. Авария с Трансконским элеватором (Канада).

1 — ордовикские известняки; 2 — слабые глины; 3 — твердые глины.

окончании их строительства (элеваторы, склады) (рис. 5.18). Опасность повреждений увеличивается в случае неравномерного распределения нагрузки, например под подвижными кранами или при неровной засыпке элеваторов, вызывающего сме-

щение точки приложения равнодействующей сил. Нередки случаи, когда нагрузка приложена не только неравномерно, но и наклонно, т. е. действуют не только вертикальные, но и горизонтальные силы (ветровая нагрузка, давление грунта, боковые толчки от работающих кранов).

Точные расчеты в этих случаях очень сложны и выполнимы только методом конечных элементов. По сравнению с нормальной нагрузкой вертикальная составляющая косопрiloженных усилий должна быть меньше, и, следовательно, горизонтальная составляющая способствует выпору грунта из-под фундамента. В первом приближении можно считать, что уменьшение вертикальной составляющей (по сравнению с нормальной нагрузкой) зависит от угла приложения нагрузки. Так, например, при угле

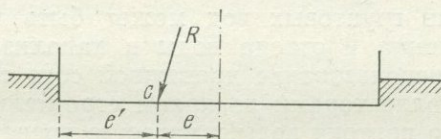


Рис. 5.19. Фундамент, нагруженный эксцентрично и под наклонной силой (R).

наклона, равном 10° , коэффициент уменьшения вертикальной составляющей равен $0,5—0,6$ для несвязных грунтов и порядка $0,8$ — для связных. При наклоне в 20° коэффициенты равны соответственно $0,2—0,4$ и $0,6$. Влияние асимметричности может быть выражено подстановкой $2e'$ вместо B в вышеприведенных уравнениях (рис. 5.19).

С практической точки зрения важно, что для достижения наиболее устойчивого положения нет необходимости, чтобы точка приложения наклонной силы была расположена в центре по ширине основания. Из-за наклонного положения равнодействующей R выпор грунта может произойти только в одну сторону (влево от центра на рис. 5.19), поэтому наибольшая несущая способность грунта зависит от асимметричности положения точки приложения силы R (вправо от центра на рис. 5.19).

5.3. Основания сооружений и грунтовые воды. Присутствие грунтовых вод в значительной мере влияет на решение проблем, связанных с основаниями сооружений; во многих случаях оно приводит к необходимости изменения методов заложения фундаментов и к увеличению стоимости строительных работ, не всегда оправданной. Нельзя избежать заложения фундаментов некоторых сооружений ниже уровня грунтовых вод, например фундаментов электростанций, насосных станций и др., но иногда такое заложение связано с непреклонностью архитектурных

решений или с ошибками в определении глубины залегания грунтовых вод.

Все грунты в том или ином количестве содержат воду, что требует применения гидроизоляционных покрытий, которые не всегда выдерживают давление воды в несколько десятков сантиметров. Возникает необходимость в более сложных и дорогих, но не всегда надежных изоляционных покрытиях, накладываемых сплошным слоем на железобетонные плиты, способные противостоять действующему на них гидростатическому давлению. В связи с этими и другими соображениями целесообразно располагать основную часть фундамента выше уровня грунтовых вод. Такое решение может привести к снижению стоимости строительных работ, в противном случае предпочтительнее устройство свайных фундаментов.

Если уровень грунтовых вод может быть понижен путем устройства дренажа и отвода воды в канализационную сеть, рекомендуется использование дренажной сети с более глубоко заложеными коллекторами по краям строительной площадки. В случае малого притока воды в качестве дренажа можно применить гравийную отсыпку или, при наклонном положении участка, горизонтальные скважины, но стоимость проходки последних слишком высока.

Особые предосторожности должны быть предприняты в том случае, когда основания сложены глиной. На первый взгляд сухой котлован может в процессе производства работ обводниться за счет поступления воды из песчаных прослоев, из трещин в грунте или чаще через недостаточно плотную обратную засыпку вокруг сооружения, в особенности если котлован проходил с открытыми (незакрепленными) откосами. Таким образом, и в случае глинистого основания дренаж может оказаться необходимым.

Если рельеф застраиваемой территории не допускает устройства самотечного дренажа, последний выводится к нескольким водосборным колодцам, вода из которых удаляется откачкой. Такое мероприятие позволяет применять более легкие гидроизоляционные покрытия, что экономически выгодно, при условии, что количество откачиваемой воды не превысит 10—20 л/с. Емкость колодцев должна быть достаточной, чтобы в случае перерыва в подаче электроэнергии не допустить повышения уровня грунтовых вод до отметки заложения гидроизоляционного покрытия. Такое повышение опасно с точки зрения несущей способности грунта, которая при обводнении последнего может заметно снизиться (разд. 5.2.4).

Однако, если будет иметь место понижение грунтовых вод, это может привести к нежелательным осадкам территории и к связанному с ними образованию трещин в близрасположен-

ных сооружениях. Осадки вызываются снижением эффективного давления в осушаемом грунте. Даже непродолжительная откачка воды из дренажных колодцев может привести к повреждению соседних зданий. Хорошо известен пример Венеции, территория которой ежегодно опускается на 1,5—5 мм из-за интенсивной эксплуатации артезианских вод промышленным комплексом в рядом расположенном городе Местре.

Понижение уровня воды может существенно отразиться на состоянии зданий, построенных на деревянных сваях, вызвав гниение последних. Но опасность такого явления не следует преувеличивать. Например, после постройки новой секции тепловой станции в Брно началась вибрация старых турбогенераторов, что было отнесено за счет гниения деревянных свай, на которых они стояли, вызванного понижением уровня воды на территории новостройки. Однако детальное обследование показало, что сваи надежно защищены глинистыми аллювиальными отложениями и что вибрация возникла под действием негативного трения, вызванного близостью новых тяжелых котлов. Тем не менее постоянное снижение уровня грунтовых вод может привести к разрушению свай.

Особым вопросом является *агрессивность* воды. Рассмотрение химических свойств воды и влияния ее на фундаменты сооружений не является предметом настоящей книги, но инженер-геолог часто имеет дело с некоторыми из этих вопросов. Прежде всего инженер-геолог должен дать предварительное заключение о возможном распространении агрессивных вод, исходя из геологических особенностей участка. Например, присутствие пирита свидетельствует об обогащении вод сульфатами. Инженер-геолог должен также установить первопричину агрессивности воды и степень ее интенсивности. Например, агрессивность подземных вод в элювии изверженных пород относительно невелика; она может быть снижена простыми средствами (дренажем заболоченных мест, обработкой известью). Агрессивность воды в породах, содержащих пирит, остается более или менее постоянной. На территории ТЭЦ в Брно в период постройки первой очереди станции грунтовая вода в буровой скважине по данным химических анализов 1929 г. содержала сульфаты в количестве до 306 мг/л. В 1949 г. вода из той же скважины содержала только 161,9 мг/л сульфатов. Уменьшение концентрации сернистых соединений произошло из-за усиления циркуляции воды в аллювии в связи с постройкой на реке плотины. В 1929 г. сооружения были построены на фундаментах из деревянных свай, а в 1949 г. применялись железобетонные сваи.

По химическому составу воды могут быть двух типов: мягкие и жесткие. *Мягкие воды* в свою очередь делятся на три

группы: а) мягкие слабоминерализованные, б) мягкие, содержащие в растворе углекислый газ, и в) прочие кислые воды. Мягкие слабоминерализованные воды растворяют бикарбонат кальция и частично силикаты и алюминаты, содержащиеся в цементе. Во многих случаях вода агрессивна, даже при относительно малом содержании в ней CO_2 . Такие воды встречаются в изверженных и метаморфических породах, в которых возможность повышения минерализации воды отсутствует. Мягкие кислые воды опасны для бетонных фундаментов из-за содержания в них органических кислот. Степень кислотности или щелочности воды определяется по содержанию в ней иона водорода. Избыток водородных ионов придает воде кислотные свойства, а избыток гидроксильных ионов — щелочные. Нейтральная вода содержит одинаковое количество тех и других ионов, примерно по 10^{-7} ионов обеих групп в 1 л воды при 22°C .

Отрицательный логарифм концентрации водородного иона указывает на степень кислотности воды и выражается показателем рН, значение которого может находиться в пределах от 0 до 14. В нейтральной воде $\text{pH}=7$, в кислой воде $\text{pH}<7$, а в щелочной $\text{pH}>7$.

Во время заложения фундаментов механического завода в городе Ждяр (Моравия) в гнейсах грунтовые воды имели жесткость $1,46^\circ$ и $\text{pH}=6,28$. При содержании $18,3 \text{ мг/л } \text{HCO}_3^-$ и $9 \text{ мг/л } \text{SO}_4^{2-}$ вода была химически активной. По окончании строительства вода, поступающая из дренажей, характеризовалась $\text{pH}=6,9$.

Бетонные трубы дренажной системы вокруг санаторных зданий в Старом Смоковце (Высокие Татры) разрушились после нескольких лет эксплуатации, при этом нижняя часть их оказалась разложенной, а верхняя сохранилась. Вода, поступавшая в дренажные трубы из гранитного щебня, была атмосферной, но содержала CO_2 за счет разложения органического вещества в торфяниках.

Слабоминерализованные воды являются жесткими водами со сложным химическим составом. В Чехословакии часто встречаются воды, содержащие сульфаты и CO_2 . Сульфатные воды в соприкосновении с гидроксидом кальция выделяют гипс ($\text{CaSO}_4 + 2\text{H}_2\text{O}$), вызывающий разрушение в бетоне. Более серьезное воздействие оказывает кальций-алюминий сульфат, который, кристаллизуясь с 31 молекулой воды, сильно увеличивается в объеме. Кристаллы спутанно-волокнистой структуры вызывают распад бетона и превращение его в тестообразное состояние. Сульфатные воды обычно приурочены к породам, содержащим пирит или другие сернокислые соединения. Периферийные участки угольных пластов также содержат пирит и марказит; воды из этих пластов богаты сульфатами.

В районе Праги сильносульфатные воды присутствуют в трещинах ордовикских сланцев; отмечается также большая минерализация вод речных террас, особенно в подошве склонов; в сторону реки она обычно уменьшается. На рис. 5.20 представлен разрез аллювиальных отложений; на нижнем графике показано содержание SO_3^{2-} и $\text{CaO} + \text{MgO}$ в воде из скважин и шурфов. График иллюстрирует повышенную минерализацию воды в присклоновых частях долины, сопряженных с речными террасами.

Вода становится агрессивной после взаимодействия с породами, содержащими вредные примеси. Например, при строительстве банка в Старом Городе в Праге вода, откачиваемая из гравелистых аллювиальных отложений, содержала 154 мг/л SO_3^{2-} , а после углубления котлована в ордовикские сланцы, содержащие включения гипса, концентрация SO_3^{2-} в воде достигла 271 мг/л. Увеличение содержания сульфатов нередко наблюдается в водах, фильтрующихся через отвалы золы и шлака. Такое явление наблюдалось в окрестностях Праги, где концентрация SO_4^{2-} в воде увеличилась от 1603 до 6700 мг/л. Воды, фильтрующиеся через старые отвалы рудника вблизи Кутна-Гора, были сильно обогащены сульфатами за счет содержания в отвалах пирита и халькопирита.

В среде, богатой сернокислыми солями, предпочтительнее применять цемент с малым содержанием извести. Допустимая концентрация иона SO_4^{2-} зависит от характера взаимодействия воды с бетоном. Чехословацкими нормами № 731001 допускается содержание сульфатов в количестве 360 мг/л в водопроницаемом гравии и 600 мг/л в водонепроницаемых грунтах. Агрессивной является вода, в которой в больших количествах присутствует CO_2 . К этой категории относятся и минеральные воды; известно их вредное влияние на бетон и железо. Для отвода минеральных вод требуется устройство специальных трубопроводов.

5.4. Проходка строительных котлованов. В практике гражданского строительства неожиданности встречаются чаще в процессе производства работ, чем после их окончания. Это особенно относится к работам по укреплению, главным образом по уплотнению и осушению дна и откосов котлованов. Встречаясь с проблемами такого рода, инженеру-геологу прежде всего необходимо знать, присутствуют ли грунтовые воды в откосах и дне котлованов, так как известно, что их отсутствие всегда повышает устойчивость строительных выемок. В связи с широким применением механизмов в настоящее время предпочитают котлованы с открытыми откосами. Поскольку эти откосы

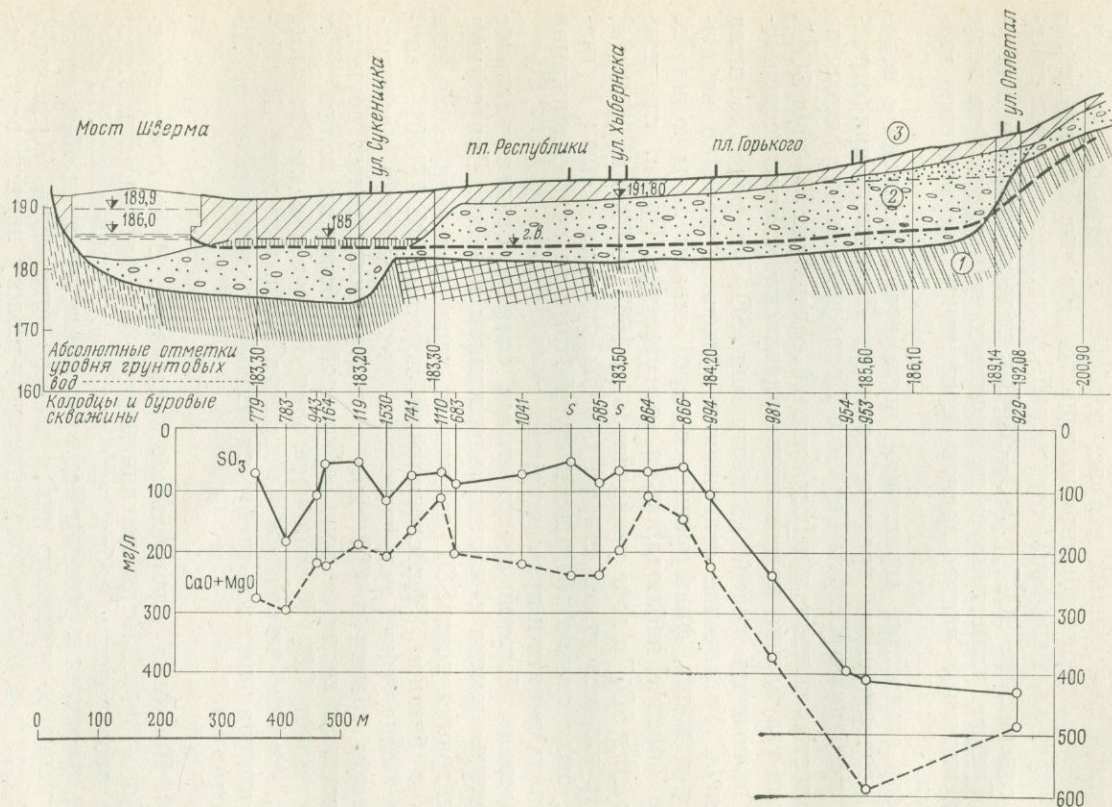


Рис. 5.20. Кривые сухого остатка грунтовой воды из колодцев и скважин в Праге [233].

1 — ордовикские сланцы и кварциты; 2 — песок и гравий; 3 — насыпной грунт.

являются временными, угол заложения их может быть значительно большим, чем в дорожных выемках. В сухих суглинках можно проходить выемки с углом откоса 45° . Больше предосторожностей требуется при разработке котлованов в неогеновых глинах или в палеогеновых и меловых известняках. Но и в этом случае в летний период можно принимать откосы с углом заложения 45° . Однако все зависит от того, как быстро грунт потеряет прочность в результате разгрузки и разуплотнения.

Ускорение разрушения откосов может быть вызвано несколькими причинами геологического характера: а) присутствием разрывных нарушений, снижающих устойчивость откосов из-за образования вдоль них поверхностей ослабления, в которых может скапливаться вода; б) трещиноватостью или отсутствием таковой в глинах; в) значительными горизонтальными остаточными напряжениями в глинах, а также концентрацией их при расположении котлована в подножии склона речной долины; такие напряжения приводят к образованию трещин в откосах и формированию в них поверхностей скольжения. Если эти причины имеются, разрушение откосов наступает через несколько недель после вскрытия котлована (рис. 5.21).

Другим осложнением является выпор глин по контуру дна котлована, что препятствует оттоку из котлована воды, поступающей из поверхностных водопроницаемых отложений, и приводит к ослаблению глин в откосах. Горизонтальные смещения откосов ведут к ослаблению суглинистого покрова по краям котлована и к развитию нарушений оползневого характера. Прогнозирование поведения откосов выемок по лабораторным исследованиям малых образцов в этом случае могут оказаться недостаточными. Исследование же на более крупных пробах (блоках) возможно только после начала проходки котлована. Устойчивость откосов нарушается даже при небольшом притоке воды, которая способствует набуханию глин и их ослаблению. Вода может содержаться в трещинах, в тонких песчаных прослоях и т. п.

На застроенных территориях проходка котлована ведется с креплением, а не с открытыми откосами. Крепление осуществляется различными способами, включая бетонные диафрагмы и шпунтовые ограждения. Производство земляных работ находится в компетенции инженера, но инженеру-геологу необходимо правильно охарактеризовать свойства грунтов, в особенности присутствие в них валунов, глубину залегания скальных пород, их прочность и т. д., т. е. он должен описать все условия, в которых будут работать землеройные машины. Другая важная информация заключается в предварительной оценке *надежности анкерного крепления*, предназначенного для укрепления стенок котлована (рис. 5.22). В глинистых сланцах надежное



Рис. 5.21. Разрушение откоса котлована в неогеновых глинах (фото Менцла).

сопротивление анкеров обычно составляет 10—15 тс; в скальных породах, поддающихся цементации, сопротивление сильно возрастает, оно достигает в песчаниках с прослоями сланцев 50 тс, в плотных известняках 100 тс и т. д.

На застроенных территориях при заложении анкеров в основание существующих зданий должны быть предприняты определенные предосторожности. Небольшие смещения в стенках котлованов, обусловленные остаточным напряжением грунта, могут вызвать дополнительное натяжение анкеров, часто нагруженных больше, чем это предполагалось.

При проходке строительных котлованов под фундаменты ниже уровня грунтовых вод возникают трудности с дренированием выработок и опасность оползания откосов. Наибольших притоков воды в котлован следует ожидать в дне речных долин, и чтобы предварительно оценить их, в процессе изыскательских работ проводят опытные откачки. Притоки воды в значительной мере определяются наличием в гравелистых отложениях суглинистых прослоев, препятствующих движению воды из верхних слоев в нижние. Депрессионная кривая в гравии пологая, в связи с чем откосы котлована не испытывают фильтрационного давления. Для увеличения устойчивости откосов вблизи их

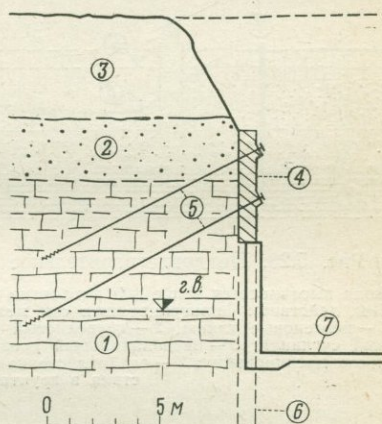


Рис. 5.22. Пример анкерного крепления стенки строительного котлована [196].

1 — доломиты, разрушенные с поверхности; 2 — плейстоценовые пески; 3 — насыпной грунт; 4 — боковая стенка на анкерах; 5 — анкеры; 6 — сваи с шагом 3 м, несущие боковые стенки и нагрузку от будущего сооружения; 7 — облицовка фундамента; г. в. — уровень грунтовых вод.

подошвы устраиваются дренажи и нижняя часть пригружается банкетом. В некоторых случаях притоки воды в котлован настолько сильные, что приходится устраивать шпунтовые ограждения или ставить водонепроницаемые диафрагмы, доводя их по мере возможности до водоупорных слоев. Для того чтобы правильно запроектировать описанные выше мероприятия, инженер-геолог должен дать подробную характеристику грунтов, обращая внимание на присутствие древесных остатков и скопления валунов, которые могут сильно осложнить работы.

Еще сложнее складывается обстановка, когда в дне котлована, опущенного ниже уровня подземных вод, залегают слабопроницаемые породы, подстилаемые сильнопроницаемыми грунтами, например гравием. В этом случае, несмотря на ограждение, в котлован может проникнуть небольшое количество воды, достаточное для того, чтобы размягчить дно выемки и вызвать оползание откосов. Следовательно, откачку из котлована надо производить из наиболее водопроницаемых слоев. На рис. 5.23 приведен пример дренирования строительного котлована путем

откачки воды из скважин, заложенных в водопроницаемом грунте.

Понижение уровня грунтовых вод путем откачки из скважин следует производить в том случае, когда котлован вскрывает мелкозернистые пески, иловатые грунты или их переслаивание. Такое мероприятие необходимо, так как обычная откачка из зумпфа на дне котлована может привести к образованию непосредственно вокруг котлована высоких гидравлических градиентов (см. разд. 2.5) и вызвать этим разуплотнение и подвижки откосов. В отличие от случая, показанного на рис. 5.23, радиус влияния откачки из скважин в слабопроницаемых грун-

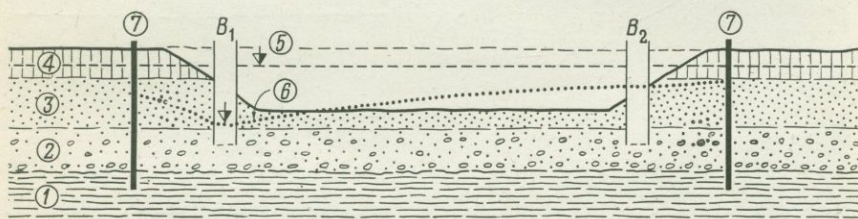


Рис. 5.23. Неудовлетворительное дренирование строительного котлована.

Вода высачивается выше дна котлована вблизи стенки В₂, где откачка не производилась. Под действием фильтрационных сил мелкозернистый песок в основании разуплотняется. 1 — неогеновые глины; 2 — гравелистый песок; 3 — мелкозернистый песок; 4 — голоценовый суглинок; 5 — первоначальный уровень грунтовых вод; 6 — уровень грунтовых вод после дренирования; 7 — свайная стенка с большим количеством отверстий из-за присутствия в грунтах древесных остатков.

тах небольшой, что ведет к образованию вокруг скважин крутых депрессионных воронок. В таких случаях необходимо либо увеличить глубину откачки, оборудовав скважины погружными насосами, либо вести откачку из нескольких ярусов близко расположенных неглубоких скважин (рис. 5.24). В обязанности инженера-геолога входит также выбор диаметра скважин глубокого водопонижения. В грунтах с коэффициентом фильтрации $1 \cdot 10^{-4}$ — $1 \cdot 10^{-5}$ см/с для увеличения производительности водопонижающих скважин применяют вакуумирование. В еще менее проницаемых грунтах (илах) с этой же целью используют электроосмос.

5.5. Выбор типа фундаментов. Этот вопрос находится в компетенции инженера-проектировщика, однако и инженер-геолог не должен игнорировать его во избежание ошибок в процессе изысканий на строительной площадке. Наиболее важным вопросом является выбор между уширенным фундаментом и фундаментом глубокого заложения (свайным, в виде опускных колодцев, буровых опор, кессонов).

Уширенные фундаменты обычно применяются тогда, когда грунт обладает достаточной несущей способностью, больших неравномерных осадок не ожидается и грунтовые воды не могут повлиять на сооружение или повредить его конструкции. Поскольку неравномерность осадок можно снизить увеличением жесткости фундаментов, то основными проблемами остаются несущая способность грунта, грунтовые воды и стоимость свайных сооружений. С точки зрения необходимости увеличения жесткости фундаментов как меры против неравномерности осадок следует рассмотреть два случая (см. разд. 5.2): а) неравно-

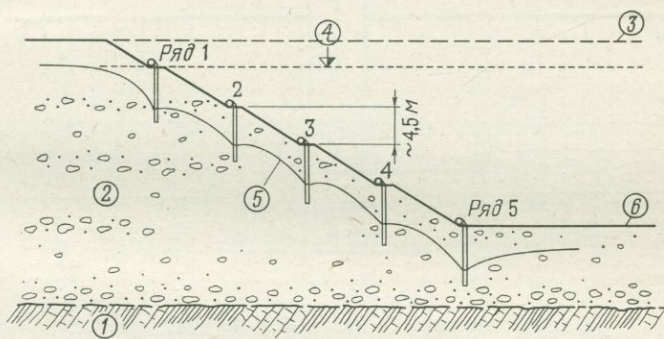


Рис. 5.24. Понижение уровня грунтовых вод путем откачки из нескольких ярусов скважин.

1 — коренная порода; 2 — гравелистый песок; 3 — поверхность земли; 4 — первоначальный уровень грунтовых вод; 5 — пониженный уровень грунтовых вод; 6 — дно котлована.

мерность осадок, связанную с поверхностными грунтами (элювий, голоценовые отложения, обломочные образования); б) деформации более глубоко залегающих грунтов, типичные, например, для третичных пород.

а. Когда опоры или балки фундаментов шириной, достаточной только для возведения на них стен сооружения, располагаются на поверхностных грунтах, устойчивость не всегда оказывается удовлетворительной. Часто необходимо определить ширину фундаментов расчетами с целью добиться равномерности осадок стен и колонн сооружения. В промышленных, как и в гражданских сооружениях, колонны обычно расставлены далеко друг от друга, и нагрузка на их подошву бывает большей, в связи с чем для них нужны более широкие фундаменты. Во избежание повреждения фундаментные опоры и балки должны обладать достаточной толщиной, что обуславливает более глубокое их заложение. В результате во многих случаях предпочтение отдается сложным свайным фундаментам.

Жилые и служебные здания с близко расположенными стенами и колоннами можно ставить на простые и экономичные ленточные фундаменты. В тех случаях, когда грунты основания сжимаемые, но обладают достаточной несущей способностью, фундаментные балки способствуют увеличению жесткости возводимого сооружения. Рациональным в этом случае является применение обычных фундаментных плит. Уплотненный чистый гравий, уложенный под фундаментную балку (рис. 5.25), спо-

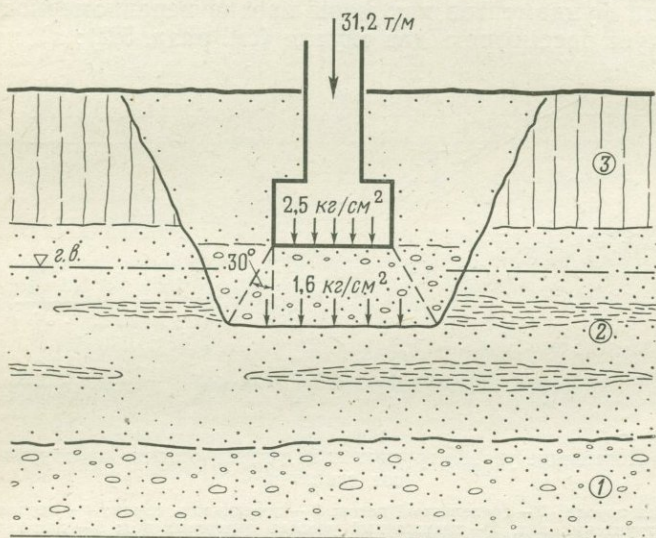


Рис. 5.25. Гравийная подушка, способствующая распределению давления от фундамента и увеличению жесткости фундаментного устройства.

1 — гравелистый песок; 2, 3 — голоценовые отложения; г. в. — уровень грунтовых вод.

способствует распределению давления в поперечном и продольном направлениях, что уменьшает неравномерность осадки; чем лучше уплотнен гравий, тем выше его статический эффект. Гравий, уплотненный вибраторами, обладает модулем деформации меньше 500 кгс/см^2 , и способность его распределять давление относительно мала (угол 30° на рис. 5.25). Если требуется больший эффект, следует применить трамбование, и тогда модуль деформации гравия повысится до 800 кгс/см^2 , а угол распределения нагрузки — до 45° . Применение тяжелых трамбовочных устройств связано с трудностями, поэтому во многих случаях предпочитают использовать менее уплотненный гравий, но более широкие фундаментные балки. В обязанности инженера-геолога входит определение модуля деформации гравелистого слоя, иногда с проведением натуральных испытаний.

Гравийная подушка теряет свой смысл, если она не способствует уменьшению уплотнения грунтов основания, представленных, например, сухим лёссом, в случае промачивания его водой, проникшей через гравий. На сухих лёссовых грунтах такой способ фундирования применять не следует.

Если поверхностный грунт сжимаем и обладает малой несущей способностью (например, голоценовые отложения), но

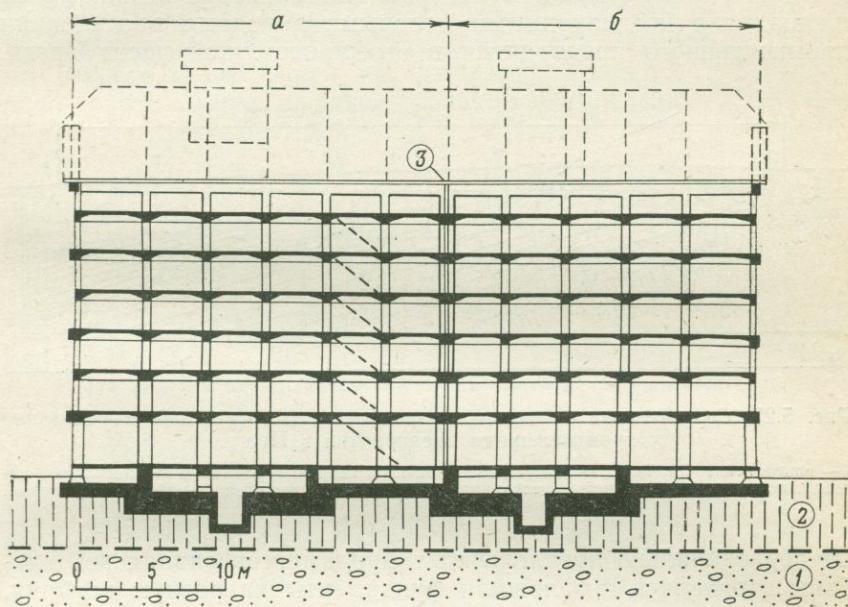


Рис. 5.26. Крен секции б здания с неглубоким фундаментом в лёссовых суглинках.

1 — гравелистый песок; 2 — лёссовый суглинок; 3 — раскрытый температурный шов.

свайный фундамент неприменим, то фундаментные балки приходится настолько расширять, что они по существу принимают форму плит или подушек. Однако и в этом случае нельзя гарантировать равномерную осадку. На рис. 5.26 показано тяжелое здание элеватора, которое с фасада (с правой стороны на рис. 5.26) дало осадку (на 7,8 см) больше, чем с другой стороны, что было вызвано неодинаковой мощностью лёссовых суглинков, оставленных под сооружением. Определяя необходимую толщину фундаментных плит, следует считаться с жесткостью и с чувствительностью возводимого сооружения к неравномерным осадкам. Например, кирпичное здание с бетонным полом представляет собой по сравнению со сборно-панельным

сооружением более жесткую конструкцию, лучше переносящую неравномерные осадки. Для относительно более хрупких панельных сооружений предпочитают монолитные фундаментные устройства. В случаях, когда свойства грунтов основания различны в разных местах, неравномерная осадка сооружения определяется расчетами, а его расположение, температурные швы и способы строительства должны быть приспособлены к геологическим условиям. На рис. 5.27 показана строительная площадка с неоднородными меловыми породами в основании промышленного предприятия в северо-восточной части Праги.

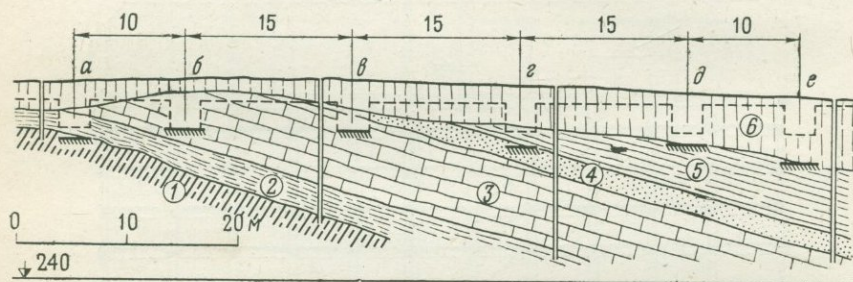


Рис. 5.27. Строительная площадка с неоднородными грунтами в основании промышленного предприятия в Праге.

1 — альгонкские сланцы; 2 — каолиновые глины (выветрелые сланцы); 3 — песчаники мелового возраста; 4 — глинистые песчаники; 5 — туронские мергели; 6 — лёссовые суглинки.

От первоначально предложенных фундаментов одинаковой глубины отказались и заложили фундаменты на разную глубину, признав выветрелый слой альгонкских сланцев (ряд *a*) и лёссовые суглинки (ряды *d* и *e*) непригодным для того, чтобы на них опиралось сооружение. Тем не менее в основании залегали породы с различной сжимаемостью, поэтому, чтобы достичь равномерной осадки, отдельные фундаментные опоры сделали разной ширины, а плотные песчаники на глубину 40 см разрыхлили бурением и расклиниванием с целью сравнять осадки на песчаниках и мергелях.

б. Иной подход требуется, когда в основании на значительную глубину залегают сжимаемые грунты, например неогеновые глины, дельтовые отложения и т. д. Деформацию залегающих грунтов в этом случае следует суммировать с деформацией поверхностных грунтов. Здесь также возникает вопрос выбора типа фундамента: из отдельных фундаментных опор или из неразрезных балок. Во многих случаях несущая способность неогеновых глин допускает нагрузку в 2 кгс/см^2 , но ширина фундамента определяется главным образом на основании расче-

тов осадок. Как указывалось выше, чем больше нагрузка, тем шире должен быть фундамент, а чем шире фундамент, тем глубже распространяется влияние нагрузки. Таким образом, при равных контактных напряжениях широкий фундамент дает большую осадку, чем неширокий. Чтобы сделать осадку под широким фундаментом одинаковой с осадкой под меньшим фундаментом, контактные напряжения под первым следует соответственно уменьшить.

Уширением отдельных фундаментных опор или фундаментов из неразрезных балок можно снизить неравномерность осадки на участке с наклонной поверхностью. Удаление небольшого слоя грунта вблизи внешнего края площадки может увеличить

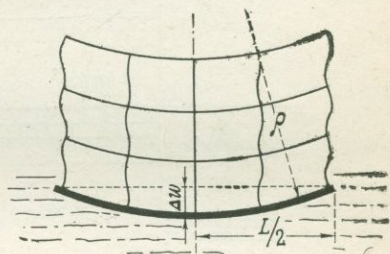


Рис. 5.28. Схематическое изображение параметров, необходимых для приблизительной оценки допустимых деформаций сооружения.

осадку сооружения у этого края по сравнению с противоположным. Если разница в осадке небольшая, ее легко можно устранить, увеличив ширину фундамента у внешнего края участка. Такое решение целесообразно для сооружений, чувствительных к неравномерным осадкам (например, газовых цистерн).

Под большими фундаментными плитами осадка принимает чашеобразную форму (разд. 5.2) и два вплотную расположенных здания накрываются друг к другу. Поскольку межэтажные перекрытия в здании несжимаемы в горизонтальном направлении, чашеобразная осадка основания приводит к перекосу наружных колонн здания (рис. 5.28). По тем же причинам в стенах кирпичных зданий возникают трещины растяжения. Допустимый радиус кривизны (ρ) осадки сооружения зависит от длины (L) последнего, и для большинства сооружений он равен примерно $250 L/2$. Если это необходимо, чашеобразная осадка здания может быть уменьшена посредством увеличения веса в углах здания, как это было сделано при строительстве Московского университета (рис. 5.29) или как практиковалось раньше при строительстве древних замков. Неравномерность осадки может быть также уменьшена укладкой в подошве сооружения слоя гравия различной толщины, как было сделано при возведении гостиницы в Брно (рис. 5.30).

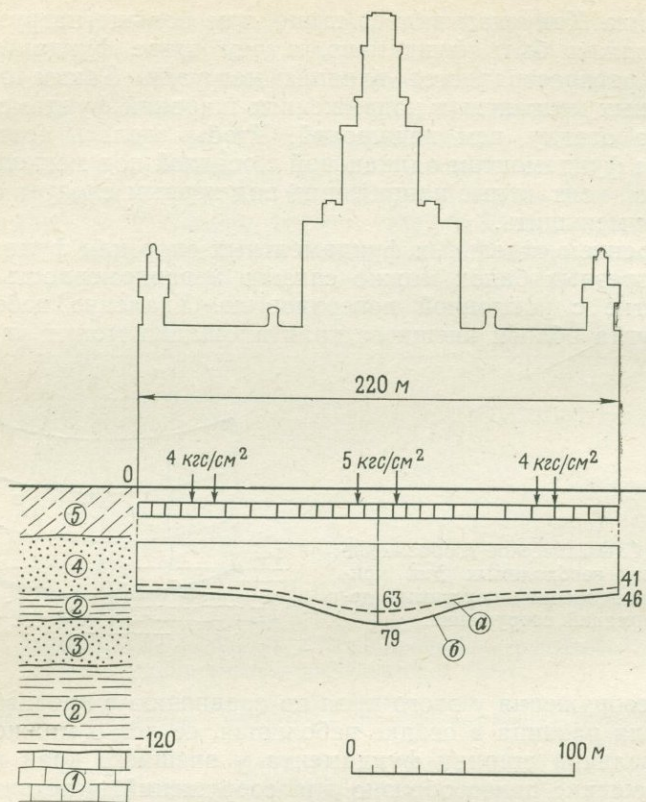


Рис. 5.29. Различная осадка по углам и в центре здания Московского университета, уменьшенная на 15 мм посредством увеличения веса в угловых частях здания.

a — кривая осадки (мм) по окончании строительства; *б* — то же через восемь лет; 1 — каменноугольные известняки; 2 — юрские глины; 3 — юрские пески; 4 — меловые пески; 5 — суглинки и морена (НИИОПС, 1964 г.).

Если радиус кривизны осадки сооружения недопустим, необходимо применить разделение температурными швами на секции, расстояния между которыми определяются исходя из допустимого радиуса кривизны. Это особенно важно в случае жестких сооружений, допустимый радиус кривизны осадки которых очень ограничен. Так, например, для монолитных железобетонных бункеров требуется $\rho > 1000 L/2$, в связи с чем длина секций делается меньшей. В результате чашеобразной осадки температурные швы в верхней части сооружения могут сомкнуться. Это обстоятельство должно приниматься во внимание, и во избежание повреждения секций швы должны делаться так,

чтобы в них всегда оставался небольшой зазор. Во избежание крена вплотную расположенных зданий их фундаменты делаются различными, как поступили с генераторным блоком

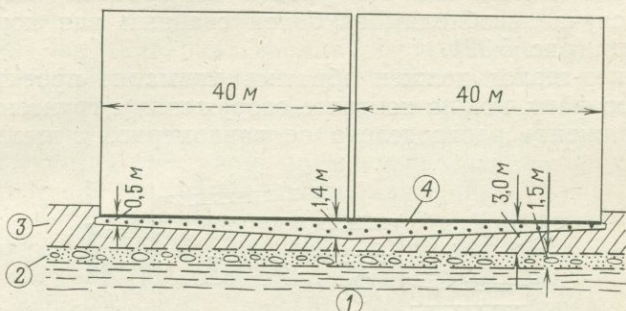


Рис. 5.30. Фундамент гостиницы, построенной в Брно, с гравелистой подсыпкой разной толщины.

1 — неогеновые глины; 2 — гравелистый песок; 3 — голоценовые отложения; 4 — плотный гравий.

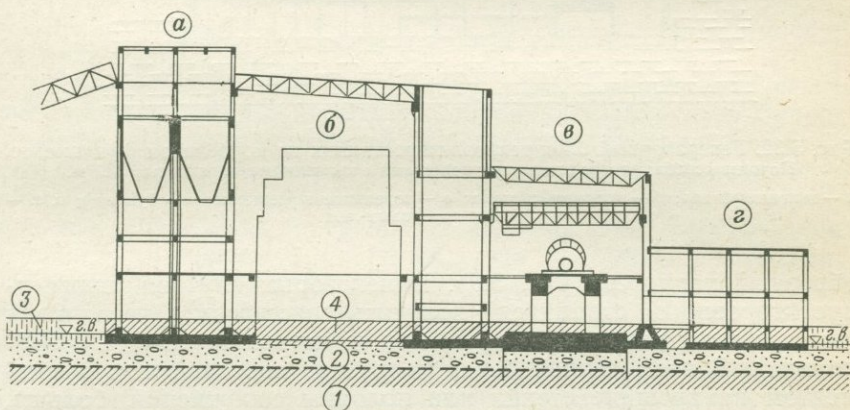


Рис. 5.31. Генераторный блок теплоэлектростанции на фундаментных плитах и балках.

1 — неогеновые глины; 2 — гравелистый песок; 3 — глинистый песок; 4 — насыпной грунт; а — бункеры; б — котельное помещение; в — машинный зал; г — диспетчерская; г. в. — уровень грунтовых вод.

теплоэлектростанции, показанным на рис. 5.31. Уменьшения неравномерности осадки можно также достичь, меняя соответственным образом толщину слоя суглинки, оставленного в подошве сооружения. Такой способ применяют, когда опасаются, что вновь построенное здание накренится в сторону, противоположную от рядом расположенной старой постройки. Если

деформируемость грунта больше, чем у неогеновых глин ($E \approx \approx 150$ кгс/см², см. подразд. 2.4.3), то может быть столь значительное накренение друг к другу двух секций, разделенных температурным швом, что вся работа механизмов нарушится. В этом случае необходим глубокий свайный или коробчатый фундамент (рис. 5.32).

Инженер-геолог должен обратить внимание проектировщиков на тот факт, что на контакте сооружения с грунтом основания напряжение распределено не равномерно, а имеет седло-

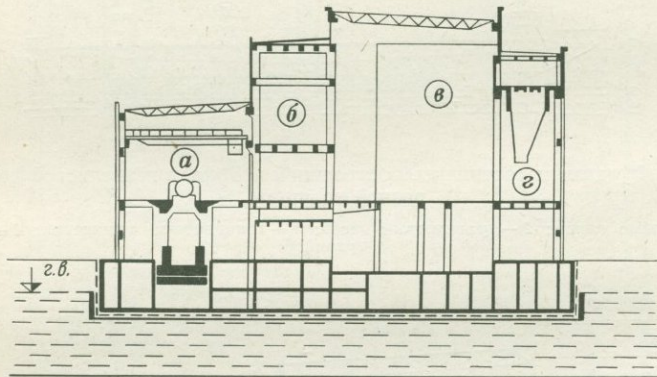


Рис. 5.32. Генераторный блок теплоэлектростанции на коробчатом фундаменте. Породы основания представлены молодыми отложениями мощностью 140 м.

а — машинный зал; б — водяная система; в — котельное помещение; г — бункеры; г. в. — уровень грунтовых вод.

образный характер (рис. 5.9). В некоторых случаях инженер-проектировщик стремится получить экономию, увеличивая жесткость возводимого сооружения и уменьшая толщину фундамента. В этом случае реакция грунта, передаваемая фундаментом на внешние стенки или колонны сооружения, больше, чем в случае более толстого фундамента. Поэтому во избежание образования трещин связь между внешними стенами или колоннами и внутренними частями сооружений должна быть прочнее, чем обычно.

Применение *свайного фундамента* обходится дороже, чем уширенного, но он лучше помогает преодолевать сложности, связанные со слабыми грунтами. Сваи передают нагрузку на более глуболежащие слои обычно с большей несущей способностью, дающие меньшую, а главное, более равномерную осадку. Подошва сооружения в этом случае может быть поднята выше, и поэтому отпадают вопросы, связанные с грунтовыми водами. Существует мнение, что исследования под свай-

ный фундамент могут быть менее детальными, чем для уширенного фундамента, но это неверно. Если на глубине залегают плотные породы, то сваи целесообразно заделывать в них. Такими плотными породами могут быть плейстоценовый гравий, толща третичных песков, скальная порода и т. п. В задачу геологических исследований входит изучение распространения плотного слоя на исследуемой территории, глубины его залегания и мощности. Ответы на эти вопросы можно получить и при установке свай, но это бывает, как правило, слишком поздно. Например, иногда решение о применении свайного фундамента принимается на основании предположения, что на глубине имеется мощный слой гравия, в который можно заделать сваи. Однако при забивке свай выясняется, что они пересекают слой гравия и углубляются в подстилающие его глины с неподвижной низкой несущей способностью. В простейшем случае, когда сопротивление свай поддается определению путем подсчета количества ударов молота, необходимого для погружения свай на заданную глубину, все равно результаты опыта должны быть проинтерпретированы с геологической точки зрения. Такого рода испытания имеют большое значение для водопроницаемых несвязных грунтов, но могут привести к ошибкам в случае тонкозернистых грунтов.

Очень важное значение имеют инженерно-геологические исследования тонкозернистых слабопроницаемых грунтов. Сопротивление свай в значительной мере зависит от приповерхностного трения, в связи с чем большого внимания заслуживает изучение изменения механических свойств грунта с глубиной. Необходимая длина свай определяется на основании геологических изысканий и подлежит подтверждению пробными нагрузками.

Особое внимание надо уделять фундаментам высоких сооружений, конструкция которых отличается большой жесткостью, допускающей значительные осадки. Согласно строительным нормам СССР, осадка основания заводской трубы допускается в пределах 30 см (рис. 5.33). Центр тяжести заводской трубы должен располагаться невысоко, в пределах нижней трети ее высоты. Более сложными являются условия возведения высотных зданий (рис. 5.34). Во избежание крена последних ширина фундамента должна составлять примерно $\frac{1}{4,5}$ от общей высоты здания при условии, что в основании залегают достаточно плотные грунты (гравий, плотный песок, твердые глины) и фундамент заглублен на 6—8 м. Если основание сложено скальными породами, ширина фундамента может быть уменьшена за счет анкеровки. Увеличение глубины заложения фундамента также позволяет сократить его ширину. С архитектурной точки зрения очень широкие фундаменты во многих случаях недопустимы, так как плохо вписываются в рельеф участка, тогда как

конусообразное расширение фундаментов высоких заводских труб, телевизионных башен и т. д. возражений не вызывает. Московская телевизионная башня высотой 540 м имеет кольце-

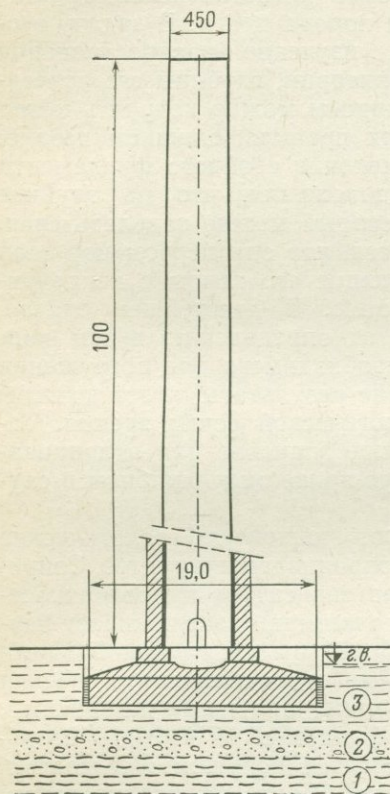


Рис. 5.33. Заводская труба на фундаментной плите.

1 — неогеновые глины; 2 — гравелистый песок; 3 — голоценовые отложения; г. в. — уровень грунтовых вод.

вой фундамент диаметром 74 м сравнительно небольшой глубины, поставленный на юрских глинах.

5.6. Изыскания на строительных площадках. На диаграммах рис. 5.7 и 5.8 показаны глубины распространения эффективных давлений под сооружениями. То же самое показано и на рис. 5.35, где описан объем грунта в основании сооружений, в пределах которого давление составляет более 20% от давления в подошве сооружения. Необходимо знать распределение напряжений в глубь основания, в связи с чем исследования должны производиться на глубину 30 м или больше в случае, если возводится тяжелое сооружение. Количество и глубину разведочных скважин определяет инженер-геолог, более компе-

тентный в этих вопросах. Скважины располагаются так, чтобы по ним можно было построить поперечные геологические разрезы исследуемой территории, в первую очередь перпендикулярные горизонталям земной поверхности. При этом геологу необ-

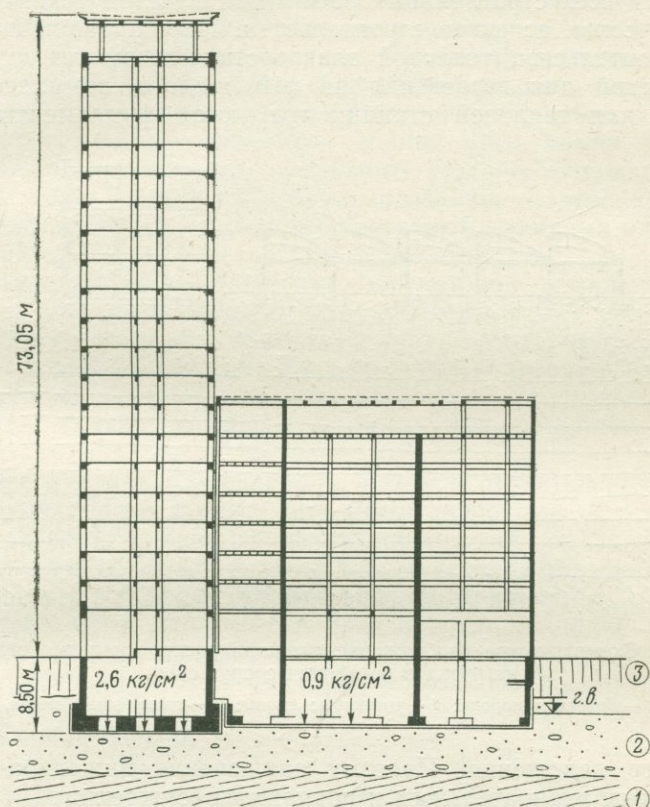


Рис. 5.34. Высотное здание в Вене на коробчатом фундаменте [155].

1 — неогеновые глины; 2 — гравелистый песок; 3 — суглинки и насыпной грунт; г. в. — уровень грунтовых вод.

ходимо учитывать то обстоятельство, что большим количеством скважин можно нарушить основания, что особенно опасно при наличии напорных вод.

5.7. Оценка строительной площадки. На основании выполненных исследовательских работ инженер-геолог должен дать заключение о пригодности площадки для возведения на ней конкретного сооружения. Решающее значение имеют также

вопросы, связанные с затратами на устройство фундаментов, и обусловленная этим общая стоимость возводимого сооружения. Однако инженер-геолог не может ответить на эти вопросы, особенно если требуется оценка в процентном выражении от стоимости всех строительных работ или с учетом технических и экономических аспектов строительства. Площадка, подходящая для строительства тепловой электростанции, может оказаться непригодной для возведения на ней жилого комплекса, поскольку для тепловой станции требуются фундаменты более

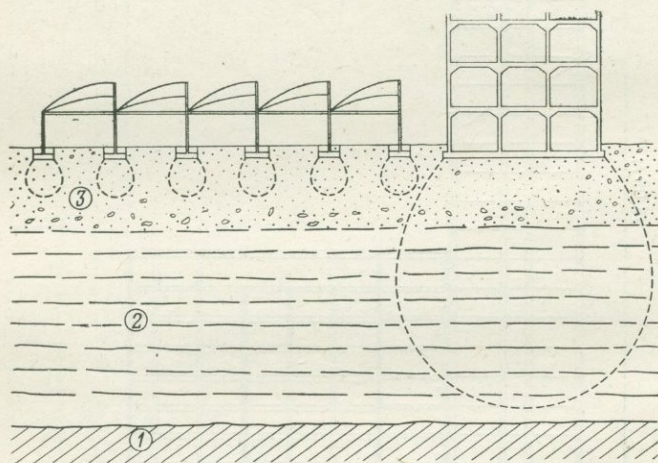


Рис. 5.35. Схематическое изображение площади распространения статической нагрузки в основании сооружения.

1 — коренная порода; 2 — третичные глины; 3 — гравелистый песок.

глубокого заложения. Поэтому заключение инженера-геолога не является окончательным и подлежит обсуждению.

Классификация пригодности строительных площадок по геологическим условиям может быть различной. Авторы предложили следующую классификацию, которая вошла в Чехословацкие нормы для грунтов оснований.

а. Вполне пригодная площадка, характеризующаяся грунтами основания, с которыми не связано никаких проблем; на ней возможно применение фундаментов небольшой ширины. Например, площадки, сложенные легко разрабатываемыми слабосжимаемыми породами или плотными гравелистыми аллювиальными отложениями террас.

б. Пригодная площадка, на которой в отличие от площадки (а) могут возникнуть некоторые трудности, например необходимость дренирования строительных котлованов, расширения фун-

даментов. К ним относятся площадки с гравелистыми грунтами, дренирование которых осуществляется простой откачкой; гидростатическое давление здесь мало и не требуется сложной гидроизоляции.

в. Относительно пригодная площадка, на которой компоновку сооружений и другое проектирование можно приспособить к особенностям основания. Например, для уменьшения неравномерных осадок следует запроектировать специальный фундамент (в том числе свайный), или соответственно приспособить конструкцию возводимого здания (это может касаться температурных швов), или уменьшить глубину заложения фундамента, если уровень грунтовых вод высок. К этой категории относятся площадки, сложенные третичными глинами или суглинистыми породами.

г. Малоприспособная площадка, на которой устройство фундаментов связано с большими трудностями, резко увеличивающими стоимость строительства. Примером может служить площадка на дне речной долины с высоким уровнем грунтовых вод, в случае если голоценовые отложения подстилаются тонким слоем гравия, лежащим на третичных глинистых алевритах.

д. Непригодная площадка, на которой строительство может быть осуществлено с очень большими затратами. К этой категории относятся площадки, расположенные на оползневых склонах или в районах, где невозможно предотвратить возникновение подвижек в откосах строительных котлованов.

Нет сомнения, что степень пригодности площадки в целом зависит от многих причин, в том числе не связанных с геологическими условиями. Эти причины не должны рассматриваться инженером-геологом, который дает оценку только с профессиональной точки зрения.

5.8. Характер оснований, связанный с региональными геологическими условиями. Надежность заключения о будущем состоянии проектируемого сооружения может быть подвергнута сомнению из-за появления некоторых неожиданных факторов. В связи с этим нельзя недооценивать значение опыта, особенно если он подкреплен научными знаниями. Свойства пород основания зависят от региональных геологических условий, поэтому с этой точки зрения и следует рассматривать строительную площадку. Знание стратиграфии района может подсказать геологу, а также инженеру, как будет вести себя сооружение, какие трудности встретятся и на решение каких вопросов должны быть направлены исследования. Важно знать не только, к каким геологическим формациям принадлежат породы, но и каким более поздним изменениям они подверглись. Так, например,

в Чехословакии распространены сильно отвердевшие тонкозернистые кембрийские отложения с пористостью меньше 10%. Отложения того же возраста, имеющие характер переуплотненных глин, но с пористостью 30%, встречены под Ленинградом. Таким образом, геологический подход к оценке грунтов основания должен иметь региональный характер. В подтверждение сказанного ниже приводится описание основных типов грунтов оснований, встречающихся в Чехословакии.

Изверженные и метаморфические породы в пределах обширного пенеплена Чешского массива отличаются глубоким и неравномерным выветриванием, в результате которого образовался элювий неодинаковой мощности. Элювиальные песчаные глины с большим содержанием слюды сильно сжимаемы. В связи с этим может оказаться, что под одну часть возводимого на них сооружения потребуются уширенный фундамент, опирающийся на прочную породу, а под другую часть — свайный фундамент. Изверженные породы вблизи молодых депрессий нередко оконтурены сбросами. По этой причине отказались от первоначально выбранной площадки под гостиницу Интернациональ в Брно, которая с одного края была сложена прочными изверженными породами, а с другой — третичными глинами. Неожидаемости случаются, когда контакт между породами различного происхождения прикрыт обломочными отложениями и не выражен в рельефе. Так, например, заднее крыло нового корпуса детской больницы в Братиславе оказалось расположенным на частично выветрелом граните, а два передних крыла здания — на слабых неогеновых отложениях (модуль деформации 200 кгс/см²), перекрывающих гранит с резко опущенным крылом сброса. Внимание следует обращать на грунтовые воды в гранитах, которые могут быть агрессивными.

Древними неметаморфизованными породами Чешского массива являются альгонские сланцы и граувакки, занимающие обширную территорию в центральной и юго-западной частях Чехии. Альгонские породы в центральной части Чехии представляют надежное основание и держат устойчивые откосы. В пределах древнего пенеплена эти породы выветрели на глубину многих метров и превращены в глинистый элювий, содержащий большое количество обломков коренных пород. В районах, где на этих породах трансгрессивно залегают меловые отложения, древняя, домеловая тропическая кора выветривания не подверглась денудации и представлена каолиновыми глинами. В некоторых местах грунтовые воды требуют особого внимания: они могут быть агрессивными из-за содержания в них сульфатов, связанных с рассеянным в сланцах пиритом.

В отложениях нижнего палеозоя большое значение имеют породы ордовикского возраста, слагающие коренной массив на

большей части территории Праги. Эти породы представлены мощным комплексом глинистых сланцев, переслаивающихся с грубозернистыми кварцевыми песчаниками и кварцитами. Ритмичный характер осадконакопления привел к образованию в указанной толще переслаивающихся пород одинакового литологического состава и одинаковых механических свойств.

Ордовикские отложения подверглись складкообразованию в варисцийскую орогеническую фазу и разорваны продольными и поперечными разломами, сопровождаемыми зонами интенсивного дробления. Физические и механические свойства этих пород зависят не только от литологического состава, но и от степени тектонической нарушенности. Кроме того, породы выветрели на большую глубину вследствие интенсивного промерзания их в плейстоценовую эпоху. По данным испытаний пробными нагрузками модуль деформации прочных сланцев с прослоями кварцитов колеблется в пределах 30 000—50 000 кгс/см², а сильно трещиноватых глинистых сланцев — в пределах 2000—8000 кгс/см². Вдоль зон разломов тектонически нарушенные и выветрелые сланцы приобретают свойства глинистых пород с включением твердых обломков; модуль деформации их не превышает 1000 кгс/см². Некоторые слои ордовикских пород содержат тонкодисперсный пирит, в связи с чем воды в этих отложениях сульфатные и, следовательно, агрессивные.

Девонские отложения в Чехии и Моравии представлены известняками, во многих местах закарстованными. В районах, подлежащих застройке, размеры карстовых пустот должны быть тщательно изучены (в гл. 9 приведен пример, связанный с Храньским карстом).

Нижнекаменноугольные отложения, распространенные на обширной территории Моравии (Одерские горы, Низкий Есеник, Драганская возвышенность), представлены сланцами, грауваками и конгломератами, которые являются надежным основанием с плотным элювиальным покровом и держат устойчивые откосы. Серьезное внимание следует обращать на краевые участки (контакты) вблизи неогеновых депрессий, вокруг которых могут быть сбросы.

Пермские породы: песчаники, аркозовые песчаники и аргиллиты — представляют благоприятное основание, но в сильно обводненных склонах глубоких эрозионных долин в этих породах могут развиваться оползни.

Триасовые и юрские отложения Словакии сильно тектонически нарушены и принадлежат к Карпатскому тектоническому покрову. Известняки во многих случаях закарстованы, а доломиты сильно дезинтегрированы.

Меловые отложения Чешской платформы представлены мощными толщами песчаников, песчанистых известняков, аргиллитов

и мергелей. Песчаники и песчанистые известняки представляют надежное основание, но аргиллиты и мергели при неглубоком залегании слабые и легко поддаются объемным изменениям (рис. 5.36). Следует проявлять внимание на участках вблизи бровки долин, где в песчаниках и песчанистых известняках развиты глубокие открытые трещины, связанные с деформацией нижележащих аргиллитов (рис. 5.37), способствующие возникновению подвижек блокового характера.

Карпатский флишевый пояс представляет значительный интерес с инженерно-геологической точки зрения. В позднее мело-



Рис. 5.36. Типичная трещина в здании с фундаментом мелкого заложения, вызванная высыханием мергеля мелового возраста (фото Зарубы).



Рис. 5.37. Трещины в фундаменте цистерны, построенной на песчаниках мелового возраста вблизи Раеца (Моравия).

вое и раннетретичное время по периферии Внутренних Карпат возник обширный краевой прогиб, впоследствии заполненный морскими отложениями. Образовались мощные толщи чередующихся слоев песчаников, аргиллитов и конгломератов. Такое чередование пластов песчаников и прослоев сланцев типично для Карпатского флишевого пояса. Флишевый комплекс был смят в складки и надвинут на неогеновые отложения краевого прогиба. Тектоническая нарушенность флишевых пород отразилась на их механических свойствах. Песчаники трещиноваты и разбиты открытыми поперечными трещинами. Аргиллиты подверглись сжатию и складкообразованию, в связи с чем прочность их по напластованию ослаблена. Флишевые породы легко

выветриваются, так что многие склоны покрыты глинистыми обломочными образованиями, подверженными оползанию. Во многих случаях устойчивость склонов ослаблена эрозией или деятельностью человека. В связи с этим заслуживает внимания старое правило, согласно которому поселки следует располагать на более устойчивых возвышенных элементах рельефа или на плоских участках долин. Гидрогеологические условия строительной площадки должны изучаться применительно к влажному времени года.

Неогеновые породы слагают строительные участки различной степени пригодности. Плотные миоценовые пески по периферии Карпатского краевого прогиба представляют вполне надежное основание. Миоценовые глины и мергели, наоборот, вызывают опасения в отношении развития оползней, больших осадок сооружений и возможного разрушения построек, вызванного объемными изменениями пород. Несущая способность и сжимаемость глин зависят от степени их уплотнения. Допустимой нагрузкой для этих глин считается 2 кгс/см^2 , но в Остравском районе, где глины были переуплотнены под воздействием континентального ледникового покрова, эта величина допустимой нагрузки удваивается.

Плиоценовые отложения сильно отличаются от миоценовых образований тем, что в них кроме глин часто встречаются линзы алевролита и песка. Вследствие глинистого характера и присутствия воды в песчаных линзах эти породы легко разламываются, и проходка в них котлованов, даже под небольшие фундаменты, невозможна без предварительного дренажа.

Нередко грунтами основания служат выветрелые породы и четвертичные образования, обладающие различными свойствами.

а. Элювиальные грунты отражают до некоторой степени черты материнской породы, на различную глубину затронуты процессами выветривания и потому представляют собой ослабленные породы.

б. Обломочные отложения горных склонов обладают мощностью в несколько десятков метров, характерным рыхлым строением и способностью смещаться вниз, повреждая дороги, постройки и т. д.

в. Склоновые детритусовые образования могут служить надежным или плохим основанием в зависимости от способа их залегания на склоне и характера коренной породы. Детритус часто препятствует выходу воды из коренных пород или из гравелистых аллювиальных отложений, обуславливая тем самым развитие гидростатического давления и возникновение оползней. В связи с этим необходимо тщательно определять уровень грунтовых вод, особенно в дождливый период.

г. Аллювиальные конусы выноса обычно сложены грубозернистым материалом и представляют собой пригодные строительные площадки, во многих случаях единственные в горных долинах, но иногда они содержат глинистые или илистые прослойки, нарушающие устойчивость откосов котлованов. Другую опасность представляют селевые потоки, которые во время паводка меняют свое русло, если только в верхней части не были проведены защитные мероприятия.

д. Гравелистые аллювиальные отложения террас являются наилучшими строительными площадками, которые в прошлом предпочитали для жилых поселков. Уровень грунтовых вод

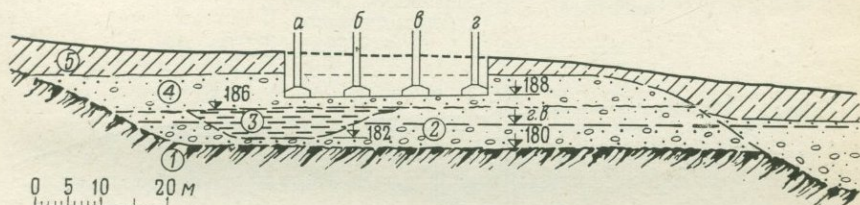


Рис. 5.38. Гравелистые отложения террас, которые должны были подлежать разведке густой сетью скважин, поскольку в них могут встречаться старые русла, заполненные слабыми заторфованными грунтами.

Проектом не было предусмотрено дополнительное заглубление фундаментных опор рядов а и б, и они поставлены на гравии, залегающем выше заторфованных грунтов.
1 — ордовикские сланцы; 2 — гравелистые отложения; 3 — заторфованные грунты; 4 — гравелистый песок; 5 — суглинки и насыпной грунт; г. в. — уровень грунтовых вод.

большой частью залегает достаточно глубоко от дневной поверхности. Но следует учитывать, что процесс седиментации мог иногда прерываться эрозионным циклом, приводившим к образованию в гравелистой толще меандрирующих русел, заполненных впоследствии глинистыми старичными отложениями с высоким содержанием органических остатков. На рис. 5.38 показаны такого рода отложения.

Песчано-гравелистые отложения в речных долинах отличаются большей неоднородностью. Суглинки и мелкозернистые пески характеризуются различной мощностью и высоким уровнем грунтовых вод, что создает неблагоприятные условия для строительства. Слои гравия должны быть тщательно разведаны на всю глубину их залегания, особенно там, где такие слои подстилаются слабыми грунтами. В древних погребенных руслах под гравием могут залегать глинистые образования и грунты, богатые органическим материалом (рис. 5.39).

е. Континентальные ледниковые отложения характеризуются большой мощностью и неоднородностью состава на всю глубину, в связи с чем требуется детальная разведка этих отложений. Моренные образования, как правило, представляют

надежные основания, но глины и пески в них обычно сильно сжимаемы. Известен случай с Трансконским элеватором, построенным в 1913 г. в Канаде (см. рис. 5.18), давшим сильный крен в связи с тем, что нагрузка от него превысила несущую способность залегающих под ним ленточных глин. Трудности при производстве строительных работ связаны с водонасыщенными прослоями глин в песчаных озерных отложениях. В откосах котлованов эти глины разрушаются и оползают.

Моренные отложения горных ледников — обычно плотные, с крупными валунами — являются надежными основаниями. Однако при разработке морены в озерных запрудах следует остере-

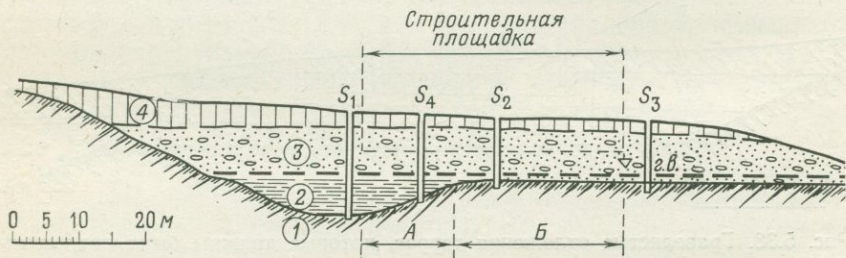


Рис. 5.39. Слой гравелистого песка, несущая способность которого снижена из-за присутствия в нем заторфованных грунтов, выполняющих погребенные русла в коренных породах.

1 — альгонские сланцы; 2 — заторфованные грунты; 3 — гравелистый песок; 4 — лёссовые суглинки.

регаться возможности разжижения грунта, суффозионного выноса и других явлений, связанных с фильтрацией воды.

ж. Лёссы представляют собой проблематичные грунты как основания сооружений, о чем упоминалось в подразделе 5.2.3. Опыт региональной характеристики лёссов имеет большое значение, так как их свойства, особенно степень просадочности, могут быть различными в разных местах.

з. Голоценовые отложения речных долин характеризуются высокой сжимаемостью, неоднородностью и изменчивостью свойств. Вследствие миграции русел рек состав отложений речных долин изменяется от гравия до иловато-глинистых образований. В городских районах эти отложения иногда прикрыты насыпными грунтами. В старых зданиях и промышленных сооружениях с уширенными фундаментами, построенных на таких грунтах, образовались трещины, поэтому при высоком уровне грунтовых вод более подходящими являются свайные фундаменты. На рис. 5.40 показано здание банка на берегу реки Влтава в Праге, основание которого сложено голоценовыми отложениями мощностью 4—6 м. Большинство старых зданий

банка построено на фундаментных балках или плитах, и возведение новых зданий рядом со старыми вызвало образование в последних трещин. Одна, большая часть административного здания длиной 80 м, построенного в 1914 г., стоящая на фундаменте из забивных свай, не испытывала никаких осадок, а другая часть, с фундаментными плитами в основании, дала осадку в 11 см [233] и вызвала осадку окружающей территории. Гранитная облицовка этого здания была повреждена неравномерной осадкой обеих частей его.

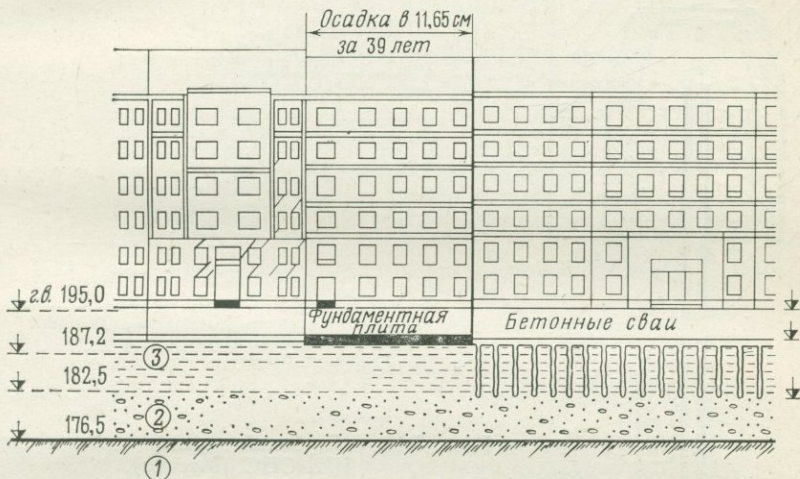


Рис. 5.40. Здание банка, поврежденное неравномерными осадками вследствие разной конструкции фундаментов.

1 — ордовикские сланцы; 2 — гравелистый песок; 3 — голоценовые отложения.

5.9. Измерения деформаций сооружений. Осадки крупных сооружений измеряются обычно во время и по окончании строительства. При этом преследуются две цели: а) измерения могут подтвердить, что осадка постепенно затухает и не превышает расчетного значения (высотные марки устанавливаются на фундаменте сооружения, и по ним ведется периодически нивелирование); б) измерения имеют также методический характер, поскольку позволяют уточнить расчетную величину осадки, скорость осадки и жесткость конструкции сооружения. Следует также измерять осадки территории вокруг здания, так как по ним можно судить о глубине активной зоны в основании сооружения. С этой же целью посредством глубоких реперов (рис. 5.41) ведутся измерения уплотнения грунтов на разных отметках от подошвы сооружения. Особое внимание обращается

на здания с каменной облицовкой, очень чувствительные к неравномерной осадке. По данным НИИОПС (Москва) облицовка выдерживает прогибы, равные 0,001 длины, но допустимыми безопасными считаются прогибы, не превышающие 0,0007 длины сооружения.

Исследования НИИОПС касаются не только расчетов осадок, но и измерения их в натуре. На фундаменте высотного

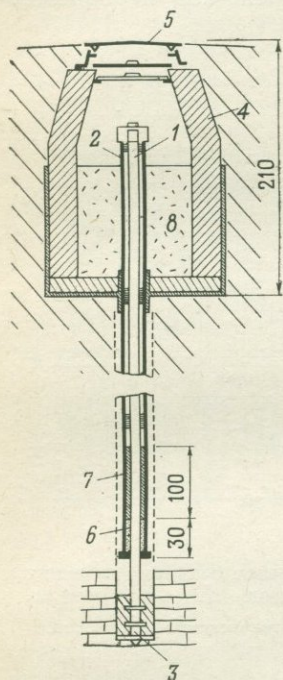


Рис. 5.41. Глубокий репер конструкции НИИОПС (Москва).

1 — стальная труба с битумным покрытием и битумным заполнением; 2 — защитные обсадные трубы диаметром 168 мм; 3 — анкер, заделанный в каменноугольные известняки; 4 — бетонное кольцо; 5 — чугунная крышка; 6, 7 — битумное заполнение; 8 — теплоизоляция из опилок, пропитанных битумом.

здания на Смоленской площади в Москве установлено 76 высотных марок, и дополнительное количество их поставлено на близрасположенных сооружениях (рис. 5.42). По этим маркам велось прецизионное нивелирование от двух исходных реперов (рис. 5.43), расположенных в 35 м от здания и заделанных в каменноугольные известняки на глубину 28 м (точка I) и 20 м (точка II). Контрольные измерения показали разницу в осадке между двумя исходными реперами в 6,7 мм. Фундамент здания поставлен на флювиогляциальные пески мощностью 11 м, которые подстилаются толщей известняков с прослоями мергелей. Осадки точек, показанных на рис. 5.43, с 1949 по 1964 г. изображены в виде кривых на рис. 5.44. Можно видеть, что к 1964 г. осадка центральной части фундаментной плиты

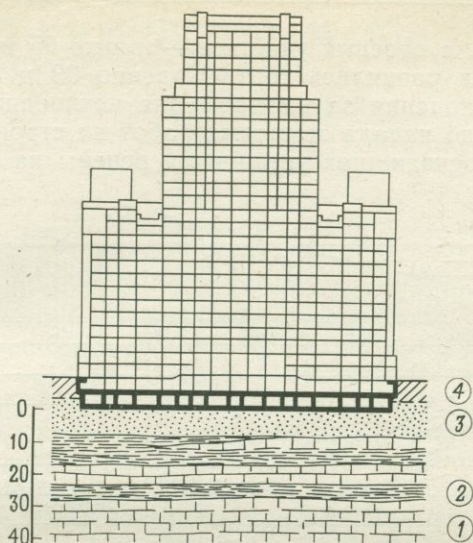


Рис. 5.42. Схематический разрез фундамента высотного здания на Смоленской площади в Москве.

1 — каменноугольные известняки; 2 — каменноугольные известковистые глины; 3 — флювиогляциальные пески; 4 — насыпной грунт.

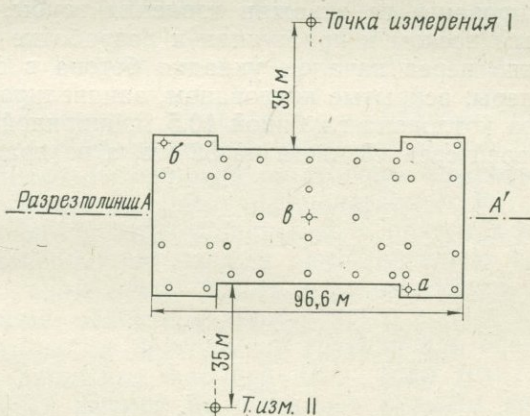


Рис. 5.43. План-срез фундаментной плиты здания, показанного на рис. 5.42.

а, б, в — точки, осадка которых приведена на кривых рис. 5.44.

достигла 77 мм, а краевых участков — только 55 мм. Расчетные значения осадок равнялись соответственно 93 и 73 мм. Были проведены наблюдения за выпором дна котлована под фундамент, для чего до начала земляных работ на строительном участке в буровых скважинах установили реперы на глубину 0,5 м

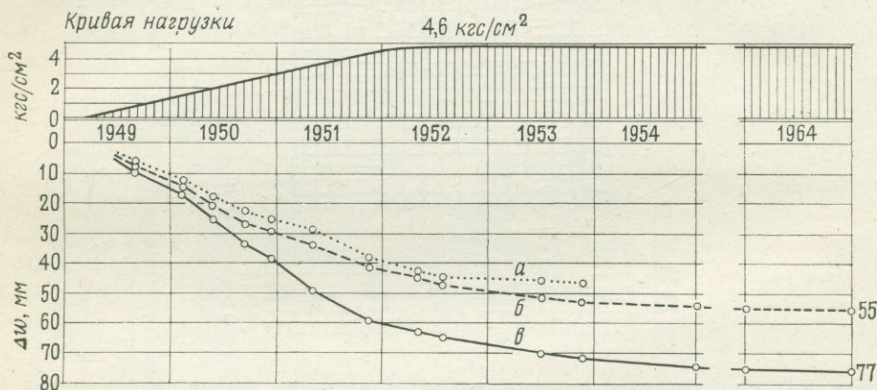


Рис. 5.44. Кривые осадки в зависимости от нагрузки в основании здания, показанного на рис. 5.42, по данным наблюдений 1949—1964 гг. в точках а, б и в.

ниже отметки заложения фундамента. После того как реперы были занивелированы, из скважин извлекли трубы, скважины засыпали белым песком и приступили к разработке котлована. Непосредственно перед началом укладки бетона в фундаментную плиту реперы, вскрытые котлованом, занивелировали. Оказалось, что дно котлована глубиной 10,5 м, шириной 32 м приподнялось в своей средней части на 52 мм, а по краям на 15—19 мм [21].

АВТОМОБИЛЬНЫЕ И ЖЕЛЕЗНЫЕ ДОРОГИ

Проектировщики и строители автомобильных и железных дорог должны использовать преимущества, которые дают знание геологических условий района и сотрудничество с геологами. Даже в давние времена при строительстве каналов и железных дорог решались проблемы геологического характера, связанные, например, с устойчивостью склонов [33]. Тогда правила выбора трассы железной дороги (радиуса кривой, руководящего уклона) были не столь строгими, как в настоящее время. Однако и новые требования к проложению дорог не учитывают вопросы устойчивости откосов, земляного полотна и т. д. С другой стороны инженер-геолог может выдвинуть малообоснованное требование проведения мероприятий, осуществимых лишь с затратой большого количества физического труда.

6.1. Геологические требования к проектам транспортных путей. При проектировании железных дорог и автомагистралей можно избежать ненужных строительных и эксплуатационных затрат, соблюдая требования инженерного и геологического характера. Эти требования в порядке их значимости сводятся к следующему.

а. Геологические изыскания в районе предполагаемой трассы. Это наиболее важный этап в предварительных исследованиях. Было бы ошибкой со стороны инженера-проектировщика точно намечать трассу предполагаемого пути, а затем уже просить геолога помочь уточнить ее в пределах выбранной полосы. Инженер-геолог должен самостоятельно выбрать район возможного проложения дороги и затем увязать свое решение с требованиями проектирования.

б. Исследование пригодности грунтов или слабых пород для возведения дорожных насыпей или, если грунты в пределах проектируемых выемок не обладают нужным качеством, разведка карьеров подходящих материалов. Это одна из главных проблем, влияющая на выбор профиля трассы пути.

в. Изучение несущей способности грунтов дорожного полотна и необходимости улучшения их за счет подсыпок нужных материалов из отдаленных карьеров. Поскольку подвозка

материала может существенно отразиться на стоимости строительства, этот вопрос должен решаться главным образом на предварительных стадиях проектирования.

г. Определение углов заложения откосов глубоких выемок и высоких насыпей или установление необходимости возведения высоких подпорных стенок. Этот вопрос решается обычно в процессе предварительных геологических изысканий.

д. Стандартная спецификация необходимых работ на дорожном полотне и толщина основания дорожного полотна.

е. Исследование грунтов оснований мостов и высоких подпорных стенок.

ж. Изучение условий производства земляных работ.

В процессе производства всех перечисленных изыскательских работ инженеру-геологу необходимо поддерживать тесный контакт с проектировщиком, который увязывает все экономические, технические и геологические стороны проекта. При этом инженеру-геологу следует знать основные требования к трассировке пути, к его направлениям, уклонам, знать места, где положение трассы определяется окружающими условиями, а также разбираться в экономических вопросах, с тем чтобы понять все обстоятельства, которые влияют на выбор трассы.

6.2. Предварительные изыскания в районе предполагаемой трассы. Этот этап работ, на котором выявляются благоприятные для строительства дороги участки, наиболее трудный с точки зрения инженерной геологии. Прежде всего необходимо определить прочность пород. Если породы выветрелые, то трассу следует располагать на более сохранных из них. Например, в меловых отложениях Чешского массива песчаники и продукты их выветривания более благоприятны для расположения на них трассы дороги, чем менее прочные аргиллиты и мергели, обладающие способностью к объемным изменениям и вызывающие в случае аккумуляции воды на их поверхности оползневые подвижки в вышележащих толщах.

Однотипные скальные породы могут обладать различными свойствами в зависимости от их залегания. В пределах Чешского массива кристаллические породы менее выветрелы в пониженных местах долины, чем на высоких отметках. В связи с этим дорожные туннели предпочтительнее располагать ближе к подошве склонов. На высоких плато выветривание проникает в породу на значительную глубину, и если для насыпей требуется большое количество материала, в этих условиях экономичнее делать глубокие выемки. Там, где трасса должна быть проложена в крепких породах, целесообразнее сделать насыпь, а необходимый для этого грунт взять из карьеров.

Требование, чтобы объем выемки соответствовал объему насыпи, не обязательное, а в некоторых случаях ошибочное. Это относится, например, к Карпатской флишевой зоне, где слабые глинистые сланцы непригодны для использования в насыпях. Из этих соображений трассы дорог в западной Словакии на нескольких участках проложили в долинах на невысоких насыпях из аллювиального гравелистого грунта. Дороги с насыпями можно прокладывать по подошве склонов при условии удовлетворительного дренажа основания. Но если трассу надо поднять высоко над дном долины, возникают две проблемы. Выемка на склоне может оказаться неустойчивой из-за большой мощности покровных обломочных отложений; в этом случае воз-

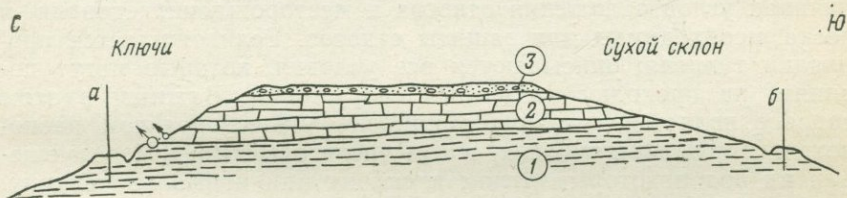


Рис. 6.1. Обводненный склон (а) северной экспозиции, менее пригодный для прокладки дороги, чем сухой склон южной экспозиции (б).

1 — меловые мергели; 2 — песчаники и песчанистые мергели; 3 — гравелистый песок.

никает необходимость либо в увеличении глубины врезки и одновременном сооружении высоких подпорных стенок или применении анкерного крепления, либо в прокладке линии по эстакаде. При прокладке трассы в верхних частях склонов потребуются мероприятия по усилению их устойчивости, например, горизонтальными дренажными скважинами. Такие мероприятия следует проводить как можно раньше, желательно до начала строительства дороги.

В Чехословакии в большей части выемок, заложенных в неогеновых глинистых отложениях, существует опасность возникновения оползней. Поэтому не следует делать выемок в таких отложениях, тем более что грунты из них не пригодны для насыпи.

При трассировке дорог целесообразно учитывать и другие обстоятельства. Прежде всего следует избегать обводненных склонов. На рис. 6.1 показан случай, когда выходы вод на склоне явились причиной отказа от прокладки по нему дороги. По этим соображениям предпочтительнее склоны южной экспозиции, меньшее время покрытые снегом и обычно менее обводненные.

Предварительный отчет должен содержать геологическое описание трассы, сведения об устойчивости участка трассы, особенно в зависимости от подземных и поверхностных вод, характеристику грунтов и пород как основания дорожного полотна и мостовых переходов. С учетом этих данных инженер-геолог дает в предварительном отчете рекомендации относительно расположения дороги и приводит следующие материалы.

а. На основании выполненных изыскательских работ рассматриваются возможности проложения дороги в выемках, полувыемках или в насыпях, а также намечается высота трассы дороги над дном долины. Высказываются предположения о величинах углов заложения откосов и месторождений гравия и песка, необходимых для защиты откосов. Если ожидается прокладка туннеля, описываются все условия, которые могут повлиять на проходку подземных сооружений. Важным в этом вопросе является указание о наиболее целесообразном расположении порталов туннеля, в том числе о возможном размещении их под некоторым углом к склону или нормально склону.

б. Приводятся сведения о возможности использования грунтов и пород в дорожных насыпях и об условиях их укладки. Обращается внимание на породы, непригодные в строительных целях. Указываются необходимые мероприятия по подготовке оснований насыпей в зависимости от геологического строения участка трассы.

в. Дается характеристика свойств пород и грунтов, слагающих земляное полотно будущей дороги, в том числе их несущей способности и морозостойкости. Указываются источники получения строительных материалов, необходимых для обеспечения устойчивости дорожного полотна и подготовки его основания с учетом требований инженера-проектировщика к качеству материалов, закладываемых в основание.

Если проектируются дороги большой протяженности, информация сводится в таблицы или графики. В отчете следует указывать на то, что приведенные сведения имеют предварительный характер и что необходимы детальные изыскательские работы; даются рекомендации по программе и методике проведения этих детальных изыскательских работ.

6.3. Детальные изыскания вдоль трассы дороги. Эта стадия проектных работ включает детальное изучение природных условий с целью окончательного расположения трассы дороги как в горизонтальной, так и в вертикальной проекции. В программе таких исследований предусматривается изучение не только пород, но и всех геологических факторов, например условий тектонического развития, водной эрозии, движения склонов, кото-

рые определяют особенности строения данного района. Поскольку эти факторы могут меняться по трассе, каждая выемка, насыпь, мостовой переход и подпорная стенка рассматриваются с инженерно-геологической точки зрения как самостоятельный объект. Детальные изыскания в связи с этим не могут быть ограничены изучением поверхностных обнажений, а должны включать изучение трассы с помощью продуманно расположенных шурфов и буровых скважин, размещение которых следует согласовывать с геоморфологическими особенностями района, обычно отражающими эндогенные и экзогенные процессы.

Рис. 6.2 показывает, какое значение для инженера-строителя имеет изучение рельефа и генезиса береговых уступов. Только после анализа формирования уступа можно решить, допустимо ли располагать на нем дорогу. Устойчивым основанием для дороги в случае (а) является уступ, возникший в результате боковой эрозии. В случае (б) избирательное выветривание привело к образованию в рельефе стабильного уступа, сложенного прочными породами. На рис. 6.2, в показана поверхность речной надпойменной террасы, сложенной гравием и сформированной в предшествующий период аккумуляции речных наносов. Устойчивым основанием для дороги может служить также полого наклоненный аллювиальный конус выноса, подрезанный боковой эрозией (рис. 6.2, д), однако в отложениях этих конусов могут встречаться прослои слабых тонкозернистых водонасыщенных грунтов, что приводит к необходимости принятия мер предосторожности. Необходимы тщательные исследования в случае (е), где уступ представлен оползневой ступенью, которая может оказаться неустойчивой. Здесь целесообразно заложить разведочную скважину в подошве склона, так как возможно, что оползень перекрывает аллювиальные отложения в дне долины. Направление, уклоны, изгибы водотока, так же как обнажения коренных пород в русле реки, служат хорошими указателями условий формирования береговых склонов в каждом конкретном случае.

Основания будущих насыпей, мостов, подпорных стенок также подлежат разведке буровыми скважинами. В случае обнаружения прослоев слабых грунтов расчеты устойчивости приводят к необходимости устройства банкетов со стороны низового откоса земляных насыпей, для которых следует резервировать места. Расположение дороги иногда зависит от свойств пород в основании дорожного полотна. На рис. 6.3 показана железнодорожная выемка в восточной Словакии, вертикальная трассировка которой привела к использованию в качестве основания дорожного полотна гравелистых аллювиальных отложений. В процессе проходки выемки проводились дренажные работы и понижение уровня грунтовых вод. Если бы в основа-

нии дорожного полотна залегали перекрывающие гравий глинистые отложения, дно выемки оказалось бы под взвешивающим давлением воды, что привело бы к разрушению откосов выемки.

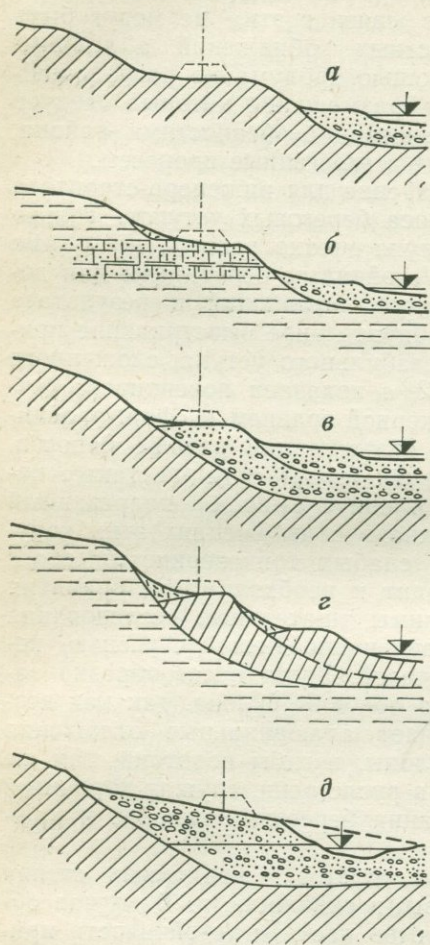


Рис. 6.2. Различный генезис уступов на склонах.

а — уступ, образованный боковой эрозией; *б* — уступ, возникший при избирательном выветривании; *в* — уступ речной террасы; *г* — оползневая ступень; *д* — аллювиальный конус выноса, подрезанный эрозией.

Останцы неогеновых глин, сохранившиеся от денудации и залегающие на меловых песчаниках, размягчаются под действием напорных вод, поступающих из этих песчаников. В таких условиях дороги надо располагать либо на насыпях, либо на песчаниках, но не на глинах, неглубокие выемки в которых, даже врезки под кюветы, могут вызвать оползневые подвижки. Другой пример влияния геологических условий на вертикаль-

ное положение трассы дороги приведен на рис. 6.4, а. Подземные воды, высачивающиеся из песчаников, обводняют обломочные склоновые отложения в основании дорожной полунасыпи. Во избежание сложных дренажей было осуществлено мероприятие, показанное на рис. 6.4, б.



Рис. 6.3. Глубокая выемка, вскрывшая обводненные гравелистые аллювиальные отложения.

Устойчивость откосов обеспечивается дренажем. 1 — коренная порода; 2 — водонасыщенный гравелистый песок; 3 — лёссовый суглинок; г. в. — уровень грунтовых вод.

Весьма нежелательные условия появляются тогда, когда полотно дороги располагается ниже окружающей поверхности земли и необходимые для дренирования уклоны отсутствуют. Такое положение создается в обширных депрессиях или на

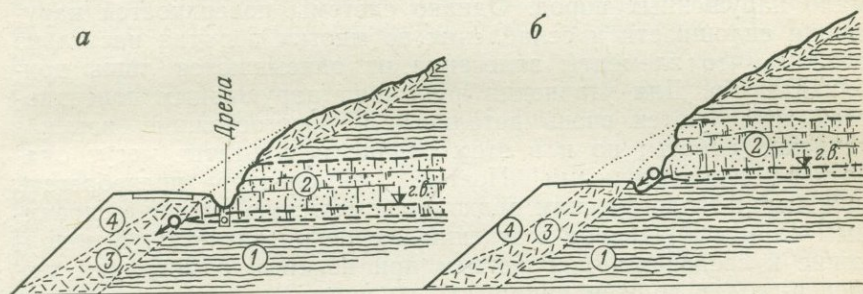


Рис. 6.4.

Подземные воды, поступающие из песчаников, ослабляют основание насыпи (а) и должны быть дренированы. Высотное положение дороги (б) определяет возможность дренирования вод кюветом, заложенным в водонепроницаемых мергелях. 1 — мергель; 2 — песчаник; 3 — обломочные склоновые отложения; 4 — насыпные грунты; г. в. — уровень грунтовых вод.

плоских водораздельных пространствах. Часто после многих лет эксплуатации возникает необходимость создания выемки с обратным уклоном для обеспечения эффекта дренажа.

Когда геологические изыскания проводятся уже после составления проекта дороги, проектировщик нередко возражает против внесения в проект изменений геологического характера,

а финансисты отказываются оплачивать переделки проекта, хотя в дальнейшем часто вынуждены нести большие затраты на реконструкции и ремонтные работы, вызванные оползнями. В некоторых районах, типичных для Карпатской флишевой зоны, стабильные и неустойчивые участки чередуются так часто, что дорогу приходится проектировать непосредственно на месте. Только после корректирования трассы в соответствии с геологическими условиями ось пути можно считать закрепленной. Необходимо тщательно выделять участки, которые следует избегать или которые нужно предварительно укреплять.

6.4. Выемки и полувыемки. Подход к решению вопросов проектирования и строительства выемок и полувыемок различный с точки зрения механики грунтов и инженерной геологии.

Опираясь на знания механики грунтов, можно обоснованно запроектировать откосы, проводя современные статические расчеты и надежно определяя напряженное состояние в любой точке откоса с учетом неоднородности и анизотропности слагающих его пород. Инженерно-геологические изыскания должны обеспечить расчеты исходными характеристиками; но возможности изысканий ограничены. Можно справедливо требовать все необходимые параметры для однородно-слоистых, тектонически мало нарушенных пород. Однако системы поверхностей нарушения сплошности и ослабления во многих породах настолько сложны, что элементы залегания их описываются лишь приблизительно. Для уточнения залегания нарушенных поверхностей потребуются очень детальные и дорогостоящие изыскательские работы; но и в этом случае результаты могут оказаться недостаточными. Поэтому не следует пренебрегать инженерно-геологическим подходом к решению задачи, основанным на опыте, здравом суждении и простых расчетах. В дополнение к сведениям, полученным при полевых изысканиях, инженер-геолог должен принимать во внимание следующие факторы.

а. Накопленный опыт по изучению природных склонов и искусственных откосов в данных породах. Изучив все поверхности ослабления на разных участках, можно составить обзор интенсивности и других характеристик этих ослаблений и сопоставить их с возникшими задачами.

б. Предполагаемый механизм потенциально возможного разрушения откоса и вытекающие из этого соображения статического порядка. Механизм такого разрушения ясен, когда одна или несколько поверхностей образуют клин, который может сползти в выемку; необходимым условием при этом является знание сопротивления сдвигу по этим поверхностям (см.

подразд. 2.5.4). Когда поверхность ослабления падает в сторону откоса, для расчетов может быть использован метод, описанный в подразделе 2.5.5, при допущении, что известны направление и величина главных напряжений. Наибольшее главное напряжение у поверхности откоса имеет относительно малую величину и направление, параллельное откосу (см. рис. 2.11). При движении от поверхности направление σ_1 стремится к вертикали, а величина σ_1 соответствует весу вышележащих пород. Значение σ_3 может быть определено приблизительно. Дальнейшая процедура показана на рис. 2.31. Если откос заложен в слабых или рыхлых породах, то следует провести специальные исследования в зоне, близкой к его подошве. Большая сжимаемость этих пород обуславливает их контрактантное поведение, что ведет к прогрессивному разрушению откоса. Чтобы не допустить этого явления, необходимо уменьшить напряжение в зоне примерно до половины прочности породы на сдвиг; поэтому часто в этом случае требуется снизить угол заложения откоса.

в. Следует также учитывать сопротивление пород выветриванию. Породы в откосах не защищены от проникновения в них поверхностных вод и подвергаются выветриванию, которое во многих случаях развивается быстро. Откосы железнодорожных выемок, заложенных в биотитовых и кордиеритовых парагнайсах Чешско-Моравской возвышенности, подверглись выветриванию после первой же зимы. Откосы в железнодорожной выемке вблизи Банска-Штьявницы в Словакии, пройденной в вулканических и пирокластических породах, распались после двадцати лет эксплуатации и превратились в песок, засыпающий выемку, кюветы и обочины дороги. По этой причине откосы полувыемок железнодорожной линии Брно—Кралово Поле, пройденных в тектонически нарушенных гранодиоритах, были заложены с углом 45° и покрыты растительностью, подобной природным склонам.

Устойчивыми могут быть также откосы с углом заложения 65° в изверженных породах со спорадическими, местами сомкнутыми, трещинами. Однако и в этом случае не исключается опасность падения с откосов отдельных, чаще небольших глыб, поэтому необходима защита откосов анкерами, гибкими сетками, подвешенными на тросах, или даже облицовочными стенками.

г. Особое внимание следует обращать на приток воды к откосам, ее высачивание из трещин и на возникновение серии источников. Так как устойчивость откосов уменьшается под действием фильтрационных сил, в особенности в морозные периоды, когда на их поверхности образуется водонепроницаемая корка, необходимо заложение дренажных скважин.

При современных способах ведения строительных работ избегают устройства защитных стенок в выемках, пройденных в скальных породах, поскольку это связано с применением ручного труда. Предпочтение отдается *анкерному креплению*. Решение о применении анкерного крепления, которое принимается при участии инженеров-геологов, должно базироваться не только на статических расчетах, но и на технических возможностях производства этих работ. Прежде всего следует установить положение потенциальных поверхностей скольжения. Расположение анкеров не должно быть строго перпендикулярным предполагаемому направлению движения клина пород. Анкеры следует размещать с некоторым отклонением к горизонтали, с тем чтобы при движении происходило натяжение анкеров. Иная проблема возникает при дилатантном поведении скального массива в процессе его скольжения. Если дилатансия возможна, необходимость в предварительном напряжении анкеров отпадает, так как при плотном сопряжении анкеров с породой в них возникают небольшие растягивающие напряжения. И наоборот, при контрактантном поведении массива необходимо значительное предварительное напряжение анкеров, нередко в сочетании с цементацией. Обязательны статические расчеты для определения требуемой прочности породы на сдвиг при заданном коэффициенте запаса.

Установка анкеров зависит от условий производства этих работ. Если протяженность выемки относительно небольшая, установка анкеров может задержать строительство. В таком случае более предпочтительным оказывается установка небольшого числа рядов анкеров, разбуренных по возможности с одного уровня. С крутыми откосами, какими могут быть природные склоны, высоко поднимающимися над дорогой, связана проблема установки и закрепления буровых платформ. Примером служат мероприятия по стабилизации оползня в третичных мергелях и мергелистых известняках, слагающих склон над автострадой вблизи Сан-Ремо в Италии (рис. 6.5). Оползневые подвижки возникли по плоскостям напластования, падающим под углом 45° . Угол сопротивления сдвигу вдоль этих плоскостей был определен примерно в 22° . Для обеспечения устойчивости склона были пройдены и забетонированы девять шахт, каждая глубиной 30 м, расположенных на расстоянии 24 м друг от друга. Таким образом была обеспечена реакция примерно в две трети осевого давления оползня (450—550 тс/м). Оставшуюся часть осевого давления (160 тс/м) восприняли анкеры, расположенные по сетке $3 \times 4,5$ м, каждый с усилием в 120 тс. Всего было установлено более 300 анкеров длиной 45—75 м, рассчитанной на заделку последних в пачку пород с преобладанием песчаников.

На рис. 6.6 показана конструкция предварительно напряженного анкера, использованного для укрепления склона каньона

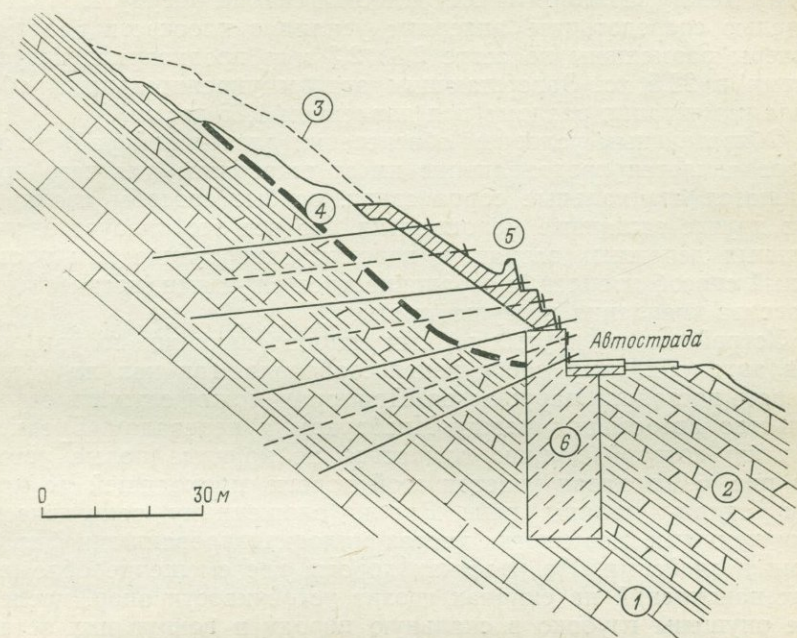


Рис. 6.5. Укрепление склона над автострадой вблизи Сан-Ремо (Италия) анкерами и бетонными устоями [6].

1 — песчаники и мергели; 2 — третичные мергели и известняки; 3 — первоначальная поверхность склона; 4 — поверхность скольжения; 5 — железобетонная плита; 6 — бетонный устой.

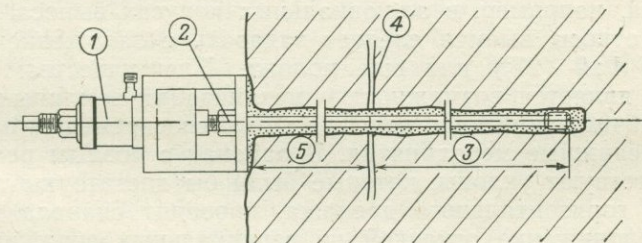


Рис. 6.6. Предварительно напряженный анкер в склоне каньона над водосливом плотины Боулдер.

1 — масляный домкрат; 2 — стяжная винтовая муфта; 3 — зацементированный конец анкера; 4 — разлом; 5 — стержень анкера, обернутый бумагой.

она вблизи плотины Боулдер на реке Колорадо. Устойчивости склона, сложенного третичными вулканическими брекчиями,

угрожал тектонический разлом, отчленивший в массиве скальный блок длиной 62 м и высотой 37 м. Стержни анкеров на участках между разломом и поверхностью склона обернуты бумагой с целью сосредоточить анкерные усилия в плоскости разлома. Анкеры размещены по сетке $2,3 \times 2,3$ м и преднапряжены усилиями в 28,5 тс. Завершающим этапом укрепительных работ была цементация разлома под давлением $1,75$ кгс/см².

Обязательным условием обеспечения длительной работы анкеров является предохранение их от ржавчины, для чего применяются специальные сорта стали, особые способы изоляции или другие защитные мероприятия. Но все это требует значительных денежных затрат, и поэтому анкерование как постоянный способ крепления ограничивается случаями, когда другие средства крепления неосуществимы.

Устройство на крутых горных склонах широких полувыемок для автомобильных дорог нецелесообразно, так как их устойчивость постоянно нарушается. Примером может служить строительство автострады между Инсбруком и перевалом Бреннер, полотно которой должно опираться на круглые полые устои. На рис. 6.7 показан участок этой дороги, проходящей по крутому склону долины реки Зилль, сложенному тектонически нарушенными и во многих местах милонитизированными филлитами и гнейсами. На участках дороги, где смещение обломочных накоплений на склонах грозит устойчивости опор, последние опущены глубоко в скальную породу и вокруг них оставлено свободное пространство, которое предотвращает влияние смещения обломочного материала на опоры в пределах до 1,7 м.

Выемки в *несвязных грунтах* могут повреждаться из-за присутствия в них прослоев и линз тонкозернистых грунтов, встречающихся, например, в аллювиальных конусах выноса. В этих случаях откосы выемок следует задавать с заложением 1:1,5 (34°) до 1:2 (27°) или еще положе. Преимуществом такого решения является возможность механизации земляных работ. При наличии грунтовых вод требуется своевременно осуществлять дренажные мероприятия. В районах с ровным рельефом, где отсутствуют уклоны, которые были бы достаточны для проложения горизонтального дренажа, проводят сначала временное водопонижение откачкой из вертикальных скважин с заменой его по мере проходки выемки горизонтальными дренажными скважинами.

Проектирование откосов в *связных грунтах* всегда служило предметом дискуссий. Решению этих задач может помочь инженер-геолог, обращая внимание проектировщиков на существование и значение отрицательных геологических явлений, связанных обычно с характером конкретных пород.

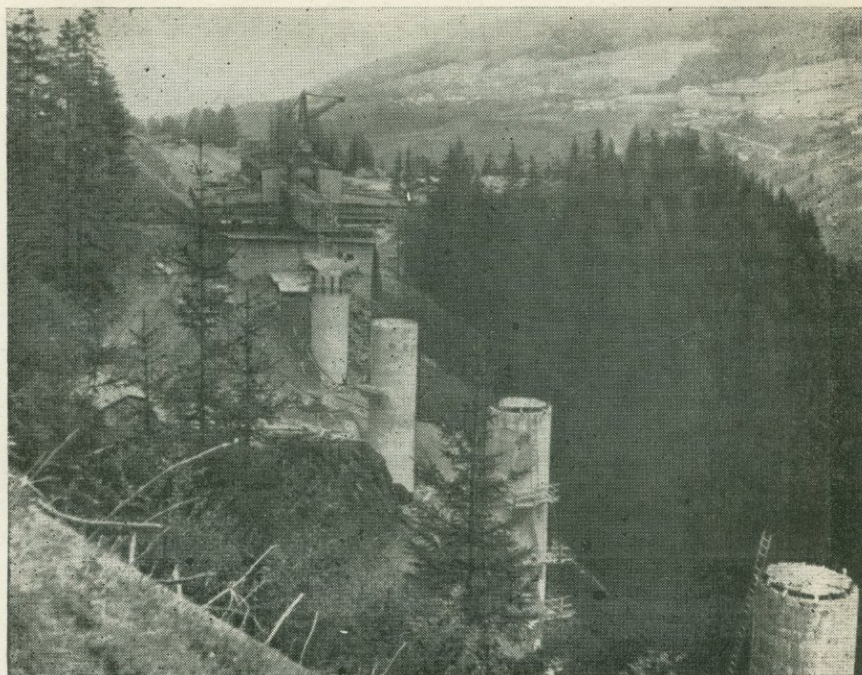


Рис. 6.7. Строительство автострады Инсбрук — перевал Бреннер, которая на значительном протяжении должна пройти по эстакаде во избежание нарушения устойчивости склонов (фото Зарубы).

При проектировании надежных откосов следует рассматривать формы потенциального обрушения их. В принципе на откосе может возникнуть как неглубокий, так и глубокий оползень с круглой или плоской поверхностью смещения.

а. *Неглубокие оползни* могут возникать на низких откосах, которые были заложены с крутизной, большей допустимой, вследствие того, что при изысканиях признаков грунтовых вод не было обнаружено. Потеря прочности происходит под действием дождевых вод, проникающих в верхние слои грунта. Нормальное напряжение σ имеет наименьшее значение у поверхности и выражается отрезком кривой прочности на диаграмме Мора, стремящейся к началу координат. Этот отрезок кривой соответствует малой величине τ_0 , но большому значению ϕ' , равному $40-45^\circ$. С учетом статической нагрузки от проникающей в откос воды безопасный угол его заложения должен быть менее $\phi'/2$, т. е. меньше 20° (1:2,75). Откосы круче 20°



Рис. 6.8. Деформация пологого откоса дорожной выемки в неогеновых глинах вблизи Ческа-Тршебова (Восточно-Чешская область), вызванная подземными водами (фото Менцла).

деформируются, в них образуются трещины, в которые проникает дождевая вода, и поверхностные слои оползают.

Состояние такого откоса еще более ухудшается из-за промерзания грунта, насыщенного водой, абсорбированной из нижележащих слоев. Вследствие этого весной при оттаивании откос разрушается. Такое явление возникает и в откосах с углом заложения менее 20° и может быть предотвращено покрытием откосов толстым слоем дерна или песка (около 50 см).

Подобные разрушения происходят на пологих откосах, сложенных грунтами, подверженными усадке, в результате проникания воды в усадочные трещины. Такие явления типичны для третичных глин в районах развития неовулканических пород. Относительно пологие и внешне устойчивые откосы могут оказаться в критическом состоянии, когда уровень грунтовых вод находится выше дна выемки. На рис. 6.8 показан откос в третичных иллитовых глинах с примесью органических веществ, который имел первоначальный угол заложения 11° . Позднее угол откоса был уменьшен до 7° , но после двух зим эксплуатации откос вновь стал деформироваться. Глубокий дренаж, заложенный ниже подошвы откоса, не был достаточным для снижения уровня грунтовых вод, которые за пределами влияния

дренажа залегали близко к поверхности откоса. Местами грунтовые воды высачивались из склона, где образовывались мочажины и развивалась влаголюбивая растительность. Разрушение происходило под действием мороза, и через несколько лет откосы пришли в непригодное для эксплуатации состояние: кюветы и дорожное полотно оказались погребенными под грунтовой массой. Нередки случаи порчи подкюветного дренажа под давлением, развивающимся в подошве откоса.

Предпочтительными являются крутые откосы, нижние части которых укреплены банкетом из грубозернистого песка. Защитное покрытие сопрягается с основанием дорожного полотна, и в нем закладывается дренаж (рис. 6.9). Рекомендуется уст-

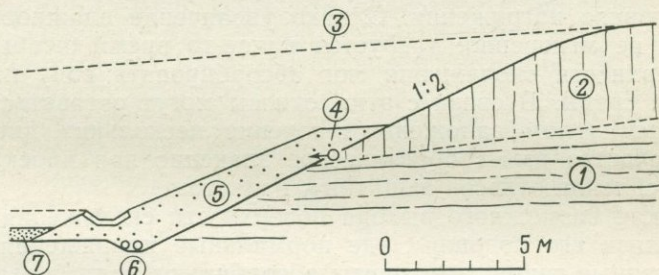


Рис. 6.9. Пригрузочная насыпь в выемке.

1 — неогеновая глина; 2 — лёссовый суглинок; 3 — первоначальная поверхность земли; 4 — выход вод; 5 — гравийная насыпь; 6 — дренаж; 7 — уплотненное основание, используемое как временная дорога.

раивать защитное покрытие непосредственно вслед за проходкой выемки, до завершения основания сооружения дорожного полотна. При необходимости сокращения сечения выемки свайная стенка вблизи подошвы откоса может служить ему упором. Защитное покрытие не обязательно сооружается из песка или гравия, но нижняя часть его во всех случаях должна обеспечивать дренаж. В небольших по протяженности выемках (длиной 150—180 м) уровень грунтовых вод может быть понижен горизонтальными дренажными скважинами, расположенными ниже отметки выемки и пробуренными с нулевой отметки.

б. Рассматривая возможность *глубоких оползней*, следует отметить, что в прочных переуплотненных глинах, обладающих дилатансией, оползни имеют характер скольжения с вращением и могут быть оценены с помощью статических расчетов. Инженер-геолог, знакомый с развитием этих оползней в естественных условиях, должен обратить внимание на следующие особенности:

1) Затрата энергии на развитие механизма дилатансии приводит к тому, что поверхности скольжения часто имеют не

круговую поверхность. На участке, где существуют небольшие нормальные напряжения, т. е. вблизи подножия склона, поверхность скольжения проходит глубже в склоне, приближаясь почти к вертикальному положению, тогда как в центральной части она расположена выше, чем соответствующая круговая поверхность скольжения. Это ведет к уменьшению коэффициента устойчивости примерно на 7% по сравнению с классическим решением.

Дилатансия приводит к увеличению объема грунта вдоль поверхности скольжения, в связи с чем влажность его увеличивается приблизительно на 5%. Поэтому определение характеристик сопротивления сдвигу следует проводить в аналогичных условиях нагружения. Однако увеличение влажности происходит не мгновенно: требуется какое-то время, чтобы грунт на поверхности скольжения мог абсорбировать воду из окружающей среды. В связи с этим откосы могут оставаться с повышенным углом заложения в течение нескольких дней. Это обстоятельство имеет практическое значение при проектировании укрепления откосов защитным банкетом.

В месте возможного выхода поверхности скольжения на откосе вблизи его подошвы, где нормальные напряжения малы, разгруженные глинистые грунты абсорбируют воду больше, чем на других участках. Соответственно при малых нормальных давлениях, примерно $0,5 \text{ кгс/см}^2$, кривая прочности на диаграмме Мора изгибается, указывая на большое значение ϕ' и малое τ_0 . Устойчивость откоса снижается при выходе вод на поверхность; возникает необходимость в пригрузке нижней части оползня банкетом из дренирующего материала с небольшой подпорной или свайной стенкой, сопряженной с банкетом. В задачу инженерно-геологических изысканий входит определение месторождений материалов, из которых можно отсыпать банкет. Водопроницаемость этого материала должна быть в десять раз больше, чем в грунтах откоса, но по гранулометрическому составу он не должен быть очень грубозернистым, чтобы не допустить суффозии. Сооружение стенки требует значительной затраты ручного труда. Свайная стенка во многих случаях нуждается в анкеровке, так как сопротивление свай горизонтальным силам немногим больше 10—20 тс.

2) Естественная анизотропия толщи пород откоса — другой фактор, влияющий на форму поверхности скольжения. Анизотропность пород связана с тем, что вдоль даже очень тонких, едва различимых плоскостей напластования прочность на сдвиг меньше, чем в других направлениях. Разница эта составляет, например, даже в кажущихся изотропными неогеновых мергелях Брно около 20%. Поэтому поверхность скольжения, развивающаяся вдоль горизонтальных плоскостей ослабления, из

изогнутой в верхней своей части превращается почти в горизонтальную в нижней части.

3) Присутствие больших горизонтальных внутренних (или остаточных) напряжений в грунтах (см. разд. 2.6) ведет к увеличению объема грунта на дне выемок. Дно выемок поднимается, а подошвы противоположных откосов сближаются на несколько сантиметров, что приводит к развитию растягивающих напряжений на поверхности грунта вблизи бровок откосов и к образованию здесь оползневых подвижек. Эти явления могут быть предотвращены созданием бермы в верхней части откоса. Более опасным является образование локальных поверхностей скольжения. Возникая в подошве откоса и протягиваясь в его глубину [121], эти поверхности снижают устойчивость откоса до такой степени, что возникают крупные оползни с уступом отрыва на значительном расстоянии от бровки откоса. Эти явления могут быть предотвращены уменьшением угла заложения откоса; но такое решение малоэкономично, несмотря на значение описанных процессов. Другим предупредительным мероприятием является мощный дренирующий банкет в подножии откоса. Надежным, но дорогостоящим мероприятием является возведение сборной, прочно связанной подпорной или свайной стенки.

4) В подразделе 2.4.5 обращалось внимание на то, что даже переуплотненные глины характеризуются контракнтным поведением, если они находятся под влиянием относительно низких напряжений. В ряде случаев твердые глины проявляют пластичное поведение, когда нормальные напряжения увеличиваются до 2 кгс/см^2 . Таким образом многие откосы высотой более 10 м могут испытывать деформации пластического характера. Если объем грунта в зоне сдвига уменьшается, то поровая вода из него выжимается; это приводит к временному развитию порового давления, уменьшающего устойчивость откоса.

Оползневые подвижки такого рода развиваются быстро, большей частью во время производства земляных работ. При этом поверхность скольжения не вскрывается, а обнаруживается только густая сеть поверхностей разрыва или в большинстве случаев просто перемятый материал. Одна или несколько заметных поверхностей скольжения тем не менее появляются по краям оползневой зоны, где нормальные напряжения малы и материал к тому же проявляет свойства дилатансии (рис. 6.10). Характерной особенностью описанного механизма является S-образная деформация поверхности откоса. Контракнтная зона испытывает большие перемещения, даже если сдвигающие напряжения меньше прочности на сдвиг. Дилатантные участки также вовлекаются в эти большие перемещения, и таким

образом формируется четкая поверхность скольжения. Вода, проникающая в трещины, осложняет обстановку. Вследствие этого рекомендуется принимать в статическом расчете устойчивости откоса параметры сопротивления сдвигу, соответствующие деформациям, при которых начинают развиваться дилатансия (при малых значениях σ') и контрактансия (при больших значениях σ'). В таком расчете величина коэффициента запаса устойчивости может быть небольшой, примерно 1,2. Строя предполагаемую зону скольжения, следует иметь в виду, что она стремится развиваться глубже в склон, чем поверхность скольжения, сформированная в результате дилатансии.

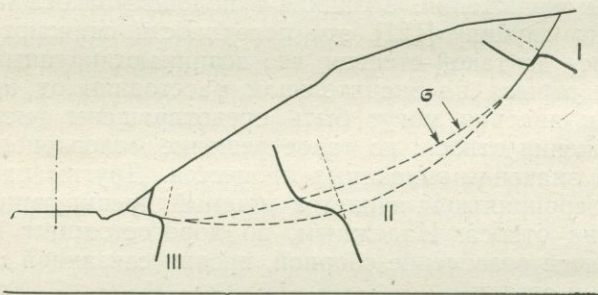


Рис. 6.10. Прогрессирующее разрушение склона, вызванное образованием зоны пластического смещения (II) в области наибольшего значения σ .

Вблизи поверхности склона эта зона переходит в поверхности скольжения I и III.

5) Геологические условия в Чехословакии таковы, что очень часто верхняя часть выемки оказывается расположенной в четвертичных несвязных грунтах, а нижняя — в глинах или аргиллитах мелового или третичного возраста. В этом случае глинистые породы испытывают пластические деформации, а перекрывающие их несвязные грунты, в которых появляются трещины расширения, проявляют малое сопротивление сдвигу.

6) Инженер-геолог должен предупреждать о наличии трещиноватых глин (рис. 6.11), так как в этом случае в статических расчетах следует принимать меньшие показатели сопротивления сдвигу, чем для плотных глин. Однако трещиноватые глины имеют то преимущество, что поддаются дренированию горизонтальными скважинами. Одна из причин разрушения откосов в трещиноватых глинах — раскрытие трещин под влиянием разгрузки и высыхания и проникновение в них воды. В связи с этим необходимо своевременное покрытие откосов дерном и укрепление их в подошве банкетом, подпорной стеной или свайным рядом. Необходима также защита от промерзания. Следует избегать устройства глубоких дренажей под



Рис. 6.11. Трещиноватые неогеновые глины в железнодорожной выемке близ Моста (фото Менцла).

куветами дороги, так как применяемые при этом механизмы могут вызвать подвижки в откосах. Скважины могут быть пробурены через банкеты или подпорные стенки.

7) Присутствующие в откосе грунтовые воды снижают эффективные напряжения между глинистыми частицами и уменьшают прочность пород на сдвиг, в то время как тангенциальные сдвигающие силы остаются при этом без изменения. Таким образом, устойчивость обводненных откосов значительно меньше, чем откосов без выдержанного горизонта воды. Основным правилом (более соответствующим несвязным грунтам) является то, что коэффициент запаса устойчивости откоса, в котором имеются грунтовые воды, в два раза меньше, чем коэффициент запаса безводного откоса. Если крутизну заложения такого откоса уменьшить вполтину, все равно его устойчивость будет меньше, чем у крутого, но сухого откоса. Это объясняется частично влиянием промерзания, а частично значительным увеличением деформаций, вызванных давлением поровой воды. Поэтому даже в пологих обводненных откосах возникают трещины. В этих случаях желательно устройство глубокого дренажа или покрытие откоса защитным насыпным слоем с расчетом, что поступающая из откоса вода будет

замерзать выше кровли глин; тогда крутизна откоса может быть большей, чем указывалось выше.

8) Определенную опасность представляет гидростатическое давление в относительно более водопроницаемых образованиях или в тонких прослоях, таких, как детритусовые горизонты в основании глинистых отложений (рис. 6.12), песчаные прослойки среди мягких третичных глин или песчаные линзы в ледниковых отложениях. Вода может поступать даже из коренных пород. В этих условиях осуществление эффективного дренажа связано с большими трудностями. Основным требованием при дренировании водопроницаемых грунтов является пересечение дренами всех водоносных слоев. Однако последние часто зале-

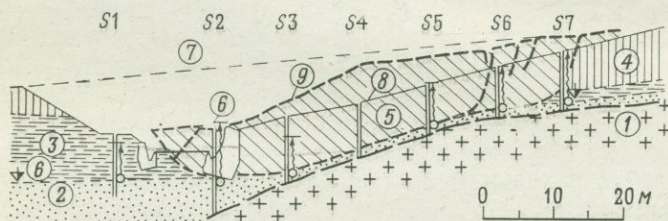


Рис. 6.12. Влияние противодействия на устойчивость выемки.

1 — гранит; 2 — неогеновые пески; 3 — неогеновые глины; 4 — лёссовый суглинок; 5 — оползшая масса; 6 — напорные воды; 7 — первоначальная поверхность земли; 8 — откос после стабилизации; 9 — откос после оползневой подвижки.

гают волнисто, с прогибами (например, на участках погребенных оползней), в которых может остаться вода даже после дренажа и создать гидростатическое давление. Затруднен также дренаж коренных пород, в которых водопроницаемые слои чередуются с водонепроницаемыми.

Изменчивое залегание водопроницаемых слоев зависит от особенностей геологического строения. Например, гравелистые аллювиальные отложения, залегающие на третичных глинах, поднимаются вблизи бортов долины под действием разгрузки при эрозионном врезе; в местах этих поднятий могут аккумулироваться воды, способствуя развитию оползневых движений на вскрытых откосах. В этих условиях наряду с дренажными скважинами и траншеями целесообразно устройство вертикальных поглощающих скважин, отводящих воду в нижележащие более водопроницаемые слои.

в. К третьей группе оползней в откосах выемок относятся *оползни с поверхностью скольжения, предопределенной геологическим строением*. Они возникают в условиях, когда поверхностные слои обладают различной водопроницаемостью и периодически насыщаются водой. Во флишевых областях скольжение наиболее часто происходит там, где водонепроницаемые

глинистые грунты покрывают более водопроницаемые обломочные отложения, которые периодически насыщаются водой, проникающей с поверхности земли или чаще из коренных пород. Из-за наклонного залегания обломочных отложений вблизи подошвы откоса возникает большое гидростатическое давление. Скольжение развивается по нижней поверхности глинистого слоя, которая находится под действием противодействия, захватывая откос выемки и даже основание дороги. В зависимости от интенсивности противодействия такого рода подвижки развиваются в откосах крутизной $12-14^\circ$, но в некоторых случаях и при углах меньше 10° . Лучшим способом предупреждения этих явлений является дренирование, организованное до начала строительства дороги. Дренажная система остается обычно без воды в течение длительного периода времени в сухой сезон года, но сразу заполняется водой после нескольких дождливых дней. По краю третичной депрессии песчаные слои часто залегают параллельно существующим склонам, и в этих случаях присутствие в них воды имеет также периодический характер. Одна из наиболее важных задач геологических изысканий — определить, в каких местах эти слои залегают близко к поверхности в нижних частях склона, так как дренажная сеть должна располагаться именно на таких участках.

6.5. Насыпи. Инженерно-геологические изыскания включают две проблемы: выявление месторождений строительных материалов для насыпей и исследование устойчивости основания насыпей.

Для уменьшения осадки насыпи обычно уплотняют. Этот вопрос имеет первостепенную важность при сопоставлении различных материалов с точки зрения пригодности их в насыпях. По степени пригодности грунты располагаются в следующем порядке: GW, SW, GP, GM, GC, SP и SC. Грунты групп SM и CL также могут быть использованы для насыпей, но при этом следует принимать во внимание недостаточную их уплотняемость во влажных условиях, то же самое относится к алевролитам и сланцам. Уплотнение будет эффективным, если в насыпных грунтах содержится по крайней мере 40% частиц меньше 2 мм, а предел текучести наиболее тонкозернистой составляющей не превышает 50%. В насыпях, возведенных из других грунтов, в частности из пород, легко поддающихся дезинтеграции, пустоты между обломками должны быть заполнены мелкими частицами. Это требование в известной мере может быть обеспечено соответствующей технологией буровзрывных работ: частым расположением скважин, применением мелких зарядов, взрыванием с замедлением в миллисекунду. Хотя уплотнение насыпи не входит в задачу инженера-геолога,

ему следует иметь в виду, что одной из существенных причин нежелательных деформаций насыпи является недостаточное ее уплотнение (подразд. 2.4.5).

Поскольку часто разрушение насыпи начинается в ее основании, расчеты устойчивости основания ведутся по формулам механики грунтов. Инженеру-геологу при этом надо обращать внимание на следующие обстоятельства, которые иногда остаются незамеченными.

а. В грунтах основания возможно высокое поровое давление. Это относится, например, к краевым частям третичной

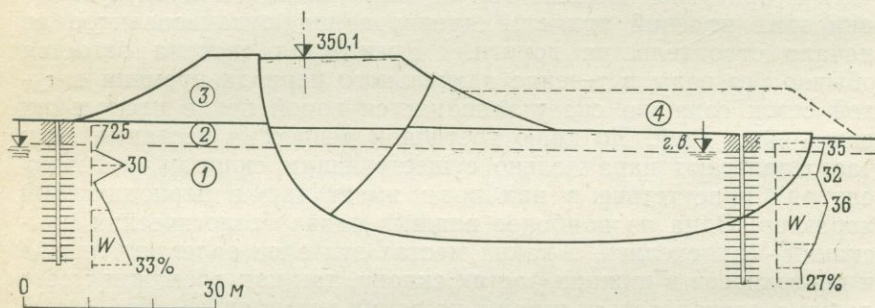


Рис. 6.13. Первая стадия разрушения автодорожной насыпи, возведенной на неогеновых глинах.

1 — неогеновые глины; 2 — суглинок; 3 — насыпь высотой 11 м; 4 — пригрузочная берма; г. в. — уровень грунтовых вод.

депрессии, куда взвешивающее давление передается из нижних, более водопроницаемых слоев или из коренных пород и где поверхность скольжения распространяется на значительную глубину (рис. 6.13).

б. Под влиянием веса насыпи в малопроницаемых грунтах основания возникает поровое давление, величина которого может быть вычислена по данным лабораторных испытаний грунтов. Оно распространяется за пределы насыпи, что следует иметь в виду при расчетах. Статический эффект от этого порового давления такой же, как если бы грунт у подножия насыпи был частично вынут. В таких случаях возникает необходимость устройства пригрузочных банкетов высотой больше обычной.

в. Если грунты основания содержат прослойки мелкозернистых водонасыщенных песков, перекрытых водонепроницаемыми грунтами, то под влиянием веса насыпи возникает гидростатическое давление, распространяющееся по песчаным слоям далеко в сторону от подошвы насыпи; это приводит к небольшим деформациям на окружающей территории. Величина этих деформаций может быть измерена методом нивелирования. В на-

сыпях, даже с очень пологими откосами, возникают направленные книзу смещения. Противодействие, распространяющееся на некоторое расстояние от насыпи, вызывает в грунте подвижки, в которые нередко вовлекается сама насыпь (рис. 6.14). Поэтому песчаные прослои должны быть осушены еще до возведения насыпи.

г. Мощные слои аллювиальных отложений также приводят к разрушению насыпей. Несмотря на то что процесс консолидации аллювия заканчивается значительно быстрее, чем в глинистых отложениях, все же необходимы небольшие пригрузочные банкеты. Для успешной консолидации на грунт под насыпью

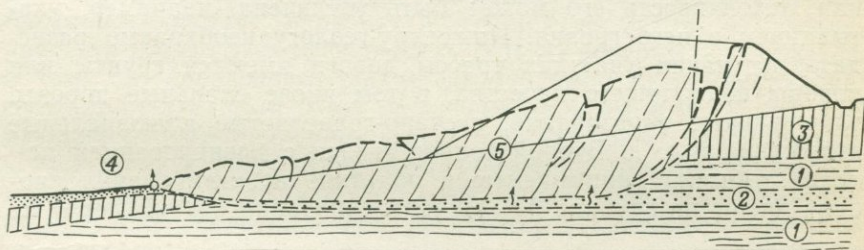


Рис. 6.14. Разрушение насыпи под действием напорных вод, заключенных в водопроницаемых неогеновых песках.

1 — неогеновые глины; 2 — водопроницаемый песок; 3 — лёссовый суглинок; 4 — песок, вынесенный во время оползания; 5 — разрушенная часть насыпи.

укладывается дренирующий слой из гравия, шлака или другого водопроницаемого материала.

д. В тальвегах узких и крутосклонных долин необходимо устройство дренажа.

Дороги, возведенные в полувыемке — полунасыпи, испытывают отрицательное действие вод, поступающих из дренажей, проложенных под кюветами с нагорной стороны выемки. Воды во многих случаях отводятся на другую сторону дороги поперечными дренами, заложенными в насыпи. Такая система осушения неправильная, поскольку нельзя предотвратить осадку насыпей; вода может проникнуть в насыпь и в ее основание, вызвав этим начало оползневых подвижек (рис. 6.15).

6.6. Земляное полотно дорог. Требования к несущей способности и морозостойкости земляного полотна дорог увеличиваются с возрастанием осевых нагрузок от транспорта и с практикуемой в настоящее время очисткой дорог от снега. Дорожное полотно должно иметь толщину более 90 см. Оно состоит из трех слоев различного назначения: верхнего, несущего и подстилающего. Подстилающий слой препятствует проникновению

воды из основания в несущий слой. От полотна требуется, чтобы оно сопротивлялось разрушению при движении транспорта во время строительства дороги.

Стоимость строительства дороги высокая, и знание геологических условий может способствовать ее снижению. Прежде всего вопрос должен касаться подстилающего слоя, поскольку необходимо, чтобы в основании дорожного полотна залегал слой водопроницаемого песка или гравия для снятия капиллярного поднятия. Необходимость в таком слое отпадает, если полотно сложено проницаемыми, неводонасыщенными грунтами или породами. Если несущая способность полотна недостаточная, устойчивость его может быть увеличена, например, укатыванием в него гравия. Инженеру-геологу необходимо разведать, на каких участках трассы дороги имеются грунты или породы подходящего качества, в том числе скальные породы, элювиальные образования, песчано-гравелистые аллювиальные отложения и т. д. Второй вопрос связан с дренированием полотна. Обычно принимаемые в практике проектирования простые дрены на глубине 30—50 см в основании обочин дорог не

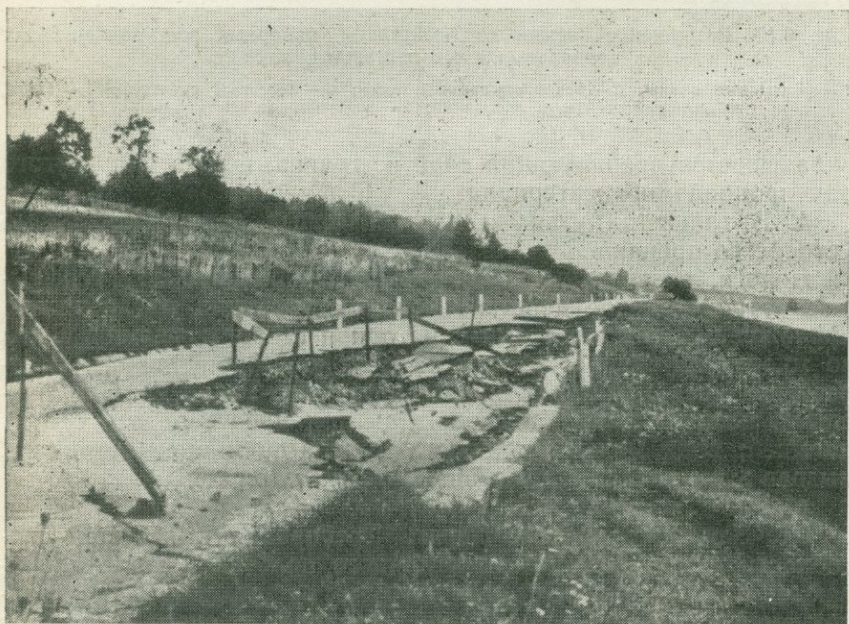


Рис. 6.15. Разрушение автодорожной насыпи под действием воды, поступающей из поврежденного дренажа, проложенного по левой стороне дороги, проходящей в полувыемке (фото Менцла).

всегда являются наилучшим решением. Во избежание закупорки из-за суффозионных процессов дренажные коллекторы должны состоять из двух труб: верхней, дренирующей полотно, и нижней, дренирующей грунта и подошву откоса выемки. Такой способ более дорогой, но более эффективный, чем дрены, расположенные под кюветами, подрезающими откос. Инженер-геолог должен определить места возможного отвода воды из продольных дренажных устройств и рекомендовать, какие из разрабатываемых грунтов следует уложить в качестве резерва для последующего использования при постройке полотна.

Несущая способность готового полотна определяется соответствующими испытаниями. Например, если проектируется битумное покрытие, проводят испытания по методу «калифорнийского несущего коэффициента» (CBR), который заключается в том, что определяют усилие, необходимое для вдавливания цилиндра диаметром 5 см на глубину 2,5 мм в слой, подстилающий запроектированное покрытие. Результат, выраженный в процентах к $70,8 \text{ кгс/см}^2$ (сопротивление надежного основания из дробленого щебня), служит характеристикой несущей способности основания. Это расчетный показатель, который вместе с величиной осевой нагрузки служит для определения необходимой толщины полотна дороги.

На старых дорогах в зимнее время нередко наблюдается пучение, обусловленное увеличением объема подстилающих глинистых грунтов вследствие замерзания воды, абсорбируемой из нижележащих слоев (рис. 6.16). Верхнее полотно дороги разрушается во время весенней оттепели, и ремонт его, как правило, требует радикальной реконструкции пути. Инженеры-путейцы предпочитают проводить ремонт железных дорог с помощью горизонтальных скважин, не прерывая движение по дороге и минимально используя ручной труд.

Как уже указывалось, в подстилающий слой дорожного полотна укладывается водопроницаемый песок или гравий. В отличие от этого материал несущего слоя должен быть менее водопроницаемым и обладать достаточной несущей способностью. Для этого вполне пригоден обломочный материал с небольшой примесью суглинистого грунта. В связи с тем, что при возведении дорог требуется большое количество строительного материала, для поисков подходящих месторождений этого материала требуется знание геологических условий района.

6.7. Геологические изыскания для строительства мостов и других сооружений. Основания мостовых опор и устоев требуют тщательных геологических исследований. Долины и другие понижения земной поверхности образуются, как правило, там, где присутствуют слабые породы. В целях строительства малых

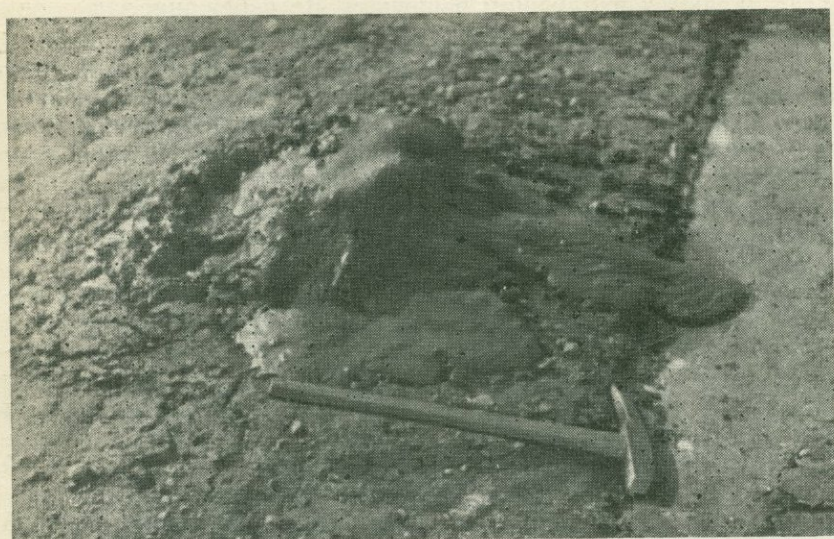


Рис. 6.16. Некачественные грунты основания дороги, размягченные после весенней оттепели и выжатые через трещины в нарушенном покрытии дороги (фото Зарубы).

мостов и водопропускных сооружений и труб преимущественно на дне небольших ложбин или балок необходимо разведать геологическое строение, выявить слабые грунты и глубину залегания грунтовых вод. Обычно рекомендуется переносить сооружение к нулевой точке продольного профиля линии перехода, где коренные породы могут быть ближе к дневной поверхности (рис. 6.17). Такое решение приемлемо преимущественно тогда, когда имеются в избытке строительные материалы, поскольку депрессия в рельефе или балка выше дорожной насыпи должны быть засыпаны до уровня дна водопропускного сооружения. Водоток затем подводится к этой отметке. На дно понижения под насыпью укладывается дренаж, чтобы снизить напор инфильтрующей воды и предохранить насыпь от разрушения.

Если эти мероприятия невозможны по причине, например, относительно пологого рельефа депрессии, целесообразна постройка двух малых сооружений. Небольшое водопропускное сооружение укладывается на дно балки, а другое сооружение мостового типа располагается на ее склоне. Если в основании насыпи залегают слабые грунты, то в таких же условиях может оказаться водопропускное сооружение. Осадка обоих сооружений может происходить одновременно, к чему должна быть приспособлена конструкция водовыпуска, не допускающая

больших деформаций. Предпочтительной в этом случае является конструкция, состоящая из отдельных сегментов плотно пригнанных друг к другу преднапряженных сборных каркасов. Дно этого устройства укладывается с некоторым превышением из расчета предполагаемой осадки основания. Из-за возможной неравномерности в осадке внутреннее сечение водовыпуска делается с некоторым запасом по отношению к размерам, полученным по гидротехническим расчетам. Для увеличения несущей способности основания под каркас укладывается плотный слой гравия толщиной не менее 20 см. При необходимости в целях устойчивости основания и отсыпки пригрузочного бан-

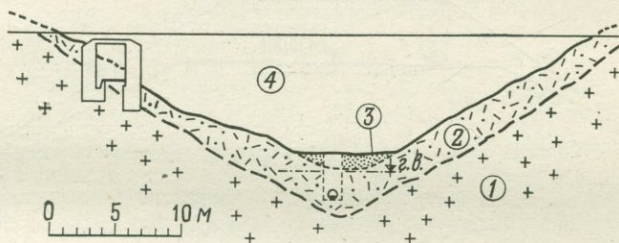


Рис. 6.17. Преимущественное расположение водопропускного сооружения на склоне долины, где грунты надежнее.

1 — коренные породы; 2 — склоновые обломочные накопления; 3 — илистые отложения, уплотненные под влиянием дренажа, уложенного по дну долины; 4 — насыпной грунт; г. в. — уровень грунтовых вод.

кета закрытое водопропускное сооружение под ним делается лишь частично, остальная часть остается в виде кювета. Берма должна возводиться одновременно с основной насыпью.

Вертикальные деформации насыпи, возведенной на полого наклонной поверхности, могут вызвать смещения в откосах насыпи, что в свою очередь ведет к раскрытию температурных швов и к расчленению каркаса водопропускного сооружения. На одной из железных дорог в пределах Карпатского флишевого пояса этот процесс продолжался в течение 40 лет после окончания строительства. На рис. 6.18 показан изогнутый каркас, деформированный осадкой и подвижками в откосах насыпи. Конструкция водопропускных и других сооружений мостового типа должна быть достаточно прочной, чтобы выдерживать местные перегрузки, а выходные части их подлежат большему заглублению и укреплению свайными стенками с целью уменьшения возможных смещений.

С мостами через широкие долины связаны другие проблемы. Даже в твердых породах основание одной из опор может оказаться в неудовлетворительных условиях. Этого можно избежать, если проводить геологические изыскания на обширной

территории. Поскольку происхождение долины нередко связано с тектоническим ослаблением пород, одна или несколько тектонических зон различной ширины могут простираются параллельно долине (рис. 6.19). Характер коренных пород может быть различным под разными опорами, в особенности при крутом падении пластов. В случае возможных неравномерных осадок опор необходимы статически определяемые или гибкие ба- лочные конструкции.

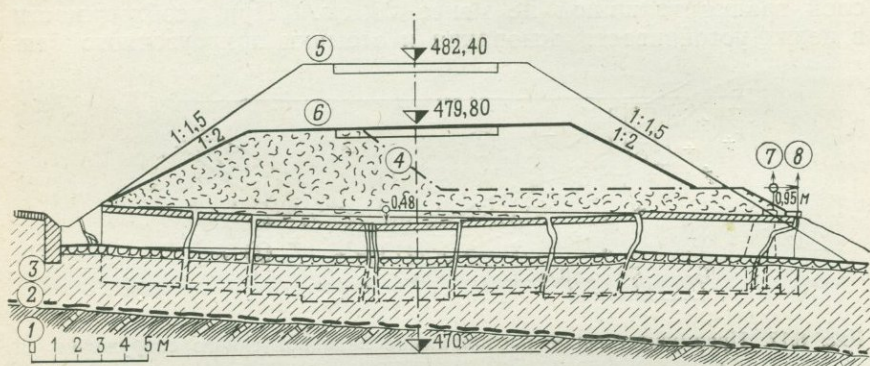


Рис. 6.18. Разрушение водопропускного сооружения, уложенного на сжимаемый грунт, под влиянием веса насыпи.

1 — палеогеновые мергелистые сланцы; 2 — древняя поверхность скольжения; 3 — песчано-глинистый склоновый детритус; 4 — состояние насыпи на начальной стадии разрушения; 5 — проектная высота насыпи; 6 — уменьшенная высота насыпи; 7 — первоначальное положение водопропускного сооружения; 8 — сместившееся сооружение.

На рис. 6.20 видно, каким образом геологические условия влияют на проектирование сооружения. В Теплице (северо-западная Чехия) проектировался арочный мост с двумя пролетами по 30 м. Разведочным бурением установили залегание в основании северного устоя и промежуточной опоры прочных кварцевых порфиритов, а в основании южного устоя — третичных глин с прослоем угля. Контакт между порфиритами и третичными глинами оказался тектоническим. Ступенчатая форма залегания угольного пласта указывала на присутствие кроме главного еще нескольких параллельных ему второстепенных сбросов. Третичные отложения отличались значительно большей сжимаемостью, чем порфириты, а залегающие с поверхности угли и перекрывающие их выветрелые глины были слабыми. В связи с этим было рекомендовано сместить мост так, чтобы все его опоры расположились на порфиритах.

Статически неопределимые конструкции более чувствительны к смещениям основания, к процессам ползучести и релаксации.

В настоящее время на прочных породах предпочитают применять неразрезные балочные конструкции. В этом случае необходим своевременный анализ геологических условий участка,

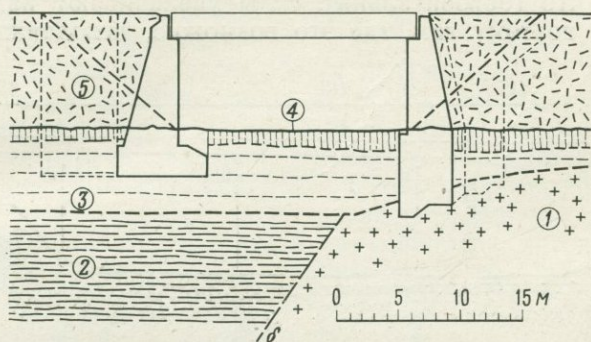


Рис. 6.19. Статически определяемая конструкция моста, допускающая использование различных типов фундаментов под разные устои, так как выдерживает их неравномерную осадку.

1 — гранит; 2 — неогеновые глины; 3 — перетолженные глины; 4 — голоценовый суглинок; 5 — насыпной грунт.

так как не исключена возможность, что образование долины связано с разломом. При расположении высоких опор за пределами разломов трудности, связанные с заглублением и с на-

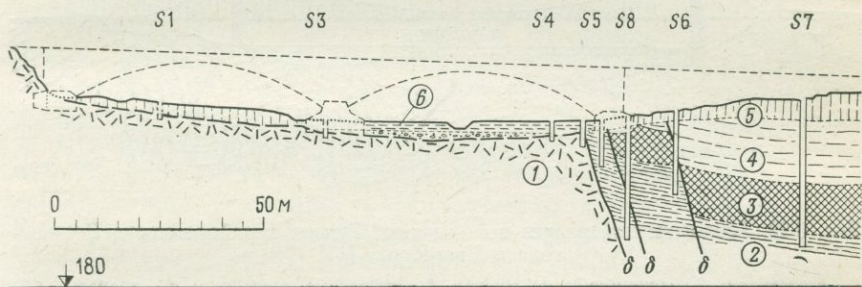


Рис. 6.20. Основание арочного моста в Теплице (Чехия).

Из-за большой сжимаемости третичных глин и угольного слоя в основании первоначально запроектированного северного устоя длину пролетов моста сократили, с тем чтобы устои поставить на прочные порфириты.
1 — порфириты; 2 — неогеновые глины; 3 — угольный слой; 4 — перекрывающие глины; 5 — лёсс; 6 — аллювий.

значением размеров фундаментов, не возникают. При неудовлетворительных геологических условиях появляются другие второстепенные вопросы. К этому относятся, например, выбор устоя, на который можно передать нагрузку неподвижной

опорной части неразрезной балочной конструкции. На такой устой передаются значительные горизонтальные силы. Тормозящие усилия железнодорожного моста могут достигать двух третей вертикальных сил, передаваемых на отдельную опору. Нет сомнений, что горизонтальные силы увеличивают нагрузку на основание, поэтому там, где это возможно, неподвижная опор-

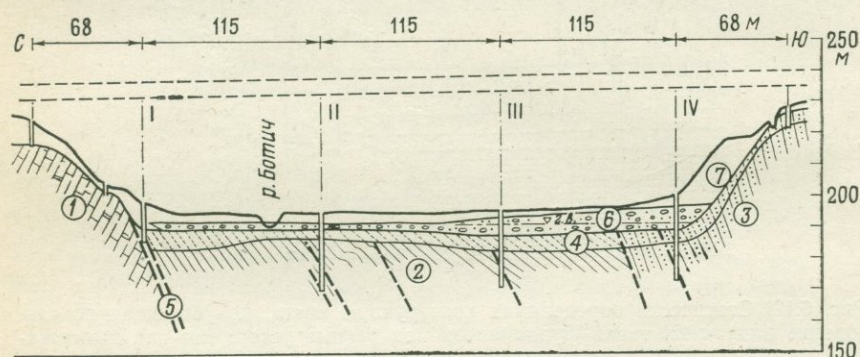


Рис. 6.21. Разрез долины Нусле в Праге (по Дворжаку).

1 — формация Летна; 2 — слабые глинистые сланцы Винице; 3 — формация Захоржани; 4 — выветрелые сланцы; 5 — разломы; 6 — гравелистый песок; 7 — обломочные накопления и насыпные грунты; I—IV — опоры моста,

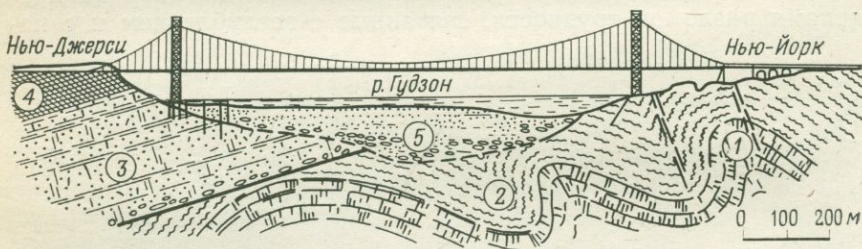


Рис. 6.22. Геологический разрез долины реки Гудзон в районе моста Вашингтона в Нью-Йорке [11].

1 — известняки; 2 — докембрийские гнейсы; 3 — триасовые песчаники; 4 — диабазы; 5 — переуглубленная ледниковая долина, заполненная флювиогляциальными отложениями.

ная часть конструкции должна располагаться на опоре с наиболее надежным основанием.

Влияние геологического строения на выбор типов и глубины фундаментов мостовых опор может быть показано на примере Нусленского моста в Праге. Эрозионная долина врезана в слабые ордовикские сланцы (рис. 6.21), разорванные несколькими параллельными разломами. Относительно более прочные сланцы образуют склоны долины. Чтобы достичь менее нару-

шенных пород, каждая опора моста ставилась на фундамент из восьми круглых шахт диаметром 3 м.

В связи с наличием переуглубленных русел, погребенных под аллювием, возникла мысль о постройке мостов с большими пролетами. Примером может служить мост Вашингтона в Нью-Йорке с длиной центрального пролета в 1064 м (рис. 6.22). Восточная опора на левом берегу поставлена на докембрийские гнейсы, а западная опора стоит на триасовых сланцах и песчаниках на глубине 26 м. Верхняя часть западного берега сложена интрузией диабазов, в которую заведена галерея анкерного крепления оттяжек моста. Поперечный профиль долины и участки опор были детально разведаны, но непредвиденные трудности возникли с фундаментом западного устоя, проходке котлована которого мешали валуны диабазов, залегавшие на коренной породе.

6.8. Деятельность инженеров-геологов в процессе строительства и эксплуатации. Строительство дорог и других больших гражданских сооружений требует участия инженеров-геологов. Большие и глубокие выемки в течение всего времени строительства подлежат непрерывному наблюдению и изучению. Временное снабжение откосов выемок и котлованов дает возможность получить ценную информацию о геологическом строении района, которое должно тщательно документироваться. Одновременно это дает возможность проверить данные изыскательских работ.

Во многих случаях необходимо сотрудничество геологов с инженером — руководителем строительных работ. Последовательность земляных работ, временные очертания откосов, размеры пригрузочных banquetов и дренажные устройства должны приспособляться к реальным условиям. В обязанности геолога входит следить за тем, чтобы строительные выемки разрабатывались послойно и своевременно дренировались, чтобы почва и отвалы не укладывались на бровке откоса и не перегружали его и чтобы поверхностные воды за ними не скапливались.

ТУННЕЛИ И ПОДЗЕМНЫЕ ЭЛЕКТРОСТАНЦИИ

7.1. Введение. При строительстве туннелей геологические исследования очень важны, так как геологические условия имеют решающее значение при выборе трассы туннелей и способов их проходки и в большой степени влияют на стоимость сооружения и на безопасность горнопроходческих работ.

Геологические исследования для туннелей раньше проводились одновременно со строительными работами, ведущимися на большой глубине, так что представления о геологическом строении этих зон немедленно проверялись. Эти ранние геологические отчеты в настоящее время не могут удовлетворять, поскольку эффективные способы проходки туннелей должны совершенствоваться, а практический опыт — все более накапливаться. Существующие представления о геологическом строении поверхностных слоев пород малоприменимы при решении задач, связанных со строительством туннелей. Только детальные полевые работы могут дать нужную информацию. Репутация геологических изысканий страдает от ошибочного утверждения, что представления о геологических условиях можно составить на основе редких естественных обнажений. Последние можно использовать только при предварительном изучении трассы туннеля и оценке условий производства работ. В этих случаях необходимы буровые скважины, штольни и разведочные шурфы в количестве, достаточном для построения достоверных геологических карт и разрезов интересующего района. Из приводимых ниже двух примеров видно, насколько разрезы, составленные до начала туннельных работ, соответствуют реальному геологическому строению.

На рис. 7.1 приведено несколько последовательно составленных разрезов по туннелю Хауенштейн железной дороги Базель—Ольтен в Швейцарии. Первый разрез построен Ф. Мюльбергом в 1910 г., второй — А. Баксторфом в 1911 г.; оба — по данным изысканий, выполненных до начала строительства. Третий разрез составлен Баксторфом в 1916 г. после того, как проходка туннеля была закончена. Первые два разреза оказались очень близкими к реальным условиям. Расхождения были только вдоль разломов.

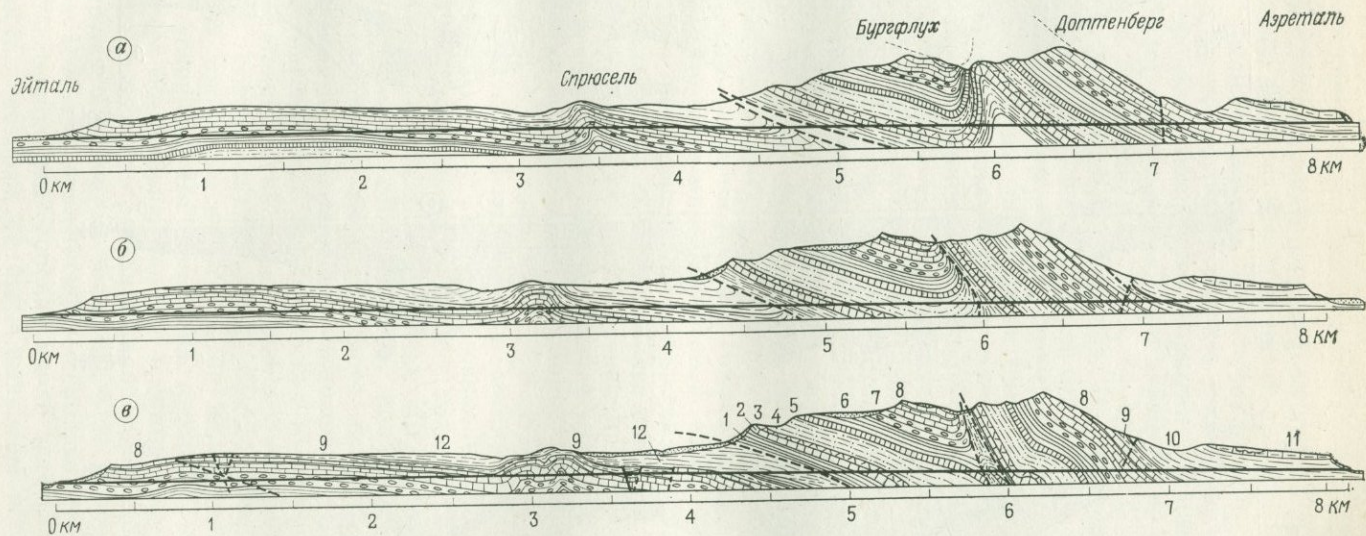


Рис. 7.1. Геологические разрезы по трассе туннеля Хауенштейн [23].

а — предварительный разрез, составленный в 1910 г.; *б* — то же — в 1911 г.; *в* — то же — в 1916 г. по окончании строительства; 1—3 — средний триас; 4 — верхний триас (кейпер); 5 — лияс; 6—9 — доггер; 10—11 — мальм; 12 — третичные отложения.

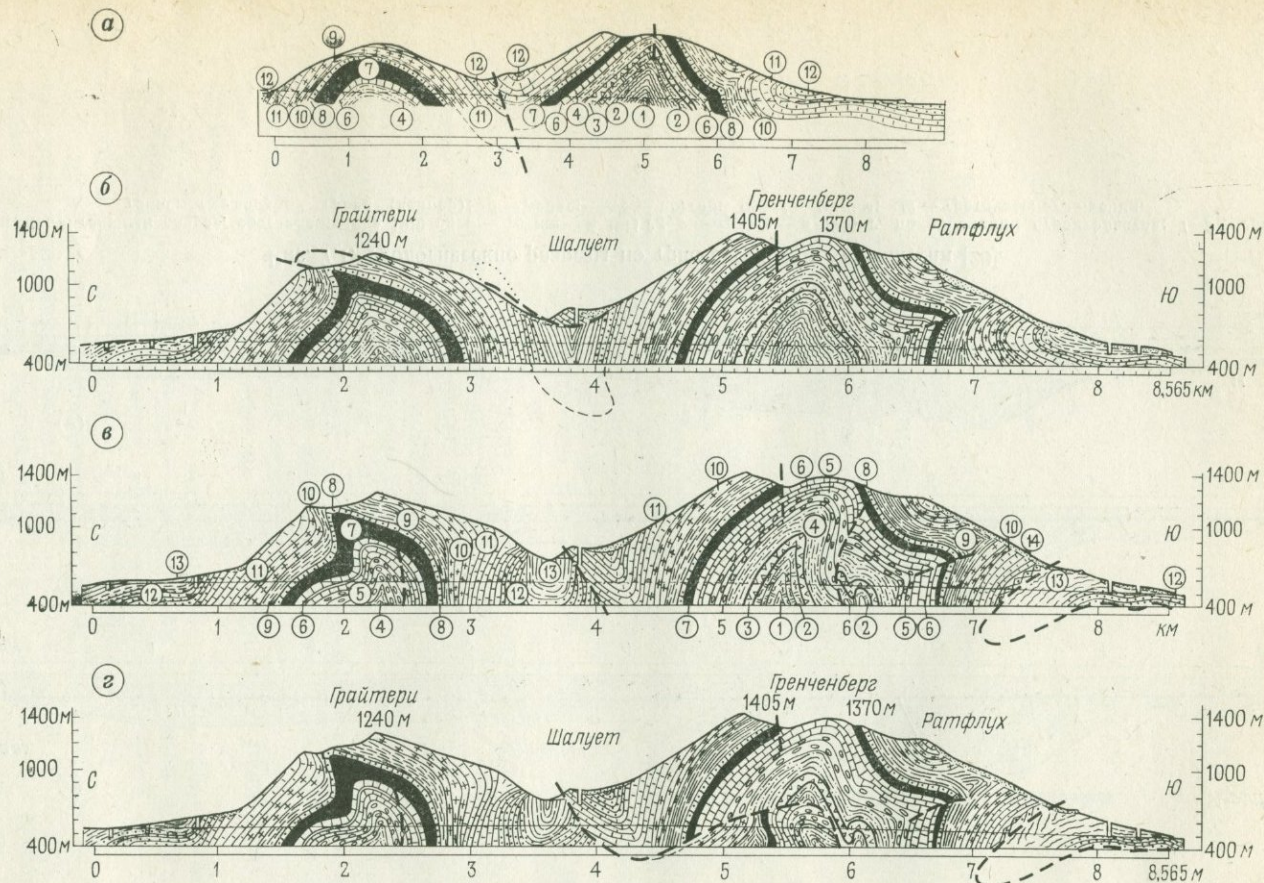


Рис. 7.2. Геологические разрезы по трассе туннеля Гренченберг [23].

а — по Ролльеру, 1902 г.; б — по Баксторфу, 1912 г.; в — по Баксторфу, 1914 г.; г — по Баксторфу, 1915 г.; 1 — нижний и средний триас; 2 — кейпер; 3 — лейас; 4—6 — доггер; 7—11 — мальм; 12 — олигоценные молассовые отложения; 13 — миоценовые молассовые отложения; 14 — склоновые отложения.

На рис. 7.2 показаны разрезы по трассе туннеля Гренченберг в горах Юра в Швейцарии. В сложных геологических условиях были проведены рекогносцировочные исследования, данные которых позволили сделать несколько выводов. Трасса туннеля проходит под двумя горными вершинами — Гренченберг (1405 м) на юге и Грайтери (1240 м) на севере. Туннель проложен в отложениях, начиная от среднего триаса до верхней юры и в третичных породах. Л. Ролльер, составивший в 1902 г. предварительный разрез, считал, что туннель должен пересечь две большие почти симметричные антиклинальные складки, образующие оба горных пика, и что водораздел Шалует представляет собой мульду, разорванную надвигом, вдоль которого юрские отложения перекрывают третичную молассовую толщу южного крыла Грайтерской антиклинали. Этот предварительный разрез сильно отличался от составленных впоследствии разрезов, причем расхождение усугублялось еще тем, что трасса туннеля была смещена.

Детальные геологические исследования, проведенные А. Баксторфом и другими специалистами до начала, в период и по окончании строительства, позволили разобраться в сложном геологическом строении района. Последующие три разреза показывают, что строение Молассовой зоны северного участка туннеля при рекогносцировке представлено правильно. Грайтерская антиклиналь оказалась более сложной, чем это изобразил Ролльер. Верхняя часть антиклинали слегка опрокинута к северу и сброшена; синклиальный изгиб на северном крыле был обнаружен только при проходке передового забоя туннеля.

Зону Шалует, расположенную между двумя пиками, Баксторф (в 1912 г.) считал простой синклиалью в третичных молассовых отложениях, на которые с южного склона горы Грайтери напозла глыба юрских пород. Несколько скважин, пройденных до начала строительства, показали, что синклиаль разделена взбросом, вдоль которого выходят юрские породы. Первоначальные представления Ролльера оказались более близкими действительности. Геологические и тектонические условия Гренченбергской антиклинали значительно сложнее. Несмотря на то что разрез, построенный Баксторфом, был выполнен с большой точностью в 1912 г., он не соответствует действительным условиям. По окончании проходки передового забоя выяснилось, что юрские породы в южном крыле антиклинали надвинуты к югу на третичные молассовые образования и что ядро нарушено надвигом зоны Шалует. Разрезы, построенные в 1914 и 1915 гг., показывают, насколько трудно представить детали тектонического строения вдоль трассы туннеля. Многие особенности, которые не были выявлены исследовательскими

работами, вскрылись только в результате проходки средней части туннеля.

В обоих случаях сотрудничество инженеров и геологов было весьма полезным. Геологи, изучавшие геологическое строение района с учетом запросов строителей туннеля, одновременно получили богатую информацию о структуре горных хребтов. Строительство глубоких альпийских туннелей, в частности Симплонского, позволило собрать очень ценные сведения о структуре Альп.

Проходка Гарманецкого туннеля на железнодорожной линии Банска-Бистрица—Горна-Штубня (Словакия) доказала существование предполагавшейся покровной структуры Велика-Фатра. В нескольких местах при проходке туннеля была вскрыта зона надвига, по которой триасовые породы надвинулись на меловые отложения [243].

7.2. Задачи инженерно-геологических изысканий. Объем инженерно-геологических работ, как и других работ, связанных со строительством гражданских сооружений, зависит от стадии проектирования и от важности строительного объекта. Они включают рекогносцировочные работы, детальные исследования и геологическую службу в процессе строительства; задачи инженера-геолога при этом сводятся к следующему:

1. Изучаются геологические условия и свойства пород района, данные о которых вместе с другими факторами являются основой для выбора генеральной трассы туннеля. Пригодность пород для сооружения в них туннеля оценивается с учетом развития технологии горнопроходческих работ. Породы, в которых развивается большое горное давление, во всех случаях нежелательны для туннельных работ. Современные высокопроизводительные машины сильно реагируют на смену прочности пород, и поэтому проходка выработки в массиве с умеренным однородным давлением будет более рентабельной, чем в местах, где прочность пород меняется на коротких расстояниях.

2. Проводятся гидрогеологические исследования трассы туннеля с целью установить, на каких участках и в каких количествах следует ожидать водопритоков в туннель. Особо важное значение гидрогеологические условия имеют при проектировании гидротехнических туннелей, метрополитенов и других туннелей в районах с агрессивными подземными водами. Присутствие этих вод настолько нежелательно, что лучше по возможности избегать таких трасс. В некоторых случаях при оценке пригодности трассы следует принимать во внимание содержание в породе газа и температуру окружающей среды.

3. После выбора генеральной трассы туннеля исследуются особенности, влияющие на уточнение ее положения. Туннели не

следует располагать в выветрелых или тектонически нарушенных породах, если же их нельзя избежать, то тектоническую зону желательно пересекать под прямым углом. Отдельные крупные трещины и системы трещин также влияют на расположение подземных сооружений, в особенности крупных (например, подземных ГЭС).

4. Определяется местоположение порталов туннеля, при этом надо принимать меры предосторожности во избежание нарушения устойчивости склонов подходными врезками. Оползневые явления и развитие давления могут задержать строительные работы.

5. Для установления стоимости строительства и составления детального проекта туннеля определяется давление на обделку туннеля и в зависимости от полученных результатов выбирается способ ведения горных работ.

6. Дается необходимая характеристика пород по буримости и разрабатываемости для подбора соответствующего строительного оборудования.

7. Инженер-геолог принимает участие в обеспечении строительства естественными материалами для обделки туннеля, доставка которых должна вестись непрерывно.

8. Исследуется влияние туннельных работ на окружающую территорию. Понижение уровня подземных вод может привести к исчезновению воды в скважинах и к осушению источников. Осадка поверхности земли может вызвать разрушение зданий, транспортных и других сооружений.

Рекогносцировочные изыскания базируются на геологических картах и на детальных полевых наблюдениях. Обычно проходят несколько разведочных шурфов и скважин для обнаружения коренных пород и зон дробления, скрытых под поверхностными отложениями. Результаты рекогносцировок наносятся на карты и на предварительные геологические разрезы рассматриваемых вариантов трасс туннеля.

Детальные инженерно-геологические изыскания проводятся для уточнения геологического строения района, выявленного при предварительном изучении. Проходка туннеля с передовым забоем позволяет получить необходимую информацию, но в практике современного туннелестроения, к сожалению, этот метод не всегда применяется. При вскрытии отводящим туннелем (длиной 13,5 км) реки Изер во Французских Альпах в толще кристаллических сланцев пачки тальковых сланцев и ангидритов работы были прерваны и дальнейший метод проходки туннеля изменен. Сначала прошли горизонтальную разведочную скважину, но этого оказалось недостаточно из-за малого выхода керна и пришлось пройти передовую штольню длиной 1 км [144].

Применение в современном туннелестроении тяжелых машин, трудно транспортируемых на большие расстояния и требующих для работы свободное незакрепленное пространство, делает особо важным знание детального геологического строения трассы туннеля. Для получения данных о геологическом строении проходку передовым забоем можно заменить бурением вертикальных разведочных скважин, если глубина заложения туннеля небольшая, или бурением горизонтальных скважин, опережающих забой, при расположении туннеля на значительной глубине.

7.3. Площадные геологические исследования вдоль основной трассы туннеля. При отсутствии геологической карты масштаба не меньше 1:25 000 рекогносцировочные изыскания должны включать детальную геологическую съемку широкой полосы вдоль трассы туннеля. Съемка узкой полосы не дает полного представления о геологическом строении. Для глубоких туннелей в горных районах съемка распространяется на всю площадь водосбора проектируемого туннеля.

В процессе рекогносцировочных изысканий определяется залегание горных пород, обнажающихся в долинах и ущельях, пересекающих горные хребты, в особенности в долинах, параллельных трассе туннеля. Глубокие долины и ущелья являются наилучшими объектами для изучения структур и стратиграфии пород, которые встретятся в туннеле. Там, где мало естественных обнажений, необходимо производство разведочных работ. Контакты между отдельными пачками, прикрытые поверхностными отложениями, следует вскрывать разведочными шурфами. На основе геологической съемки, дополненной разведочными выработками, составляются один или несколько продольных разрезов в зависимости от количества вариантов туннеля. Рекомендуется построить несколько поперечных разрезов (рис. 7.3).

Прогноз геологических условий для глубоких протяженных туннелей представляет трудную задачу. При отсутствии четких контактов между отдельными литологическими пачками и наличии неточностей в топографических картах геологические методы не всегда дают достаточно данных для построения геологических разрезов. В районах с выдержанными стратиграфическими и тектоническими условиями предварительные геологические разрезы будут более обоснованными, чем в горных областях со сложными тектоническими структурами.

На рис. 7.4 показано два геологических разреза Гарманецкого туннеля в Словакии. Разрез *А* составлен в 1937 г. до начала строительства по данным детального картирования и нескольких глубоких скважин, а разрез *Б* — в 1939 г. после проходки передового забоя. Как видно из этих разрезов,

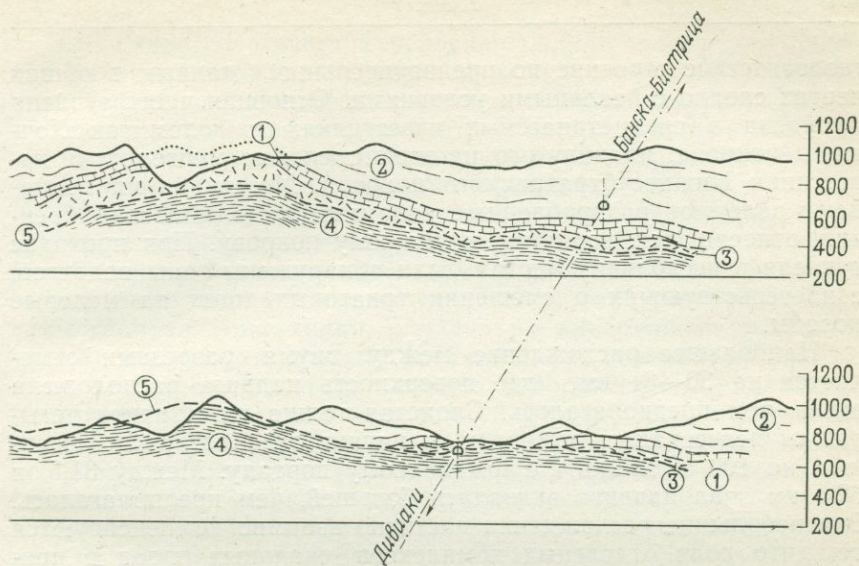


Рис. 7.3. Геологические разрезы района Гарманецкого туннеля.

1 — триасовые известняки; 2 — доломиты Хочского покрова; 3 — доломитовая брекчия; 4 — неокомские мергелистые известняки Крижнаского покрова; 5 — поверхность надвига.

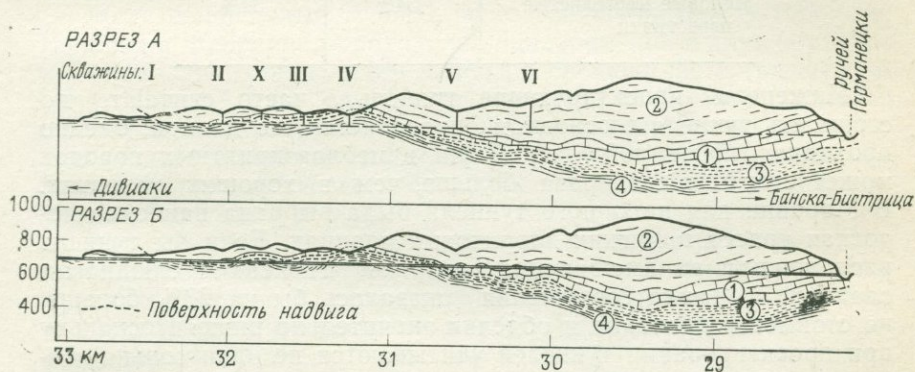


Рис. 7.4. Геологические разрезы по трассе Гарманецкого туннеля [243].

1 — триасовые известняки; 2 — доломиты; 3 — доломитовая брекчия; 4 — неокомские мергелистые известняки Крижнаского покрова.

геологическое строение по предварительным данным в общих чертах сходно с реальными условиями. Основная часть туннеля пройдена в среднетриасовых известняках и доломитах Хочского покрова, надвинутого на нижнемеловые мергелистые известняки Нижнесубтратрицкого покрова. Между двумя покровами залегают раздробленные доломиты и доломитовая брекчия, относящиеся, вероятно, к нижнему покрову. При проходке туннеля в нескольких местах были обнаружены зоны надвигов, свидетельствующих о смещении триасовых толщ на меловые породы.

Наибольшее расхождение между двумя разрезами отмечается на 30—31 км, где поверхность надвига расположена выше, чем предполагалось. Слоистая толща известняков четырежды пересекалась туннелем, и надвиг оказался расположенным на 100 м ближе к Гарманецкому portalу. Между 31,5 и 32,5 км зона надвига оказалась большей, чем предполагалось. Эти небольшие расхождения частично взаимно компенсируются тем, что доля отдельных комплексов скальных пород в продольном разрезе туннеля существенно не отличается от предполагававшейся.

	Предполагалось	Фактически
Доломиты	50%	47%
Триасовые известняки	16%	19%
Меловые мергелистые известняки	34%	34%

Инженеры, проектирующие туннель, часто считают, что стоимость туннеля в основном определяется его длиной; однако проходка подземной выработки в неблагоприятных породах может стоить в два раза больше, чем в хороших условиях. В Моравии для напорного туннеля была выбрана наиболее короткая трасса в мягких хлоритовых сланцах. Если бы туннель расположили во вмещающих твердых гнейсах и слюдястых сланцах, то длина сооружения оказалась бы на 20% больше, но стоимость проходки и отделки значительно ниже. Поскольку при проектировании туннелей учитываются не одни только геологические условия, не всегда можно избежать неблагоприятные комплексы пород. Однако при проектировании северной ветви Трансиранской железной дороги были приняты во внимание только геологические условия и варианты трассы многочисленных туннелей выбирались в зависимости от длины участков, проходящих в малоблагоприятных юрских сланцах [163].

7.4. Гидрогеологические условия. Гидрогеологические условия района проложения туннеля подлежат тщательному изучению, так как подземные воды представляют одну из наиболее серьезных опасностей в туннелестроении. Важно обратить внимание на необходимость достоверной оценки возможного притока вод в туннель и ее давления на обделку туннеля.

Приток воды в туннель увеличивает стоимость его проходки примерно на 20%, поскольку возникает необходимость в устройстве водонепроницаемой обделки, во многих случаях с дренажем за ней. В крупных подземных выработках, таких, как подземные залы гидроэлектростанций, обделка не выдерживает гидростатического давления, поэтому дренаж за ней совершенно необходим. В отличие от этого внешнее гидростатическое давление благоприятно для напорных туннелей (разд. 7.9), и определение его величины весьма желательно. Дренажирование туннелей, проложенных под речными долинами, из-за исключительно больших притоков воды становится практически невозможным.

Во всех случаях требуется определение возможных притоков вод на отдельных участках рассматриваемой трассы туннеля; необходимо знать, где можно ожидать рассеянного или сосредоточенного поступления вод, которое существенно влияет на ход строительных работ. Следует заранее определять нужные размеры водосборных устройств и гидроизоляционные мероприятия во избежание последующих затруднений, изучать химический состав подземных вод, так как от их агрессивности может пострадать обделка туннелей. Особенно важен прогноз усиленного притока вод для участков туннелей, проходка которых осуществляется с некоторым уклоном.

Железнодорожный туннель через Апеннины между городами Болонья и Флоренция проходил одновременно с двух порталов и из наклонного проходного штрека в средней части трассы туннеля. Дебит воды на участке туннеля, который проходил с уклоном, был настолько сильным, что пришлось несколько раз увеличивать мощность насосной станции и перед окончанием проходки туннеля довести ее до 37 насосов общей производительностью 1200 л/с.

Расходы воды, наблюдавшиеся при проходке некоторых туннелей, приведены в табл. 7.1. Эти данные указывают на экстремальные расходы, с которыми можно встретиться, и на необходимость предусматривать соответствующие мероприятия по водоотливу.

Воды проникают в туннели следующими путями:

1) Из трещин и разломов в сильно тектонически нарушенных породах. Очень сильный приток вод наблюдался при проходке передового забоя туннеля Брал (железная дорога Стубно—Гандлова, Словакия). Из разрывного нарушения,

Таблица 7.1

Монт-де-Ор	от 3000 до 10 000 л/с
Сан-Джасинто (Калифорния)	„ 3 000 „
Симплон	„ 1 200 „
Апеннины	„ 1 200 „
Гарманец (Чехословакия)	„ 800 „
Гренченберг	„ 800 „
Теколоте (Калифорния)	„ 680 „
Вейсенштейн	„ 450 „
Готард	„ 230 „

отделявшего палеогеновые аргиллиты от андезитового тела, вода поступала в забой под очень сильным давлением, что привело к обрушению кровли выработки. Продолжить работу в туннеле удалось только после проходки вспомогательной дренажной штольни.

2) Из *очень пористых водопроницаемых пород*, таких, как песчаники, аркозовые песчаники и выветрелые граниты. Сильнее всего вода поступает из контакта этих пород с менее водопроницаемыми отложениями.

3) Из *карстовых полостей* в известняках, из которых в туннель могут хлынуть стремительные потоки воды, даже в районах, где нет поверхностных вод. При строительстве Гренченбергского туннеля передовой штрек встретился с подземным потоком, из-за которого проходческие работы были прекращены и возобновлены только после того, как приток вод снизился с 800 до 570 л/с. В забой передовой выработки Гарманецкого туннеля в январе 1938 г. (рис. 7.4) поступало воды около 400 л/с. Поскольку возможность прорыва вод предполагалась и были приняты меры предосторожности, горнопроходческие работы были приостановлены только на два дня.

Прогноз притока вод в туннель — задача сложная. При предварительных расчетах на геологическую карту наносят границы водосборной площади, с которой в туннель может поступать вода. Эти границы обычно не совпадают с контурами географических бассейнов. В случае чередования водопроницаемых и водонепроницаемых пород границу водосборной площади проводят по обнажениям наиболее глубоко залегающих водонепроницаемых пород, которые могут встретиться при проходке туннеля. При гидрогеологических исследованиях для Гарманецкого туннеля (рис. 7.4) установили, что его водосборная площадь вытянута с северо-востока на юго-запад параллельно осям пологих

складок, осложняющих тектонический покров (рис. 7.3). Эти складки существенно влияли на гидрогеологические условия района сооружения. Только воды, аккумулярованные в синклинали, сложенной нижнемеловыми водонепроницаемыми мергелями, могли дренироваться туннелем. После установления границ водосборной площади годовое количество осадков в Чехословакии определяют по густой сети дождемерных постов, наблюдения по которым ведутся в течение 90 лет.

Другим вопросом является определение степени инфильтрации. Отношение между количеством испаряющейся, стекающей и инфильтрующейся воды существенно меняется в зависимости от местных условий водосборной площади. Прежде всего влияют климатические условия, в частности распределение атмосферных осадков, продолжительность последних, отношение между количеством выпадающих дождей и снега. От температуры и влажности воздуха зависит интенсивность испарения. Другими важными факторами являются: а) рельеф и геологическое строение территории (крутые склоны, сложенные водонепроницаемыми породами, способствуют стоку, а пологие склоны, покрытые водопроницаемыми продуктами выветривания, увеличивают инфильтрацию атмосферных вод); б) характер растительного покрова (является ли территория обрабатываемой, покрыта хвойными или лиственными лесами и т. д.).

Анализ условий Гарманецкого туннеля в Словакии показал, что водосборная площадь в 26 км² покрыта лесами двух типов и характеризуется крутыми склонами, в которых обнажаются доломиты и известняки. Породы водопроницаемые, сильно трещиноватые, с подземными каналами. Для территории характерны степень инфильтрации 40% и степень испарения 40%, что соответствует поверхности, покрытой лиственным лесом; поверхностный сток равен лишь 20%, так как долины, в особенности их верховья, большей частью сухие. Поверхностные потоки вод существуют только во время ливней. В соответствии с этими данными средний приток воды в туннель был оценен в 330 л/с. Было сделано предположение, что приток воды будет не равномерным по всей длине туннеля, а сосредоточится на нескольких участках, на которых расходы воды за короткие промежутки времени могут многократно увеличиваться по сравнению со средневычисленными. Проходка туннеля подтвердила эти прогнозы. В отдельные моменты приток воды со стороны Гарманецкого портала достигал 800 л/с (данные на 17 января 1938 г., рис. 7.5). По окончании проходки туннеля расход снизился до 400 л/с и был еще ниже в засушливые годы. Степень инфильтрации, по-видимому, была несколько занижена, и для водопроницаемых доломитов значение ее должно быть около 45—50%.

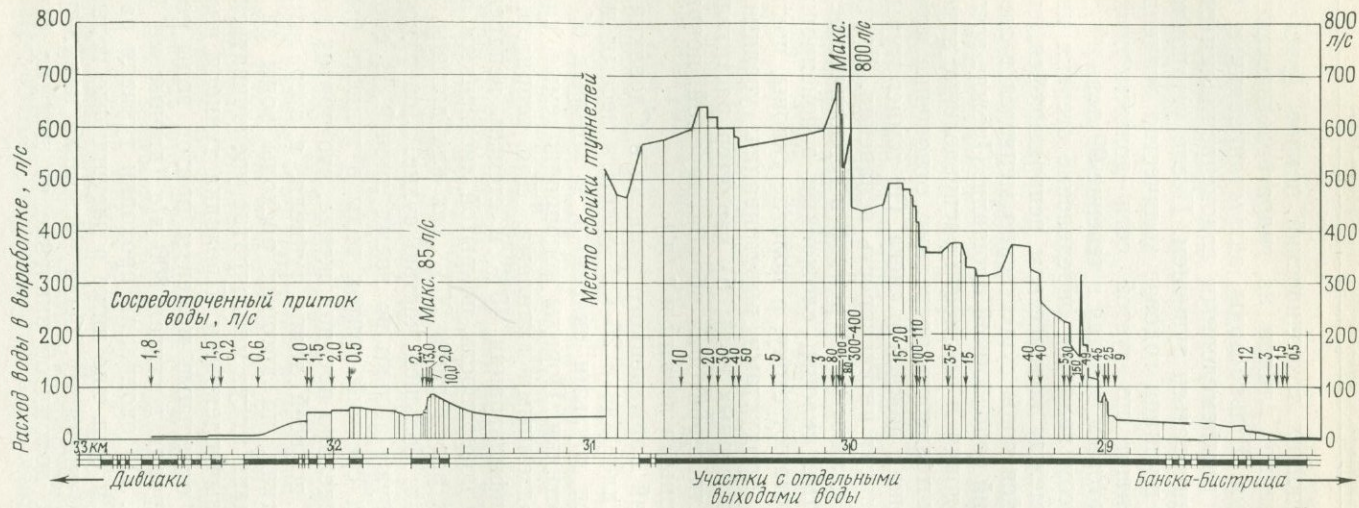


Рис. 7.5. Диаграмма притока вод при проходке передовых галерей Гарманецкого туннеля [243].

Расходы измерялись на обоих порталах туннеля.

Когда водонепроницаемые отложения образуют впадину и перекрыты водопроницаемыми породами, необходимо определить глубину залегания подземных вод. Если туннель проходит выше горизонта подземных вод, приток в него будет небольшим, и наоборот, при расположении туннеля ниже уровня подземных вод следует ожидать концентрированных притоков в количествах, значительно больших расчетных (рис. 7.6); приток воды будет продолжаться до тех пор, пока уровень подземных вод не снизится до отметки туннеля. Так, например, вблизи портала туннеля в районе Брно расход воды достиг 600 л/с. Вода поступала из третичных песчаников и была сосредоточена в мергелистой

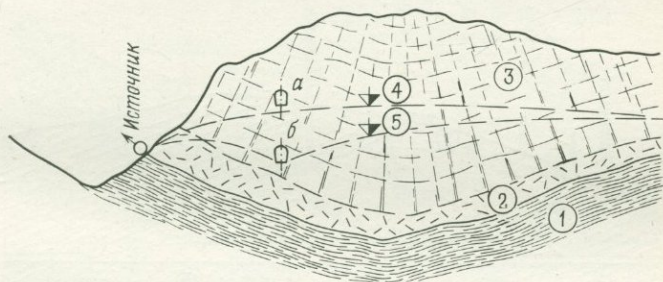


Рис. 7.6. Зависимость притока воды от глубины заложения туннеля относительно уровня подземных вод.

1 — неокомские мергелистые известняки; 2 — доломитовая брекчия; 3 — кавернозные триасовые известняки; 4 — первоначальный уровень подземных вод; 5 — сниженный уровень подземных вод.

брекчии. Расход воды постепенно уменьшался и дошел до 1 л/с. Чтобы не допустить размокания мергелей, была пройдена короткая дренажная галерея; в настоящее время, вероятно, предпочли бы пробурить несколько горизонтальных скважин.

При предварительных изысканиях внимание должно быть обращено на влияние водоотлива на окружающую туннель среду. За исключением туннелей, расположенных ниже дна долин, или напорных туннелей обделка туннелей обычно способствует дренированию воды из окружающих пород (рис. 7.7). В населенных районах водозаборные скважины обычно осушаются и возникает необходимость в других способах водоснабжения.

Задачей гидрогеологических изысканий для туннелей, сооружаемых под речными долинами, или для напорных туннелей является определение *давления подземных вод* на обделку туннеля (разд. 7.8). Для напорных туннелей, пересекающих горные хребты, значительно возвышающиеся над соседними долинами, эта задача не простая: очень часто в этих случаях

происходит чередование сухих и обводненных участков туннеля. Необходима очень точная оценка этого давления, так как от него в большой степени зависит толщина обделки туннеля. Однако оценка давления подземных вод не всегда заслуживает доверия, в особенности если туннель некоторое время выполнял функции дренажа. В связи с этим целесообразно проводить гидрогеологические исследования в горных районах до начала строительства туннеля.

7.5. Детальные исследования трассы туннеля. После выбора генерального направления туннеля очередной задачей является

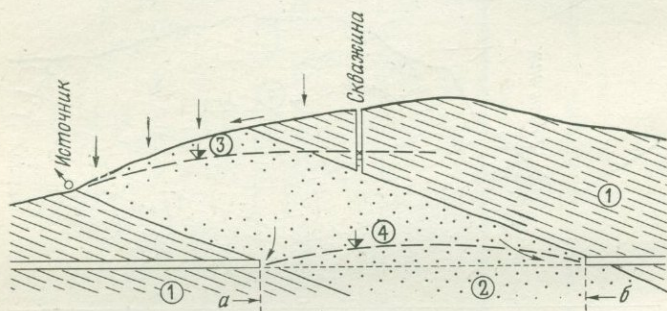


Рис. 7.7. Понижение уровня подземных вод, вызванное проходкой туннеля.

Вода в скважине после снижения уровня подземных вод исчезнет.

1 — водонепроницаемые сланцы; 2 — водопроницаемые песчаники; 3 — первоначальный уровень подземных вод; 4 — сниженный уровень подземных вод; а-б — участок усиленного притока воды.

точное определение его трассы с учетом характера пород и гидрогеологических условий. При решении этого вопроса следует принимать во внимание экзогенные и эндогенные процессы, имевшие место в прошлом. Известны случаи, когда при проходке туннелей даже на большой глубине сталкивались с весьма своеобразными явлениями. Некоторые из этих случаев из-за их трагических последствий до сих пор вспоминаются инженерами и геологами. Так было на Лёчбергском туннеле (1908 г.), пройденном в гранитном массиве Бернских Альп. Возможность встретить флювиогляциальные отложения в долине реки Кандер на глубине 170 м ниже ее дна не предполагалась. Появление воды в скважинах, пройденных из забоя выработки, послужило сигналом бедствия. После подрыва шпуров в туннель хлынула вода с песком; 25 человек, работавших в забое, погибли. Это привело к необходимости сместить трассу туннеля в обход опасного участка.

Строители Готардского туннеля (1872—1878 гг.) едва избежали подобной участи. В 1940 г. были пробурены восходящие

скважины из туннеля на 2,78 км в тех местах, где во время его проходки наблюдалось высокое давление; скважины показали, что мощность залегающих над туннелями скальных пород составляет всего 40 м, а остальные 280 м до дневной поверхности сложены водонасыщенными ледниковыми наносами Андерматтского бассейна. Вёггитальский гидротехнический туннель был пройден под Швендибахской долиной (рис. 7.8). Поскольку последняя покрыта моренными отложениями, со дна ее до коренных пород прошли разведочную шахту, которая показала, что

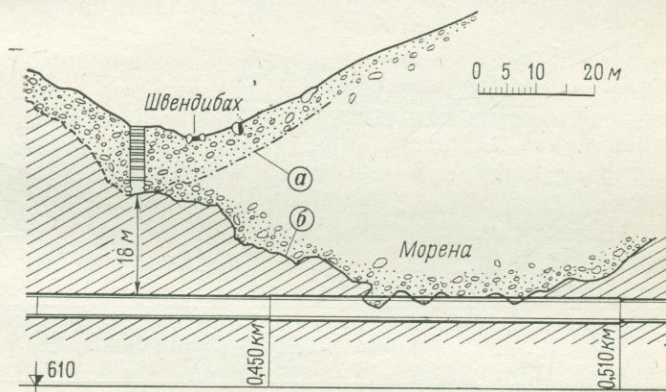


Рис. 7.8. Вёггитальский гидротехнический туннель, пройденный под переуглубленной долиной [187].

Геологический разрез показывает, что одной разведочной шахты недостаточно для определения мощности покровных отложений.
а — предполагаемая поверхность коренных пород; б — действительная поверхность коренных пород.

под дном долины в кровле туннеля останется всего 18 м скальных пород и что глубже всего коренные породы залегают не под центральной частью долины, а в 50 м к северу от нее. Работы на этом участке туннеля были связаны с трудностями из-за большого притока воды и значительного давления вышележащего несвязного моренного грунта.

При строительстве Вейсенштейнского туннеля (вблизи Гансбрунна в Швейцарии) в 1907 г. столкнулись с трудностями в связи с неправильным определением мощности аллювиальных отложений ручья Раус. На рис. 7.9 показан продольный разрез этого туннеля на участке 3,4—3,6 км. Здесь вместо предполагавшихся третичных песчаников и мергелей встретились аллювиальные илистые образования, а в кровле последующих 120 м туннеля залежали гравелистые плейстоценовые отложения, обусловившие большие притоки воды. В нескольких местах произошло обрушение кровли с образованием провальных воронок.

Непредвиденное глубокое выветривание пород также создает много затруднений. Выветрелые и ослабленные силурийские сланцы встретились на глубине 150 м при проходке автодорожного туннеля длиной 1,2 км под горой Биг-Уолкер в Виргинии. Из-за того, что толщина целика между двумя нитками туннеля шириной каждая 10,5 м была всего 8,4 м, устойчивость туннелей подверглась сомнению и пришлось изменить способ ведения горнопроходческих работ.

Туннелям, расположенным в склонах долин, угрожают релаксация естественных горизонтальных напряжений (разд. 2.6).

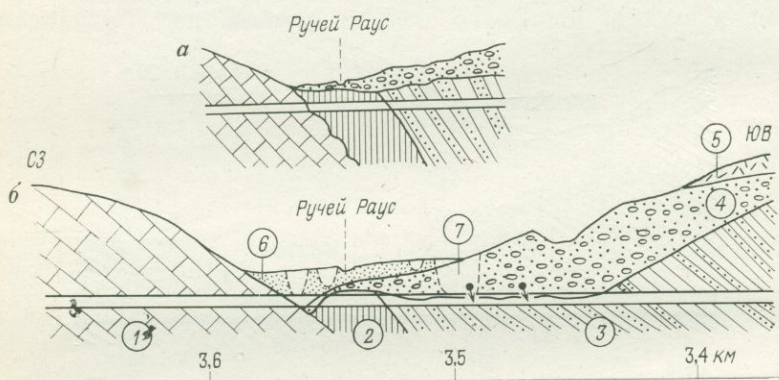


Рис. 7.9. Продольный разрез Вейсенштейнского туннеля в Швейцарии [101].

а — разрез, построенный по данным предварительных изысканий; *б* — действительный разрез; 1 — юрские известняки; 2 — третичные железистые песчаники; 3 — третичные песчаники и мергели; 4 — плейстоценовый гравий; 5 — склоновые обломочные отложения; 6 — аллювиальные глинистые отложения; 7 — воронки, образовавшиеся в результате обрушения кровли туннеля.

и оползневые подвижки. Показательным является случай с Унтерштейнским туннелем в долине реки Зальцах вблизи Зальцбурга (рис. 7.10, 7.11). Строительство туннеля было начато в 1874 г.; туннель должен был пересечь отрог горного кряжа, сложенного хлоритовыми сланцами. В связи с падением пород в глубь склона его устойчивость не вызывала сомнения, и ось туннеля проложили близко к поверхности земли. Последовательная проходка туннеля секциями длиной по 8 м продвигалась без осложнений до февраля 1875 г., когда передовым забоем достигли длины 164 м. На протяжении первых 64 м крепление туннеля было закончено, на последующих 15 м велись работы по обделке туннеля, а на участке в 25 м туннель еще разрабатывался на полное сечение. Для ускорения работ некоторые секции весной 1875 г. разрабатывались на длину 15 м, что привело к вывалам породы в кровле двух из них. Оказалось, что порода рассечена трещинами, перпендикулярными

сланцеватости, т. е. крутопадающими в сторону долины. Возникло сильное горное давление и обделка из доломитового и конгломератового камня на законченных участках туннеля была раздавлена и ее заменили гранитными блоками. Несмотря на это, 10 июня 1875 г. работы в туннеле пришлось прекратить, и едва рабочие вышли из него, произошло обрушение, вызванное развитием оползня на склоне. Автомагистраль оказалась блокированной, и ее перенесли на другой берег реки. В нарушенном склоне прошли разведочные штольни и измерили деформации. В результате этот туннель был оставлен и в 1877—1878 гг. прошли новый длиной 400 м, расположенный глубже в склоне долины.

Непредвиденное обнаружение слабых пород или тектонически ослабленных зон серьезно осложняет туннельные работы. Существование на глубине зон ослабления во многих случаях может быть установлено по внешним признакам (различным понижениям) на поверхности земли. При наличии седловины в рельефе возможность сокращения длины туннеля всегда привлекательна, но при этом не следует забывать, что вблизи седловины породы могут быть менее прочными. Например, в Словакии туннель, заложенный под седловиной, связанной с крупным разломом, пришлось проходить в водонасыщенных раздробленных и неустойчивых гнейсах.

Подземные выработки ограниченной длины следует располагать перпендикулярно основным поверхностям ослабления. Так можно ориентировать, например, вспомогательные камеры уравнительных резервуаров, подходные туннели подземных гидроэлектростанций и т. д. Чем шире и выше выработка, тем важнее по отношению к ней это требование, и оно всегда соблюдается при проектировании подземных ГЭС (разд. 7.9). Основные разрывные нарушения следует пересекать под прямым углом даже длинными туннелями, выполняя это требование путем изменения направления туннелей.

Влияние залегания стратифицированных пород при *проходке в них туннеля* показано на рис. 7.12. Наиболее благоприятным является случай, когда ось туннеля под прямым углом пересекает простирающие пласты, падающих по ходу выработки. Менее благоприятным является положение, когда пласты падают в сторону выработки (рис. 7.12, а). Проводить взрывные работы в этом случае легче, но имеется опасность вывалов блоков пород в забое; стенки выработки в этих случаях устойчивы. При пересечении антиклинальной складки вкрест протирания пластов выработка встречается с клиновидной структурой, что затрудняет ее проходку. Опасность обрушения породы увеличивается в связи с большой трещиноватостью последней (рис. 7.12, б). При проходке синклинальной складки следует

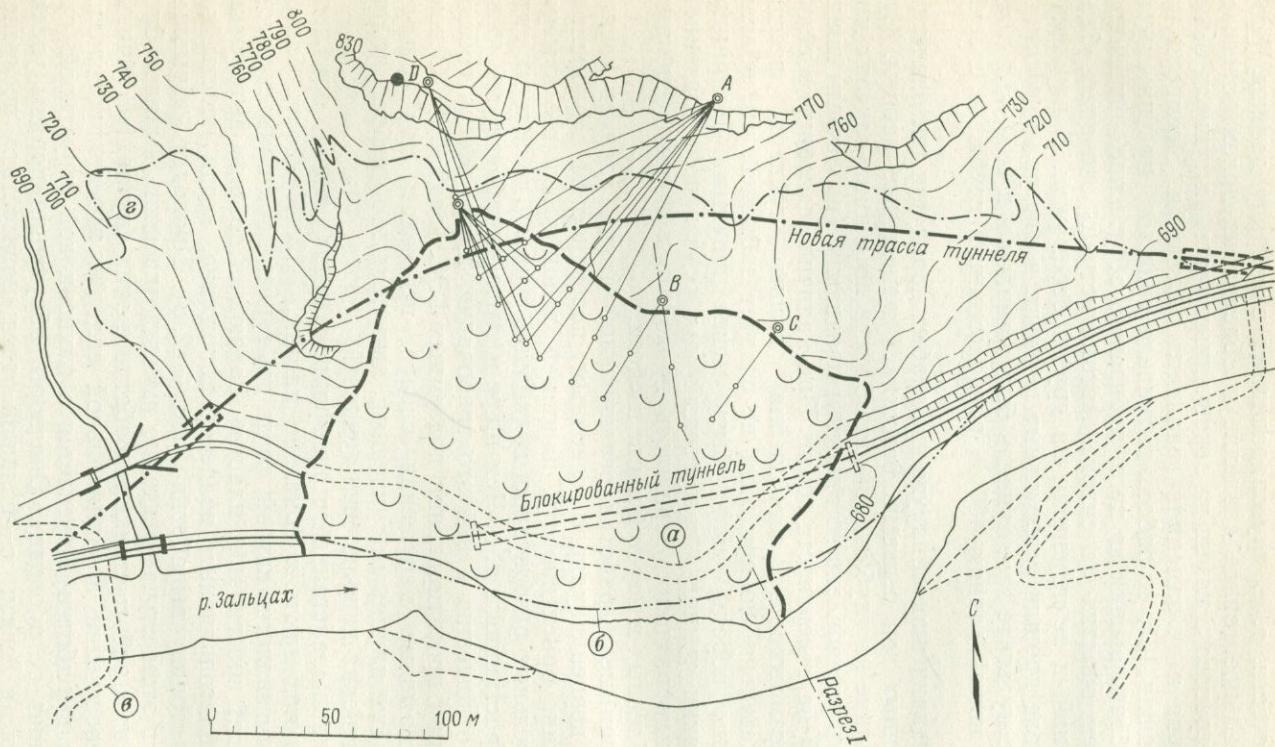


Рис. 7.10. Обрушение в Унтерштейнском туннеле, связанное с оползнем на склоне долины [223].

а — блокированная автострада; б — временный железнодорожный путь; в — перемещенная автострада; г — пешеходная тропа.

ожидать притока вод, в особенности если водопроницаемые породы чередуются с водонепроницаемыми.

Менее желательно проходить туннель параллельно напластованию, тем более если породы неоднородные (рис. 7.13, а). Ко-

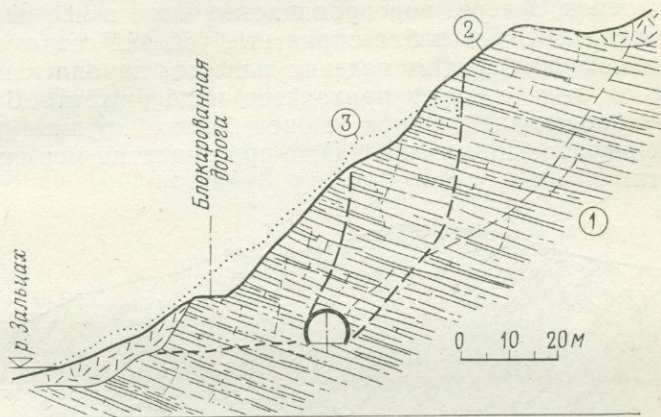


Рис. 7.11. Разрез оползневого склона над Унтерштейнским туннелем [223].

1 — хлоритовые сланцы; 2 — первоначальная поверхность склона; 3 — поверхность склона после оползня.

сое пересечение пластов может вызвать асимметричное давление на крепь и значительные переборы в сечении. Когда ось туннеля совпадает с осью антиклинали (рис. 7.13, в), важное зна-

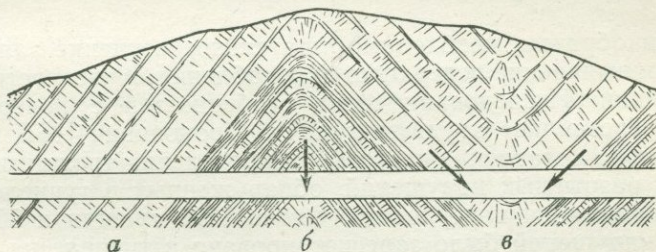


Рис. 7.12. Туннель, пройденный в складчатых породах вкрест простиранию.

а — падение пород в сторону выработки облегчает производство взрывных работ, но создает опасность вывалов; б — пересекая антиклиналь, туннель встречается с клиновидной структурой и трещиноватыми породами; в — при пересечении синклинали следует ожидать притока воды.

чение имеет местное падение пластов. При пологом падении горное давление уменьшается, так как кровля выработки принимает форму арки, но условия проходки затрудняются. В случае крутого падения пласты не находят поддержки в стенах

туннеля и кровля выработки испытывает полное давление от веса разуплотненной породы. Так же нежелательно расположение туннеля вдоль оси синклинали (рис. 7.13, б), поскольку в этом случае блоки породы стремятся соскользнуть в выработку с обеих стенок, а через водопроницаемые слои в нее постоянно поступает вода. Очень неблагоприятные условия создаются при вертикальном или крутом падении пластов, параллельных оси туннеля. В этих случаях приходится поддерживать большую толщину вышележащих пород и неизбежны крупные вывалы в кровле выработки (камины) даже при принятии мер предосторожности.

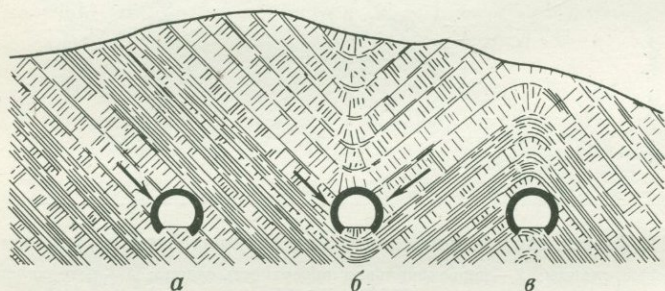


Рис. 7.13. Туннель, пройденный в складчатых породах по простираанию.

а — асимметричное распределение давления и большие переборы породы при проходке туннеля; *б* — проходка вдоль оси синклинали сопровождается вывалами блоков породы и притоком воды; *в* — при совпадении направления туннеля с осью антиклинали большое значение приобретает местное падение пластов.

Таким образом, необходимо тщательное изучение залегания пластов и выявление поверхностей ослабления, в частности крупных трещин. Исследование этих особенностей с поверхности земли представляет трудную задачу. Прокопович [161] провел детальное сопоставление частоты распределения трещин и более крупных разрывных нарушений, обнаруженных в туннеле и зартированных на поверхности. Около 1775 трещин и 565 разрывных нарушений было зарегистрировано в туннеле на протяжении 3,5 км и только 86 трещин и 96 нарушений нанесено на карту поверхности, хотя мощность диоритов над туннелем не превышала нескольких десятков метров. В связи с этим рекомендуется проводить расчистки на поверхности или небольшие взрывные работы для получения более полной информации о характере трещиноватости пород.

7.6. Механическое поведение пород и давление на обделку туннелей. При строительстве туннелей геолог встречается с важными вопросами, связанными с давлением пород на туннельную

крепь. Следует отметить, что статические расчеты, которыми должен владеть инженер-геолог, не позволяют предусмотреть обрушение кровли в случае, когда две поверхности ослабления, более или менее параллельные оси туннеля, пересекаются с субгоризонтальной поверхностью над сводом крупного туннеля. Такие случаи встречаются в изверженных и метаморфических породах с характерными для них системами трещиноватости. Поскольку все опасные поверхности нельзя выявить предварительными изысканиями, следует допускать возможность присутствия неблагоприятных сочетаний трещин на всем протяжении туннеля. Однако такой подход ведет к замедлению и удо-

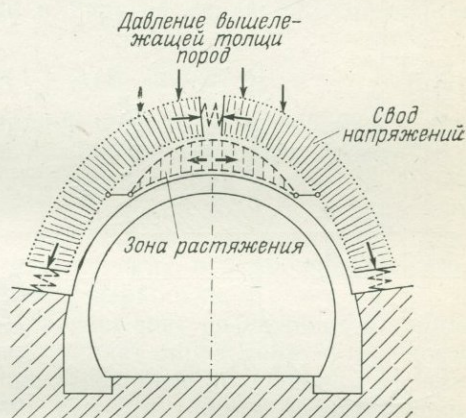


Рис. 7.14. Условная модель, показывающая развитие зоны растяжения под сводом напряжений, образовавшимся над выработкой.

рожанию туннельных работ. Поэтому идут на рассчитанный риск с использованием таких способов проходки и крепления выработки, которые позволяли бы заранее принимать меры предосторожности и не подвергать работающих опасности. Анкеровка породы и металлическое крепление являются надежными способами, но в критических случаях большую помощь могут оказать классические методы крепления. Инженеры-геологи должны статистически обработать данные замеров поверхностей ослабления и заранее указывать, на каких участках туннеля вероятность встретить такие поверхности наибольшая.

За исключением описанных выше аномальных случаев, предварительное представление о поведении пород вблизи туннеля может быть получено из анализа напряженно-деформированного состояния вокруг круглой выработки в упругой среде. Рассмотрим сначала условную модель, изображенную на рис. 7.14, которая построена на основании предположения, что в скальном массиве действуют только вертикальные силы. После проходки выработки вертикальные силы, вызванные весом вышележащей

толщи пород, распространяются до пят свода напряжений. Последний подходит вплотную к стенкам выработки и распространяется несколько выше ее кровли. Вследствие сжимаемости пород, которая на рис. 7.14 условно изображена пружинами, в кровле выработки возникает зона горизонтальных растягивающих напряжений. Рассмотрим описанное явление с позиций теории упругости. Допустим преобладание в массиве вертикальных сил. Естественные вертикальные напряжения на глубине $D = 200$ м (рис. 7.15) равны $p_z = 200 \times 2,5 = 500$ тс/м². После про-

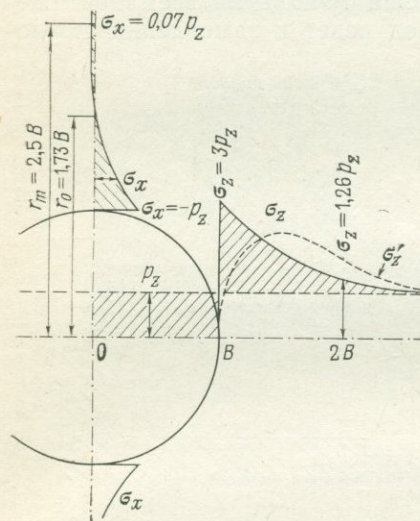


Рис. 7.15. Влияние разработки туннеля на перераспределение напряжений в породах при преобладающих вертикальных нагрузках и малых горизонтальных напряжениях.

Одинаково заштрихованные площади равновелики. Показано наивысшее (в рамках рисунка) положение кривой сжатия x .

ходки туннеля происходит концентрация напряжений в вертикальной плоскости стенок туннеля, которые могут быть примерно равны $3p_z$. Строя диаграмму σ_z , следует помнить, что площади обоих заштрихованных участков на рис. 7.15 равновелики. Отсюда следует [214]

$$\sigma_z = p_z (1 + B^2/2r^2 + 3B^4/2r^4),$$

где r — расстояние от центра, B — радиус выработки. На расстоянии $r = 2B$ значение $\sigma_z = 1,26p_z$.

Давление, нормальное вертикальной плоскости, определяется уравнением

$$\sigma_x = p_z (1 - 3B^2/r^2) B^2/2r^2,$$

из которого следует, что в кровле выработки ($r = B$) развиты растягивающие напряжения $\sigma_x = -p_z$, а на расстоянии $1,5B$ выше кровли ($r = 2,5B$) максимальные сжимающие напряжения $\sigma_x = 0,07p_z$.

Из сказанного можно сделать следующие выводы:

а. Свод напряжений, образующийся в породах, подходит вплотную к стенке туннеля.

б. Свод в кровле выработки распространяется на значительную высоту, и чтобы такой свод мог развиваться, мощность пород, залегающих над выработкой, должна быть достаточно большой. Это обстоятельство имеет серьезное значение при проектировании туннелей на малой глубине. В этих случаях напряженное состояние в кровле выработки существенно меняется и способствует развитию значительных деформаций сдвига.

в. Горизонтальные растягивающие напряжения в кровле выработки большие.

Осадка кровли выработки в упругой среде рассчитывается по уравнению [19]

$$\Delta B = 2p_z B (1 + \nu) (1 - 2\nu) / E.$$

Например, в туннеле шириной $2B = 10$ м в породах с $E = 30\,000$ кгс/см² и $\nu = 0,2$ при $p_z = 500$ тс/м² осадка кровли должна равняться 1,2 см, но фактически осадка может оказаться большей, так как в условиях растяжения модуль деформации массива имеет меньшую величину. Вдоль горизонтального диаметра при отсутствии сил, действующих в этом направлении, происходит некоторое расширение выработки.

Следует всегда принимать в расчет зону растяжения в кровле выработки, поскольку она представляет определенную опасность и с ней обычно связаны аварии, вызванные обрушением кровли. Исходя из этого, при проходке туннеля даже в прочных породах целесообразно ставить временное крепление. Чем шире выработка, тем больше зона растягивающих напряжений. В туннеле шириной 25 м высота такой зоны может быть порядка 9 м и временное крепление может не выдержать ее. Даже при эллиптической форме выработки в ее кровле возникает небольшая зона растяжения.

Особое внимание необходимо обращать на присутствие в скальном массиве внутренних сжимающих напряжений (разд. 2.6). При горизонтальном сжатии растяжение в кровле выработки уменьшается; это можно увидеть на рис. 7.15, если повернуть его на 90°. Когда величина внутренних горизонтальных напряжений составляет около $1/3$ значения вертикальных напряжений, зоны растяжения в кровле выработки не образуются.

В природных условиях в породе всегда присутствуют некоторые горизонтальные напряжения, хотя обычно они меньше, чем указывалось выше. Вблизи склонов долины, в изгибах реки или по краям депрессий эти напряжения настолько малы, что опасность обвала кровли выработки всегда большая. Такие обрушения достигают по высоте десятков метров и иногда доходят

до поверхности земли (рис. 7.16), если этому способствуют вертикальные трещины, в том числе трещины разгрузки, образовавшиеся в процессе эрозионного углубления долины.

Рассмотрим напряженное состояние в стенках туннеля. При равных значениях p_x и p_z $\sigma_z = 2p_z$ (рис. 7.15). Таким образом, на глубине 200 м на поверхности стенки туннеля $\sigma_z = 100$ кгс/см² и $\sigma_x = 0$. Величина $\sigma_z = 100$ кгс/см² очень большая по сравнению с напряжением пластического течения (принимается как предел, выше которого быстро развиваются пластические деформации). Например, значение $\tau_y = 52 + \sigma \operatorname{tg} 53^\circ$ (тс/м²) было найдено для

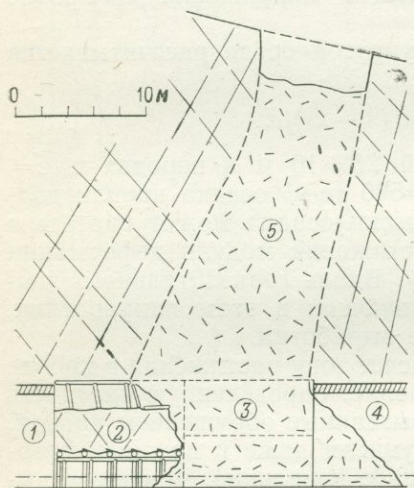


Рис. 7.16. Вывал в двухпутном туннеле, пройденном в биотитовых ортогнейсах, вблизи склона долины.

1, 4 — законченные участки туннеля; 2 — вскрытый участок; 3 — участок в процессе разработки; 5 — камень, заполненный обломками пород.

тонкосланцеватых гнейсов с плоскостями отслаивания, нормальными оси туннеля. Если это так, то по кругу Мора при $\sigma_1 = 100$ тс/м² $\sigma_3 = 80$ тс/м² с коэффициентом запаса, равным единице. Следовательно, обделка прочностью $\sigma_3 = 80$ тс/м² способствует сопротивлению породы в пределах, необходимых для сохранения массива в псевдоупругом состоянии. Такое давление часто называют «истинным давлением породы» или «давлением смещения», так как смещения обеспечивают развитие рассматриваемого напряженного состояния. Требуемая прочность обделки в 80 тс/м² велика; вполне разумной величиной может быть, например, 20 тс/м², что соответствует толщине обделки около $1/8$ ширины туннеля.

Чтобы уменьшить такое давление, можно допустить большее деформирование породы, но это сопряжено со значительными деформациями пластического характера. При современных методах туннелестроения встает вопрос о величине допустимых

пластических деформаций. С увеличением последних горное давление в пятах свода напряжения уменьшается, но свод больше смещается в породу (кривая σ_z на рис. 7.15), что связано с определенными последствиями.

Вокруг туннеля образуются три зоны: зона разуплотненных пород с частично сниженными напряжениями вблизи контура выработки, зона повышенных напряжений и зона с относительно неизменным напряженным состоянием. Чтобы не допустить дальнейшего развития пластических деформаций, крепление туннеля должно оказывать соответствующее сопротивление, быть достаточно гибким, чтобы приспособиться к неравномерно распределенному горному давлению, и образовывать вместе с разуплотненной породой единый статический элемент, способный противостоять давлению.

Уменьшению горного давления при возрастании деформации пород иногда придается преувеличенное значение, что обуславливает некоторые противоречия.

а. Разуплотнение пород с большим содержанием глин ведет к потере их прочности; следовательно, в таких породах горное давление будет увеличиваться, а не уменьшаться.

б. Развитие свода напряжений в глубь массива может оказаться опасным, так как при этом увеличивается его ширина и соответственно уменьшается прочность заключенных в нем пород; кроме того, увеличивается объем зоны растяжения в кровле выработки. В связи с этим горное давление на крепь растет до величины «давления, вызванного разуплотнением». Поэтому верна старая поговорка, возникающая при строительстве туннелей в флишевом районе: «Если позволить стенкам деформироваться, то скоро возникнет большое давление в кровле». Схематическая диаграмма давления на контакте порода—крепь приведена на рис. 7.17. Нисходящая кривая выражает истинное горное давление, а восходящая — соответствует давлению, связанному с разуплотнением породы. Как видно на рисунке, оптимальное состояние достигается при горизонтальных смещениях стенок выработки порядка 10 мм и вертикальных смещениях кровли около 30 мм. В этом случае получают почти минимальное вертикальное давление в кровле при таком же горизонтальном давлении в стенках. Следовательно, крепление испытывает достаточно однородную нагрузку. Достижение такого состояния является целью современного туннелестроения. Инженеру-геологу следует разбираться в описанных выше обстоятельствах и следить за состоянием пород в стенках туннельной выработки. Разуплотнение пород в зоне разгрузки часто остается незамеченным из-за медленного развития процесса.

Существенно сказывается также продольный арочный эффект в породе над выработкой в проходке на участке между забоем

и краем законченного крепления. Арочный эффект в направлении, параллельном оси туннеля, значительно улучшает статические условия находящегося в работе участка, но при этом большие нагрузки передаются в обратном направлении на крепь или обделку и в поступательном — на забой выработки. В связи с этим в современном туннелестроении возникает несколько существенных сложных вопросов: 1) Каким способом можно увеличить устойчивость временного крепления или конечного участка обделки? 2) На какое расстояние крепление может отста-

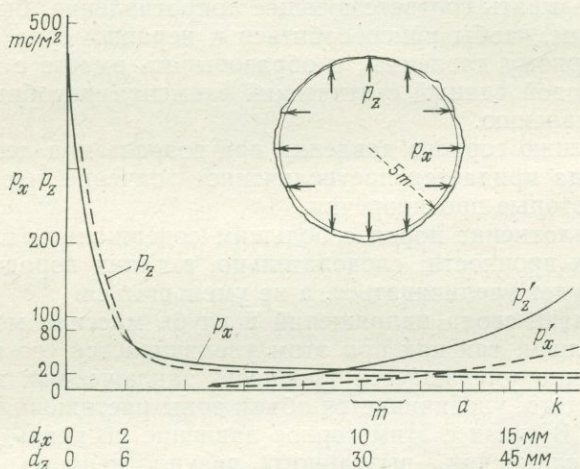


Рис. 7.17. Изгиб крепи d (мм) в горизонтальном и вертикальном направлениях, ведущий к уменьшению истинного горного давления p и к увеличению давления, вызванного разуплотнением p' .

Минимальное давление, наблюдаемое при изгибе, обозначается состоянием m . Металлические рамы применяются в состоянии a , старый классический способ в туннелестроении соответствует состоянию k . Диаметр выработки около 10 м, модуль деформации породы 30 000 кгс/см^2 , глубина туннеля 200 м.

вать от забоя выработки? 3) Какие деформации породы в забое допустимы и как можно предотвратить их развитие?

Ясно, что статические расчеты не могут дать полного ответа на эти вопросы. Поэтому большое значение придается *натурным измерениям*, хотя основанные на них расчеты смогут быть закончены только после того, как часть туннеля будет пройдена. Одной из главных задач таких наблюдений является установление мощности зоны разуплотнения пород и глубины распространения в породе свода напряжений в конкретных условиях ведения горнопроходческих работ. Применяются прямые и косвенные способы измерений, методика которых продолжает развиваться. К прямым методам относится определение смещений

точек наблюдений, фиксированных в скважинах (скважинные экстензометры). Эти точки закрепляют на разной глубине в скважине и связывают с ее устьем с помощью проволоки. По резкому увеличению перемещения двух точек определяют границы сместившегося блока породы (рис. 7.18). Такие скважины бурят большей частью из туннеля, но в некоторых случаях их проходят из передового штрека для получения данных сразу после разработки туннеля на полный профиль. При неглубоком заложении туннелей, например метрополитена, скважины можно бурить с поверхности земли. Смещения точек в скважинах в про-

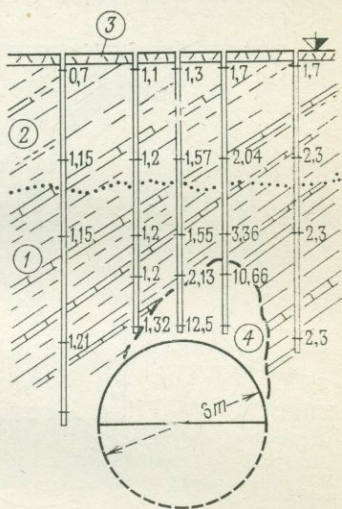


Рис. 7.18. Величины смещений (мм) точек наблюдений в силурийских глинистых сланцах над туннелем метрополитена.

Крепление металлическое, арочное, с торкретом. 1 — слабовыветрелые породы; 2 — сильновыветрелые породы; 3 — насыпной грунт; 4 — разуплотненная часть пород.

цессе проходки под ними туннеля (рис. 7.18) представляют большой интерес. Данные, представленные на рис. 7.18, получены по наблюдениям в силурийских глинистых сланцах при проходке в них подземного туннеля в Праге. Первые заметные перемещения точек наблюдений около 0,5 мм произошли при приближении к ним забоя выработки на 5 м.

К косвенным методам наблюдений относятся *сейсморазведочные исследования*, основанные на том, что с увеличением давления в массиве пород увеличиваются их модуль деформации и скорость распространения в нем упругих волн. На рис. 7.19 приведены результаты наблюдений за скоростью упругих волн вокруг туннеля по замерам между двумя скважинами на расстоянии двух метров в направлении оси выработки. Волны были возбуждены взрывом. По скоростям упругих волн отчетливо выделяется зона повышенных напряжений вокруг туннеля (рис. 7.19). Результаты наблюдений, показанные на рис. 7.18

и 7.19, не совпадают, так как высота зоны разуплотнения, очевидно, меняется по длине туннеля; тем не менее оба метода установили развитие свода напряжений.

Детальные измерения при проходке передового штрека на полное сечение туннеля дают представление о формировании вокруг него свода измененных напряжений и зоны разуплотненных пород. Этот процесс не продолжается непрерывно, а возникает после каждого взрыва на забое, если даже взрыв производился с замедлением. Сложность механизма развития горного давления потребовала разработки ряда *приближенных методов* оценки этого явления. Они касаются давления разуплотнения и

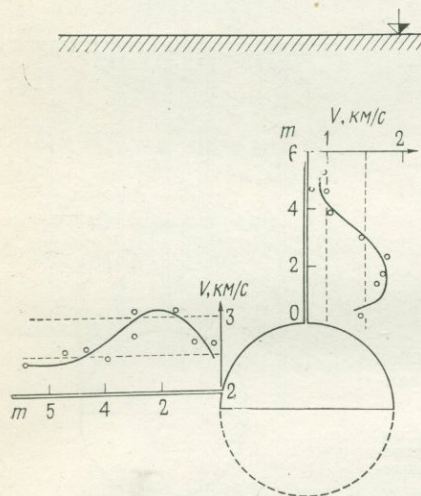


Рис. 7.19. Скорости упругих волн, измеренные над горной выработкой, показанной на рис. 7.18.

основных способов определения мощности зон разуплотнения в кровле туннеля и в пятах свода, базирующихся на данных практического опыта. Еще в 1906—1907 гг. М. М. Протоdjяконов предложил схему определения объема пород, находящихся в состоянии готовности к обрушению (рис. 7.20); согласно этой схеме, высота зоны разуплотненных пород, давящей на обделку или крепь, равна $h_1 = b/f$, а клинья пород, образующиеся в пятах свода напряжения, создают боковое давление. По значению f Протоdjяконов разделил все породы на 10 групп (см. [35]). Базальты и кварциты отнесены к категории самых крепких пород с $f=20$, твердые граниты имеют $f=15$, для твердых песчаников $f=6-8$, а для плотных глин $f=1$. Некоторые эмпирические данные, касающиеся высоты зоны разуплотнения, были предложены Терцаги [208]. Так, например, в плотных слоистых породах, не содержащих глины, образуется зона разуплотнения, мощность которой равна $1/4$ ширины туннеля (рис. 7.21).

Немалое значение имеет опыт с относительно твердыми породами различной хрупкости. Например, плиты известняка прижаты одна к другой и поэтому вывалы в них происходят редко, а неровности в твердых гранитных блоках подвержены хрупкому разрушению и вывалы блоков происходят в короткое время и в больших масштабах. Так как свод измененных напряжений над туннелем образуется за счет сжатия и сдвига, в породах возникают объемные изменения, обусловленные деформациями сдвига (подразд. 2.4.4 и 2.4.5). Если для породы характерно

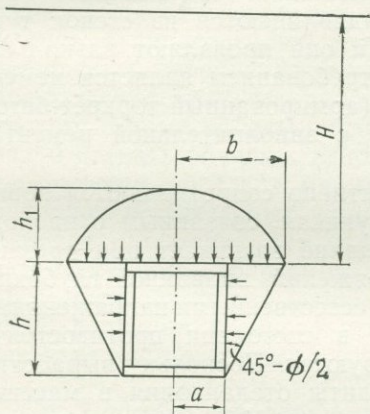


Рис. 7.20. Определение свода разуплотненных пород, давящих на крепь в туннеле (по Протодьяконову).

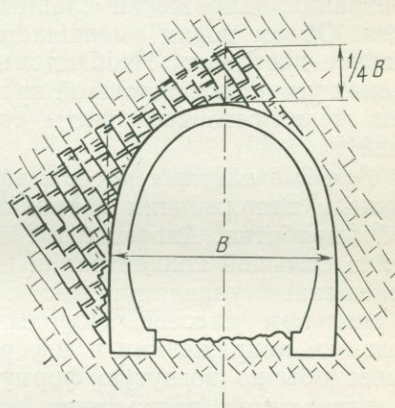


Рис. 7.21. Разуплотнение пород над туннелем, пройденным по простиранию косослоистой толщи [208].

дилатантное поведение, сжатие в своде увеличивается. Это явление может быть схематически выражено сводом, состоящим из каменной кладки округлой формы, распертой клиньями. Обратное явление, связанное с контрактантным поведением породы, условно представляется извлечением клиньев из кладки свода, в результате чего мощная толща пород смещается к туннельной выработке. В разуплотненных породах сводообразования не происходит и давление на обделку туннеля достигает величины, равной весу вышележащих пород. Только после значительного сужения выработки, примерно на несколько дециметров, может развиваться арочный эффект. Неспособность разуплотненной породы перекрывать любое отверстие можно наблюдать между отдельными элементами крепления, например между металлическими рамами. В таких случаях требуется сплошное крепление.

Вязко-пластические деформации пород вызывают смещения на значительном расстоянии от туннеля. Вести подземные

угольные разработки в таких условиях называется работать на критической глубине. Подобное состояние пород можно встретить на глубине 50—100 м в твердых аргиллитах и на нескольких сотнях метров ниже поверхности земли в слабых сланцах Флишевого пояса. В прочных породах, таких, как каменноугольные песчаники и шиферные сланцы, критическая глубина равна нескольким тысячам метров. При критической глубине около 1000 м в подземных разработках битуминозных углей возникает другое явление, называемое псевдоконтрактантным поведением, связанное с флишевой природой отложений. Под влиянием концентрации напряжений сланцы выдавливаются из стенок туннеля. Объем пород уменьшается, и они проявляют вязко-пластичное поведение. Необходимым требованием является немедленная установка сплошной крепи (армированный торкрет-бетон или железобетонные плиты сразу с заполнительной цементацией).

Твердые плотные породы эффективно сопротивляются повышенным напряжениям в стенках туннеля, связанным с проходкой выработки. Анормальное состояние возникает при чрезвычайно большой концентрации напряжений, вызванной глубоким заложением туннеля или высокими естественными напряжениями в скальном массиве. Породы не в состоянии противостоят большим напряжениям и деформируются. Поскольку выработка имеет обычно вогнутую форму, плиты отслаивания в массиве вытягиваются в направлении оси туннеля. Часто возникают *горные удары*, сопровождаемые звуками выстрела (так называемые Bergschlag в альпийских туннелях). Горные удары происходили в Симплонском туннеле после открытия железнодорожного движения; они приводили к выпиранию пути, искривлению рельсов и крушениям поездов. В рудниках горные удары достигают иногда такой силы, что ударная волна распространяется на большое расстояние вокруг. В этих случаях необходима быстрая установка крепления. В рудниках принимаются и другие меры предосторожности, например ослабление напряжений в породах посредством бурения скважин или нагнетания воды.

При проходке туннеля в *несвязных грунтах* необходимо обращать внимание на сохранение их начальной плотности, особенно если проходка ведется в песках. Песок может высыпаться через швы в плитах обделки, при этом вокруг выработки образуются пустоты, происходит общее ослабление грунта и разрушаются слабые связи в песке. Обрушение естественного свода над выработкой происходит столь внезапно, что работающие не успевают уйти. В связи с этим необходимо как можно скорее цементировать пространство между временной крепью и поверхностью грунта или покрывать поверхность грунта торкрет-бетоном и т. д.

В водонасыщенных песках давление на крепь увеличивается за счет *фильтрационных сил*. Проходка туннеля в этом случае очень затрудняется и требуется применение специальных мер (щитовая проходка с сжатым воздухом, замораживание грунта, цементация или понижение уровня подземных вод). Если туннель сам служит дренажем, необходимо бурить глубокие дренажные скважины, с тем чтобы снять фильтрационные силы.

Пучение происходит в породах с большим содержанием глины, включая переуплотненные глины. Такие породы вокруг туннеля после его проходки адсорбируют воду из окружающей среды, и стенки выработки временно становятся устойчивыми за счет отрицательного порового давления. При отсутствии крепления в течение короткого времени в стенках выработки происходит отслаивание породы, а в кровле образуются вывалы. Поэтому горные работы следует вести так, чтобы сразу за проходкой ставить обделку. Давление на последнюю увеличивается из-за пучения породы и примерно через год достигает величины начальных естественных напряжений. Оставление зазора между обделкой и породой для ослабления давления пучения может только ухудшить положение. Разгруженные породы вокруг выработки неравномерно ослабляются, оказывая на обделку давление, величина которого становится равной начальным естественным напряжениям.

7.7. Способы проходки туннелей. Необходимость подхода к вопросам туннелестроения с позиций механики горных пород рассмотрена выше. Некоторые современные способы туннелестроения отражают это требование, стремясь обеспечить состояние, обозначенное *m* на рис. 7.17. Это достигается уменьшением длины незакрепленного участка туннеля между забоем и краем законченного крепления. Важные несущие элементы, например анкеры, ставятся вслед за проходкой. В слабых породах крепление состоит из металлических рам, усиленных слоем торкрет-бетона, в некоторых случаях с металлической сеткой. В непрочных породах забой уступа выработки сразу после вскрытия покрывается торкрет-бетоном, который может значительно сократить толщину обделки, иногда в два раза по сравнению с классическими способами в туннелестроении (состояние, обозначенное *k* на рис. 7.17). Экономия достигается не только за счет уменьшения толщины обделки. Большое значение имеет увеличение скорости проходки туннеля, но это требование обеспечивается не всеми современными способами ведения работ. Мало разработана проходка сплошным забоем с креплением металлическими рамами (состояние напряженности в положении *a* на рис. 7.17) совместно с установкой обделки на значительном расстоянии от забоя; такой способ обеспечивает

наибольшие скорости проходки. Этот метод многие инженеры применяют особенно при проходке длинных туннелей. Статические зависимости, приведенные на рис. 7.17, показывают, что при этом способе ведения работ необходимы тщательная заделка пространства между металлическими рамами и породой, анкеровка и т. д. Способ туннелестроения, соответствующий состоянию m (рис. 7.17), лучше подходит для густонаселенных территорий.

Однако в тех случаях, когда туннель в твердых породах пересекает короткий участок с породами, находящимися в вязкопластичном состоянии, необходимо использовать *классические методы*. Целесообразность применения этих методов должна тщательно оцениваться, особенно если работы ведутся с помощью тяжелого бурового и откачного оборудования, так как всякий переход к классическим методам связан со значительными затратами средств и потерей времени.

Вопросы инженерно-геологической классификации пород рассматривались в разделе 2.8. Нет сомнения, что такое общее разделение пород на группы мало удовлетворяет нуждам туннелестроения; необходима специализированная классификация, которая должна учитывать еще два фактора: разработку породы и временное крепление. Поскольку твердые породы обычно оказывают на крепь небольшое давление, необходимости в детальном подразделении их нет. При строительстве железнодорожных туннелей в Чехословакии сочли полезным разделить породы по способу их проходки на три категории. К первой категории относятся породы, проходка которых может вестись без крепления или с очень легким креплением для предотвращения выпадения отдельных небольших глыб породы. Длина необделанной части выработки не лимитируется, и допускается проходка сплошным забоем. Ко второй категории отнесены менее прочные породы, требующие усиленного крепления и прочной обделки, небольшой длины незакрепленного участка выработки, многоступенчатой разработки забоя и т. д. К третьей категории отнесены слабые и водонасыщенные породы, требующие специальных методов проходки (щитовая проходка, многоступенчатая с забивной крепью).

Толщина обделки обычно задавалась не применительно к категории пород, а в зависимости от данных, полученных во время проходки передового забоя или результатов оценки пород в процессе инженерно-геологических изысканий.

В настоящее время имеются классификации, позволяющие судить о трудностях горнопроходческих работ и способствующие определению толщины обделки. Широко используется классификация Терцаги [208], видоизмененная несколькими авторами, согласно которой породы подразделяются на 1) твердые, плотные;

2) плотные, слоистые и сланцеватые; 3) массивные, лишь умеренно трещиноватые, обладающие сцепленной структурой; 4) твердые, но трещиноватые, обладающие сцепленной структурой, малопрочные; 5) сильно трещиноватые, с выраженной отдельностью, непрочные; 6) раздробленные породы, несвязные пески; 7) вязко-пластичные на умеренной глубине; 8) вязко-пластичные на большой глубине; 9) набухающие.

Современные методы статических расчетов требуют количественной характеристики свойств пород (гл. 2), но в практике туннелестроения полезен и более простой подход, основанный на разделении пород по категориям. Инженеры-геологи могут оказать действенную помощь инженерам-строителям, указав им на характерные обнажения пород и сопоставив предполагаемые свойства пород в проектируемом туннеле с теми, которые были встречены в ранее построенных подземных сооружениях.

Инженер-геолог должен также дать оценку допустимого количества используемых взрывчатых веществ (ВВ), которое зависит не только от породы, но и от способа ведения работ. Рассмотрим два случая. Классический способ проходки предусматривает бурение скважин пневматическими молотками, расположенными так, чтобы получить наибольший эффект при минимальной величине заряда. Расход ВВ составляет на 1 м³ породы около 0,5 кг и 0,8 кг — для очень крепкой породы. Современные способы проходки сплошным забоем с использованием глубоких скважин, расположенных по стандартной сетке, требуют 2 кг ВВ на 1 м³ породы. Другой способ проходки учитывает *переборы*, которые часто происходят в слоистых крепких породах, требующих для разработки повышенного количества ВВ. Во избежание переборов современная техника взрывных работ применяет густое расположение скважин, крайний ряд холостых скважин и частое, но замедленное последовательное взрывание зарядов (так называемое миллисекундное взрывание), полезное и с точки зрения устойчивости стенок туннеля. Пример перебора при проходке в напряженных трещиноватых гранитах в восточной Чехии приведен на рис. 7.22.

Крупные переборы подлежат обязательной заделке во избежание ослабления породы; это связано со значительным увеличением стоимости работ, и поэтому вероятность переборов должна выявляться в процессе предварительных изысканий. Следует заметить, что переборы зависят не только от геологических условий, но и от практического опыта проходчиков. Наиболее нежелательны большие переборы в напорных туннелях, так как в этом случае обязательна плотная их заделка бетоном.

В состав геологических работ входит тщательное картирование кровли и стенок строящегося туннеля в масштабе 1:200. Важность такого детального картирования особенно проявляется

через много лет, когда возникает необходимость в ремонтно-восстановительных работах и надо определить их объем, а причины опасного состояния пород непосредственно установить нельзя. При современных способах проходки туннелей, когда остается мало времени на осмотр забоя, необходимы постоянное присутствие геолога в выработке и применение фотограмметрических методов документации.

7.8. Температура горных пород и вентиляция. Система вентиляции и необходимое для этого оборудование должны определяться по материалам предварительных исследований, при которых выявляются температура пород и возможность газопроявлений, особенно для туннелей глубокого заложения. Как из-

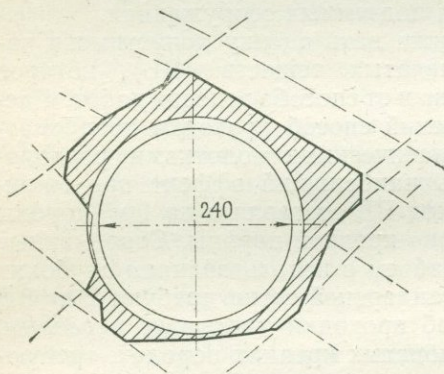


Рис. 7.22. Переборы в галерее, пройденной в напряженных трещиноватых гранитах.

вестно, температура породы увеличивается примерно на 1,8—3°С на каждые 100 м глубины, т. е. температурный градиент равен 30—33 м. В равнинных районах геоизотермы располагаются более или менее параллельно земной поверхности. Гео-термический градиент уменьшается под долинами и увеличивается под горами, а на глубине выравнивается.

Были замерены температуры в некоторых туннелях; данные сведены в табл. 7.2. Сравнивая наиболее высокие температуры, можно видеть, что глубина не всегда является решающим фактором. В этом отношении показательна разница в температурах в Готардском и Симплонском туннелях. Температура зависит также и от угла падения пластов, так как теплопроводность выше по напластованию. Таким образом, в горных хребтах, сложенных крутопадающими толщами, температура ниже, чем при горизонтальном залегании. Готардский туннель проходит в крутопадающих породах, а над Симплонским туннелем породы залегают преимущественно параллельно рельефу земли.

Другим важным фактором являются воды. Движение холод-

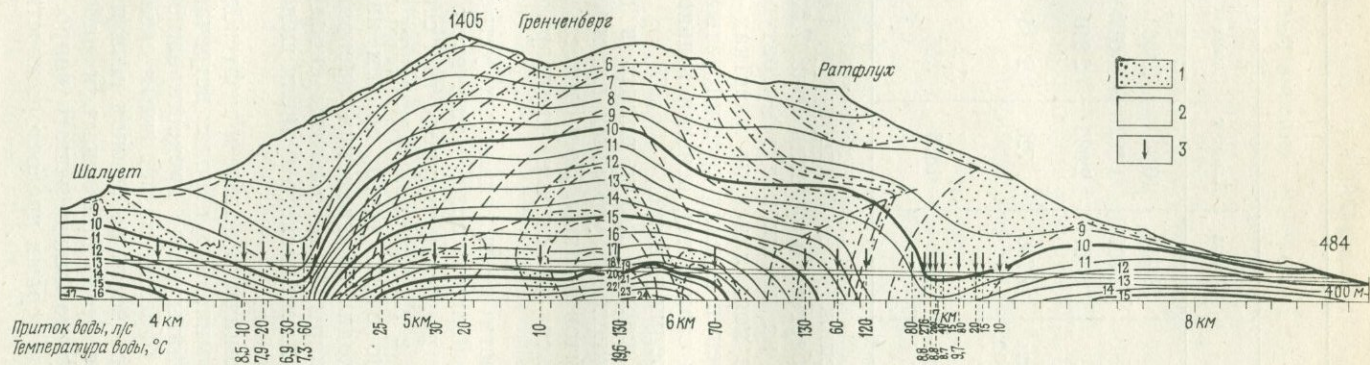


Рис. 7.23. Геотермические градиенты на одном из участков Гренченбергского туннеля, где температура была снижена притоком холодной воды [23].

1 — водопроницаемые породы; 2 — водонепроницаемые породы; 3 — сосредоточенные притоки вод.

Таблица 7.2

Туннели	Готард	Альберг	Симплон	Лёчберг
Длина туннеля, м	19 944	10 240	19 803	14 563
Отметка портала, м	1 109	1 302	687	1 200
Отметка поверхности водораздела, м	2 861	2 030	2 840	2 917
Максимальная мощность перекрывающих пород, м	1 706	720	2 135	1 673
Наиболее высокая температура, °С	30,8	18,5	56	34

ных вод через породу снижает ее температуру. Геотермический профиль вдоль Гренченбергского туннеля (рис. 7.23) показывает влияние холодных вод на понижение температуры в нем; холодные воды в туннеле появлялись на участках 4,2—4,5 км и 6,7—7,2 км при пересечении юрских трещиноватых известняков. Температурные условия становятся ясными только после изучения геологического строения района.

На температурные условия могут влиять и геохимические процессы, такие, как окисление угольных пластов, разложение пирита, переход ангидритов в гипсы. Возможность таких явлений должна прогнозироваться на стадии предварительных изысканий.

В расчетах мощности вентиляционных устройств следует учитывать опасность *выделения газа*. Чаще всего наблюдается выделение метана, реже двуокиси углерода или сернистого газа. При проходке туннелей в Карпатском флишевом поясе выделение метана происходило очень часто, причем иногда в таких количествах, что приходилось временно прекращать работы. Мощные взрывы и пожары были вызваны скоплением метана при проходке Большого Апеннинского туннеля железнодорожной линии Болонья—Флоренция.

В угленосных отложениях, а также в нефтеносных районах, в залежах соли и в битуминозных породах встречается *гремучий газ*. Должны быть приняты меры предосторожности во время обнаружения газа при бурении разведочных скважин; следует зарегистрировать интенсивность выделения газа и взять пробы. В таких случаях лучше всего привлекать к работе экспертов по горному делу и с их помощью решать вопросы, связанные с вентиляцией и другими мерами предосторожности при подземных работах.

7.9. Гидротехнические туннели. Геологическое строение является определяющим фактором при составлении первоначальной общей схемы гидроузла. Вопрос заключается не только в расположении сооружения на соответствующих породах, но и в выборе наиболее подходящего типа сооружения. В сооружении гидроузла, показанного на рис. 7.24, входит длинный дорогостоящий *напорный туннель*; подводящий туннель расположен ниже минимального уровня сработки. Таким образом, при наполненном водохранилище напор воды равен нескольким десяткам метров (иногда более 50) у портала туннеля. Обделка туннеля не только сдерживает давление породы, но и сама, будучи

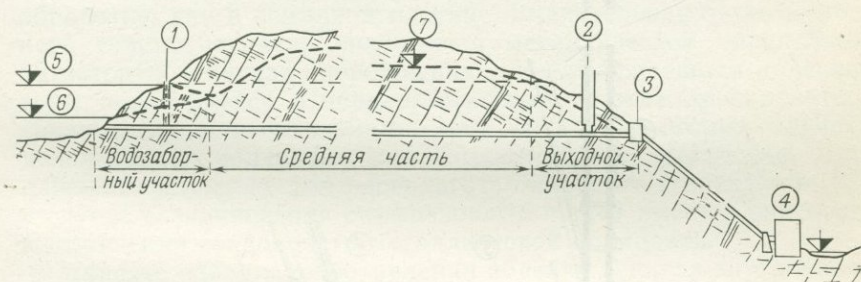


Рис. 7.24. Схематический продольный разрез напорного туннеля.

1 — шахта затворов; 2 — уравнивательный резервуар; 3 — быстродействующие затворы; 4 — здание электростанции; 5 — нормальный подпорный уровень; 6 — минимальный уровень; 7 — уровень грунтовых вод.

напряжена внутренним давлением воды, частично передает его на породу. Отсюда следует, что при проектировании обделки необходимо обращать внимание на ее взаимодействие с породой, т. е. не только на горное давление, но и на способность породы противостоять внутреннему гидростатическому давлению. Эффект обделки может быть снижен при наличии высоконапорных подземных вод в породах вокруг туннеля. Все это говорит о том, что гидрогеологические условия имеют очень большое значение при проектировании туннелей.

При подземном расположении гидростанции с *длинным отводящим туннелем* в состав гидроузла входят два ответственных сооружения — машинный зал и отводящий туннель (рис. 7.25). При благоприятных геологических условиях в месте расположения машинного зала и при отсутствии подземных вод подземному типу электростанции можно отдать предпочтение. Обделка отводящего туннеля, если она требуется, ограничивается кровлей выработки, что дает значительную экономию по сравнению с дорогостоящим напорным туннелем. Рассмотрим опасности, связанные с такими сооружениями. Фильтрация воды из туннеля,

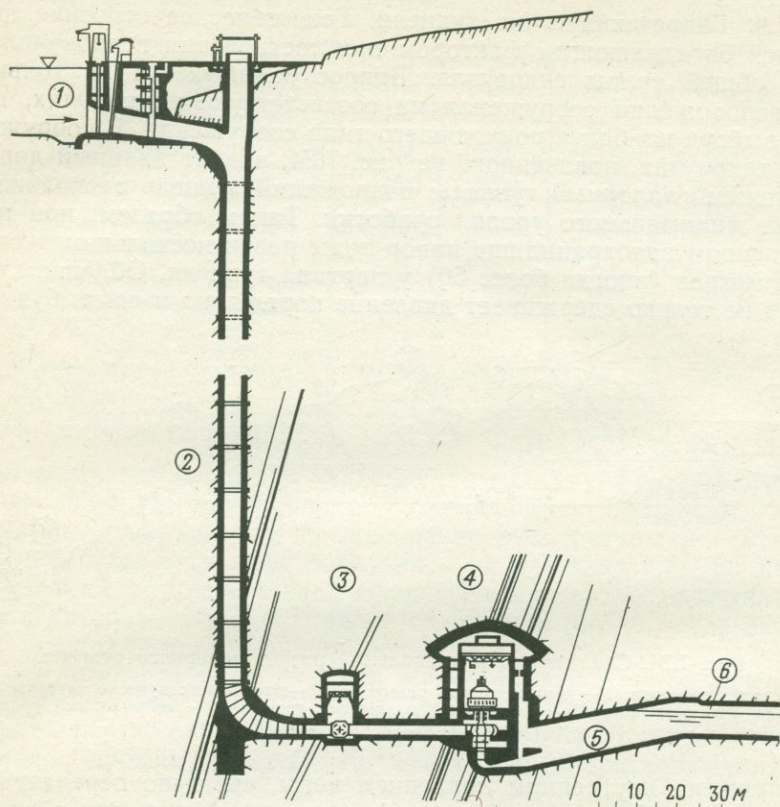


Рис. 7.25. Схематический продольный разрез участка подземного расположения гидроэлектростанции и отводящего туннеля [249].

1 — водозабор; 2 — шахта напорного водовода; 3 — камера затворов; 4 — машинный зал; 5 — успокоительный бассейн; 6 — отводящий туннель.

даже незначительная, при высоких напорах имеет большое значение, так как ведет к снижению выработки электроэнергии. Возможны и другие осложнения. Водозаборный участок туннеля находится под напором водохранилища, и возможность фильтрации воды из наполненного туннеля отсутствует. Но в опорожненном туннеле обделка должна сопротивляться не только горному давлению, но и полному внешнему напору воды. Водозаборный портал следует располагать с учетом уменьшения устойчивости склона при сработках уровней водохранилища и возможности возникновения оползневых подвижек. Таким образом, размещение водозабора напорного туннеля требует значительно большего внимания, чем размещение порталов других туннелей.

Фильтрация воды из средней части напорного туннеля может происходить только в том случае, если уровень подземных вод ниже напора воды в туннеле. При этом утечка воды будет происходить в направлении выходного отверстия туннеля, поэтому в конце среднего участка туннеля, на стыке с металлической облицовкой выходной части, делается кольцо из цементационных скважин. Продольные дрены, отводящие воду во время устройства бетонной обделки, также подлежат заделке бетоном.

Уровень подземных вод на выходном участке туннеля всегда ниже напора воды в туннеле, и вода, просачивающаяся из него, может угрожать устойчивости склона и выходного портала. Поэтому породы на выходном участке туннеля подлежат такой же обработке, как в земляной плотине. Значительная часть выходного участка туннеля снабжается металлической облицовкой, на которую в случае опорожнения туннеля передается давление воды, находящейся в породе. Эта вода должна дренироваться скважинами или штольнями, для чего в некоторых случаях используются подходные или изыскательские выработки. Дренажную систему нельзя располагать близко от туннеля, так как в случае возникновения суффозионных пустот имеется опасность в отношении сохранности металлической облицовки.

Участие пород в сопротивлении обделки туннеля внутреннему гидростатическому давлению тем эффективнее, чем больше модуль деформации пород. В составленных в СССР нормативных указаниях по проектированию напорных гидротехнических туннелей предусматривается «коэффициент отпора породы» k , представляющий собой отношение величины внутреннего гидростатического давления p (кгс/см²) к приращению радиуса туннеля u (см). Для упругой среды решение следующее:

$$k = p/u = E\nu/b(1 + \nu),$$

где b — радиус. Ошибка в определении значения ν оказывает небольшое влияние на результаты, однако требуется более точное определение модуля деформации E породы. Для напорных туннелей диаметром больше 3 м с напором вод в несколько десятков метров благоприятные условия представляют породы с E больше 50 000 кгс/см². Разумеется требования к качеству породы растут с увеличением диаметра туннеля и напора в нем. Тем не менее малопрочные породы также не следует исключать из рассмотрения при проектировании, если проложение в них туннеля по другим показателям предпочтительно.

Для определения величины E необходимо исследовать смещения стенок туннеля под действием гидростатического давления. Во время работ в туннеле такие наблюдения вести нельзя — с этой целью часто проходят специальные штольни. В настоящее время широко распространен метод передачи

давления на поверхность породы посредством плоских домкратов, которые располагаются по периметру штольни с упором на жесткую металлическую конструкцию (система TIWAG, рис. 7.26). Значения модулей деформации, полученные таким способом, обычно на одну треть больше величин, определенных в опытах с нагрузкой на плоские штампы.

Для лучшего взаимодействия породы с обделкой пространство между ними так же, как и зона разуплотненных пород, подлежат цементации; это нередко приводит к увеличению мо-

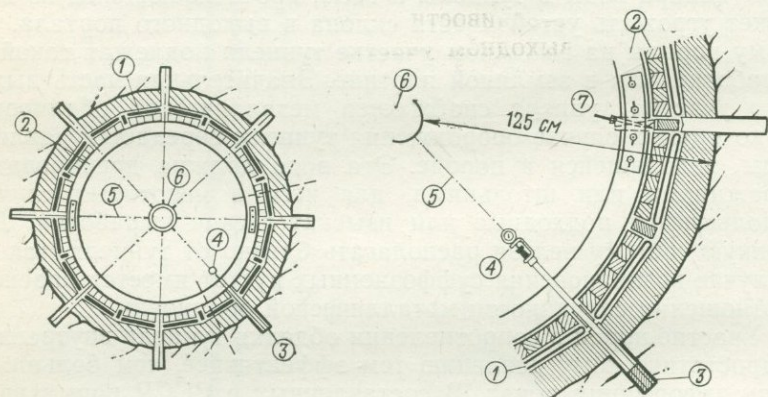


Рис. 7.26. Определение деформационных свойств пород в исследовательской штольне методом TIWAG [105].

Круглая, с бетонной облицовкой поверхность камеры нагружается с помощью плоских домкратов (1), опирающихся на деревянную и металлическую конструкцию (2). Смещение точек анкеров (3), заложенных в породу, измеряется индикаторами (4), соединенными проволоками (5) с центральной неподвижной трубой (6). Деформации окружности камеры дополнительно измеряются клиновидными датчиками (7).

дуля деформации пород. Способность породы цементироваться следует определять заранее. Наиболее полные сведения получают при определении методом TIWAG модуля деформации породы до и после цементации.

Другие вопросы инженерно-геологического характера связаны с расположением некоторых сооружений на выходном участке туннеля. Важнейшим из них является *уравнительный резервуар* (рис. 7.24), предназначенный для гашения гидравлического удара, вызванного прекращением движения воды в связи с быстрым перекрытием затворов. По этим причинам уравнительные резервуары располагаются как можно ближе к выходу туннеля. Породы вблизи склона долины не обладают большой прочностью, и взаимодействие их с обделкой резервуара невелико. Поэтому нередко принимают компромиссное решение, располагая резервуар близко к склону и заменяя бетонную

обделку на металлическую. Однако такой вариант связан с проблемой давления подземных вод на металлическую обделку при опорожнении резервуара. Проходка глубоких шахт большого диаметра для уравнильных резервуаров связана с трудностями, в частности при сопряжении шахты с туннелем, так как это приводит к ослаблению пород. Так, например, устройство подземной выемки под уравнильный резервуар в Мальнице в Австрийских Альпах вызвало образование оползней, весьма опасных из-за расположенного выше их по склону железнодорожного пути. Потребовалось возведение подпорных стенок до того, как строительство железобетонного резервуара было закончено [73].

Важным сооружением гидроузла являются *напорные наклонные водоводы*, идущие от туннеля к электростанции. Склон, на котором проектируется расположение водовода, должен быть сложен устойчивыми породами и покрыт маломощным чехломрыхлых отложений, поскольку последние усложняют работу опорных блоков водовода. В отличие от этого расположение подземных водоводов, идущих в наклонные туннели, при предположении, что породы будут способствовать сопротивлению обделки внутреннему гидростатическому давлению, разумно только в случае высокопрочных пород и достаточной мощности вышележащей толщи. Интересный случай нарушения водовода из-за подвижек в покровных отложениях, имевших место в Новой Зеландии, описан Бенсоном [10]. Водовод, состоящий из четырех труб диаметром 1,5 м, рассчитанных на напор в 200 м, был расположен на склоне, сложенном хлоритовыми гнейсами, покрытыми детритусом. Смещения опорных блоков водовода были замечены вскрое после начала работы электростанции и за три месяца достигли 10 см. В связи с большой мощностью покровных отложений и глубоко выветрелыми породами поверхностный водовод был перемещен в подземную галерею, заложенную глубоко в склоне, так как по данным геофизических исследований сохранные породы залегали на глубине 60 м от дневной поверхности (рис. 7.27).

В гидроузлах с подземным расположением электростанции и длинным отводящим туннелем большие трудности связаны с созданием камеры для *машинного зала*, что ведет к нарушению состояния окружающего скального массива. Инженер-геолог, участвующий в проектировании, должен по возможности определить наименьшую ширину и высоту этой камеры. Подводящие туннели, уравнильные резервуары, вспомогательные выработки следует располагать так, чтобы как можно меньше нарушить сохранность массива пород.

Некоторые вопросы, касающиеся ориентации подземных выработок по отношению к системам трещиноватости в скальных

породах, рассматривались в разделах 7.5 и 7.6. Бурение не дает объективных данных о трещиноватости массива; поэтому на участке расположения будущего машинного зала проходят разведочную штольню, в которой детально изучают элементы залегания, интенсивность и характер заполнения трещин. В не-

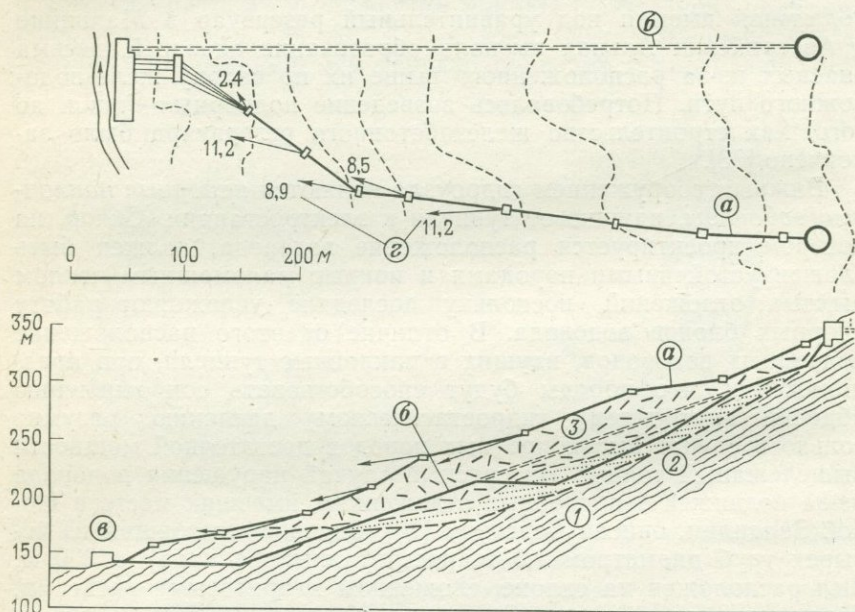


Рис. 7.27. Деформация напорного водовода, расположенного на неустойчивом склоне; впоследствии поверхностный трубопровод был заменен на подземный [10].

1 — хлоритовые гнейсы; 2 — выветрелые гнейсы; 3 — склоновые обломочные накопления; а — первоначальное положение напорного водовода; б — водовод, перемещенный в галерею; в — здание электростанции; г — подвижки опор водовода (в сантиметрах).

которых случаях начинается смещение породы в стенках камеры, требующее сложных укрепительных работ. При строительстве подземной гидростанции Морроу-Пойнт в Колорадо блок биотитовых гнейсов высотой 22 м и шириной более 40 м стал выдвигаться из стенки камеры машинного зала [41]. Движение происходило вдоль разрывного нарушения, падающего под углом 17° в сторону камеры. Блок сместился на 6 см, но дальнейшее перемещение его было остановлено применением сложной системы анкеров и шпонок, а также дренированием тыльной стороны блока скважинами, выведенными в дренажную галерею. Пример удачного расположения камеры машинного

зала с учетом тектонической нарушенности пород приведен на рис. 7.28 и 7.29 [91].

Вопрос о невозможности расположения подземной выработки в породах, где отсутствуют отстаточные горизонтальные напря-

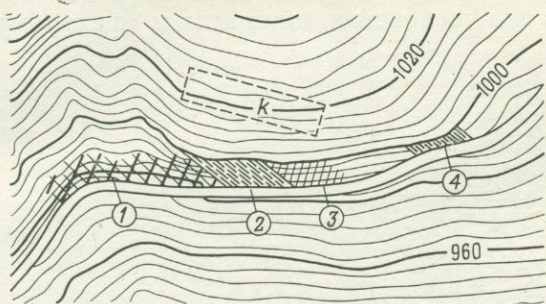


Рис. 7.28. Тектонически нарушенные зоны вблизи проектируемой подземной камеры для машинного зала [91].

1—4 — зоны различной тектонической нарушенности, показанной на рис. 7.29; *k* — подземная камера.

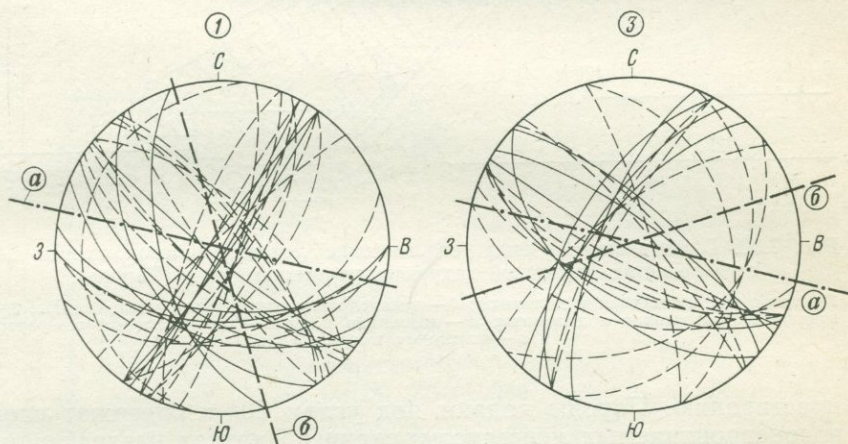


Рис. 7.29. Диаграммы тектонической нарушенности зон 1 и 3, показанных на рис. 7.28 [91].

Трещины изображены пересечениями с нижней полусферой.

a — первоначальное положение оси машинного зала; *b* — рекомендованное положение оси машинного зала.

жения, и в породах, где, наоборот, имеются большие напряжения, требует при проектировании подземных гидроэлектростанций специального изучения естественных напряжений массива пород. Это требование особенно важно для станций, расположенных ниже дна долин.

Заслуживает внимания надежное (с геологической и гидрогеологической точек зрения) расположение подземных машинных залов гидростанций Браз и Пруц в Австрийских Альпах. На рис. 7.30 показан разрез участка строительства гидростанции Пруц на реке Инн в Тироле. Главная подземная выработка пройдена в толстослойных доломитах и известняках нормально

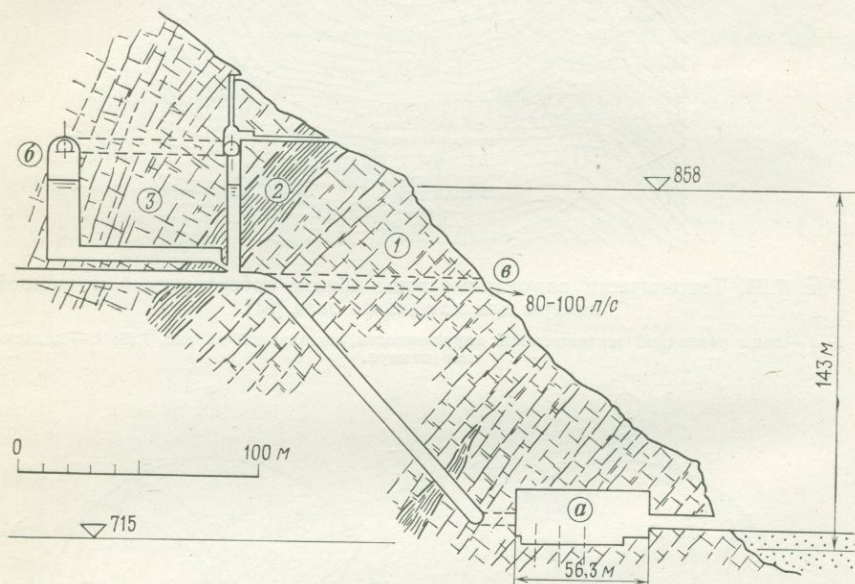


Рис. 7.30. Геологические и гидрогеологические условия, благоприятные для строительства подземной гидроэлектростанции Пруц (Тироль).

1 — триасовые известняки и доломиты; 2 — водонепроницаемые мергелистые сланцы; 3 — водоносные известняки и доломиты; а — подземная ГЭС; б — уравнильный резервуар; в — подходная штольня.

простирацию. Породы падают под углом 50° и содержат слой водонепроницаемых мергелистых сланцев Партнах, разделяющих толщу на две части: нижнюю безводную часть, в которой расположен машинный зал, и верхнюю — сильно обводненную. Во время строительства напорные водоводы дренировались специальной штольней, расход в которой достигал 80—100 л/с. Камера для машинного зала также является примером удачного решения: ее ширина 18 м, максимальная высота 25 м и длина 55 м при установленной мощности станции 3×40 МВт (рис. 7.31). Объем выемки на 1 МВт установленной мощности составил около 220 м^3 . Экономичной была и выемка под уравнильный резервуар.

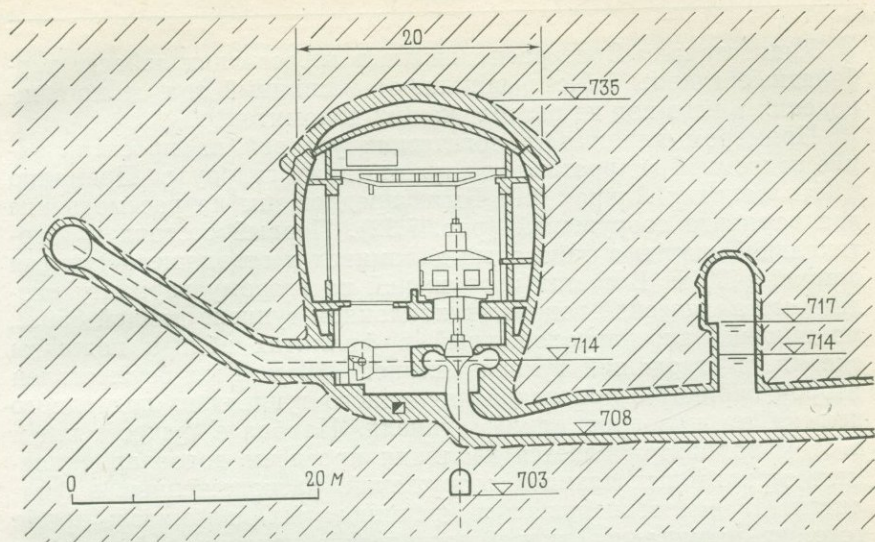


Рис. 7.31. Разрез подземной гидроэлектростанции Пруц (Австрия) в триасовых доломитах, представляющий пример удачных с экономической точки зрения размеров подземной выемки.

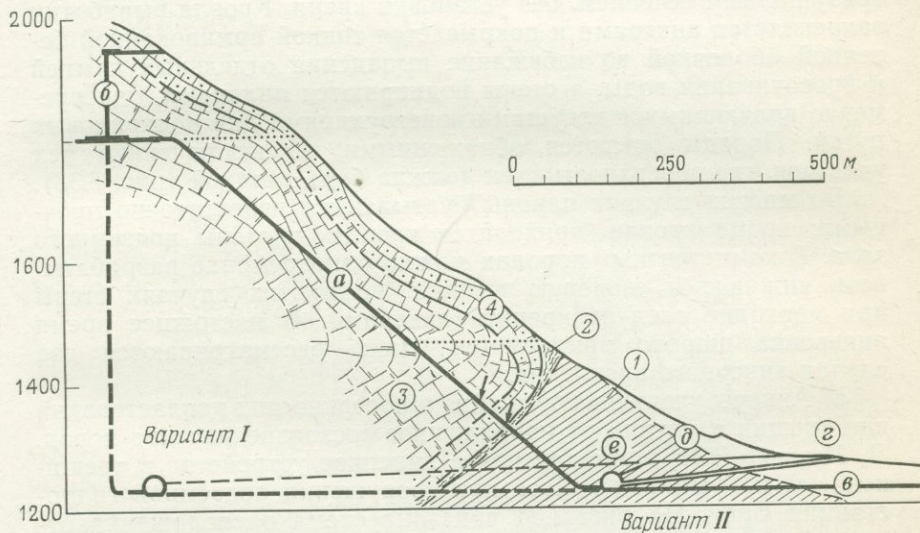


Рис. 7.32. Геологический разрез на участке подземной электростанции Премадио (Италия) [28].

1 — филлиты; 2 — серицитовые сланцы; 3 — прочные доломиты; 4 — трещиноватые доломиты; а — наклонный туннель с напорным водоводом; б — уравнильный резервуар; в — отводящий туннель; г — подходный туннель; д — вентиляционная штольня; е — машинный зал.

Гидростанция Браз расположена в известняках лейаса; карбонатные сланцы Кёссен защищают машинный зал от проникновения в него вод из вышележащих доломитов.

Примером влияния геологических условий на проектирование подземной гидростанции служит также гидроузел Премадио в Итальянских Альпах [28]. Были предложены на рассмотрение два варианта сооружений (рис. 7.32). Первый состоял из вертикальной шахты в триасовых доломитах и отводящего туннеля длиной 1400 м. В состав сооружений по второму варианту входили металлический водовод в наклонном туннеле длиной 850 м, машинный зал, расположенный в филлитах вблизи подошвы склона, и отводящий туннель длиной 730 м. Был осуществлен второй вариант с проходкой наклонного туннеля из подходного штрека на половине длины туннеля. Наиболее существенным в этом варианте является изоляция прослоем водонепроницаемых серицитовых сланцев сооружений, расположенных в филлитах, от вод вышележащих трещиноватых доломитов; кроме того, не нарушались гидрогеологические условия района близ курорта Бормио.

Далее будут рассмотрены различные способы проходки и обделки подземных сооружений. В Скандинавии слабонарушенные граниты позволяют проводить разработку машинного зала сразу полным сечением, без установки крепи. Кровля выработки закрепляется анкерами и покрывается тонкой армированной бетонной оболочкой во избежание выпадения отдельных камней и просачивания воды, а стены подпираются пилонами, одновременно являющимися несущими конструкциями для подкрановых путей. Породы остаются обнаженными, за исключением тех участков, где поверхность стен должна быть гладкой (рис. 7.33).

Во многих случаях породы оказываются недостаточно прочными; кроме кровли, приходится крепить и стены подземного зала. В компетентных породах можно одновременно разрабатывать нижнюю и сводовую выемки, но в этих случаях стены при проходке следует крепить анкерами. В настоящее время анкеровка широко применяется. Ниже рассматриваются два случая анкерного крепления.

а. Анкеры увеличивают трение в поверхностях напластования или трещин и улучшают напряженное состояние массива пород. Л. Мюллер [134] применил такое анкерное устройство в трещиноватых известняках лейаса при сооружении подземной гидростанции Браз. На рис. 7.34 показана схема расположения относительно длинных анкеров, работа которых должна быть наиболее эффективной. Анкеры направлены в основном нормально главным системам трещин. Размеры массива, подлежащего укреплению анкерами, предварительно определялись на фотопружках моделях.

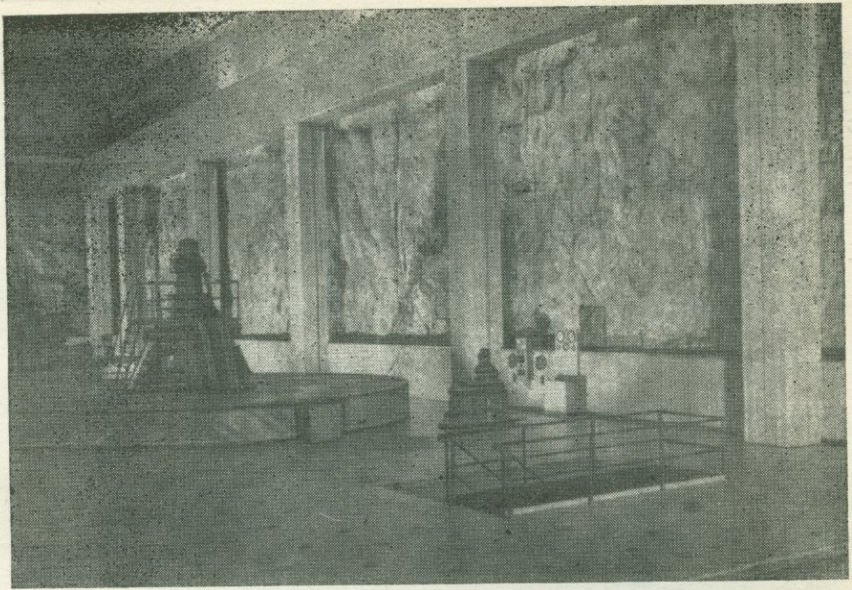


Рис. 7.33. Машинный зал подземной гидроэлектростанции Хожум в гранитах, Швеция.

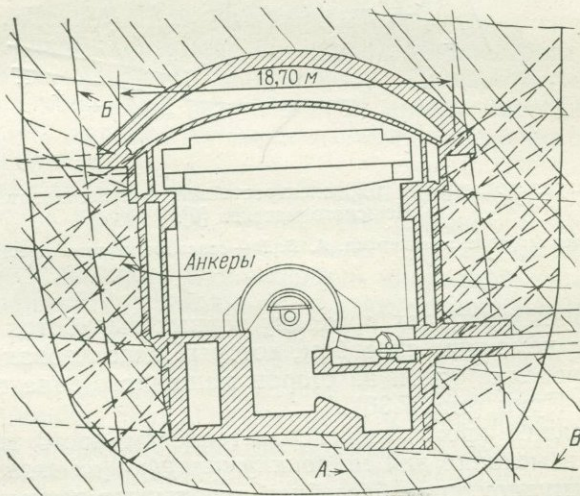


Рис. 7.34. Разрез машинного зала гидроэлектростанции Браз (Австрия), стены которого, сложенные известняками, рассечены тремя системами трещин (А, Б, В), закреплены анкерами [134].

б. Иногда эффект анкеров ограничивается только сжатием трещин, уменьшающим возможность соскальзывания блоков породы. В этих случаях анкеры могут быть короче и угол заложения их по отношению к поверхностям ослабления в массиве должен не только способствовать усилению сил трения, но и улучшить тангенциальные составляющие анкерных сил (рис. 7.35).

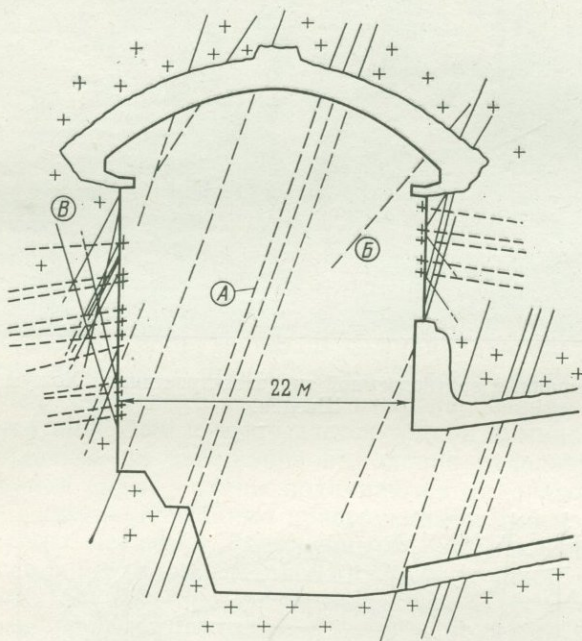


Рис. 7.35. Разрез подземной гидроэлектростанции в трещиноватых гранитах Чешского массива [9].

Стены закреплены анкерами. А, Б, В — основные системы трещин.

В непрочных породах проходку горных выработок целесообразно вести немецким способом, который использовался, например, при проходке одной из сторон машинного зала гидроэлектростанции Пруц (рис. 7.30).

В настоящее время инженерам-геологам часто приходится выполнять изыскания для *гидроаккумулирующих станций*. В качестве аккумулярующих бассейнов используют речные водохранилища, а в горных районах бассейны сооружают на возвышенных плато. Отдельные сооружения таких гидроузлов существенно не отличаются от рассмотренных выше, но проблема

в целом значительно более сложная. Аккумулирующее водохранилище, напорные водоводы, здание станции, нижняя плотина в этом случае должны располагаться в одном створе долины, однако трудно найти такой идеальный участок. Возникает необходимость в ином решении, например проектировать подземное расположение электростанций, принимать генераторное оборудование с горизонтальной осью, так как для агрегатов вертикального типа требуются более высокие подземные выработки; все это приводит иногда к противоречиям с геологическим строением, механическими свойствами пород и гидрогеологическими

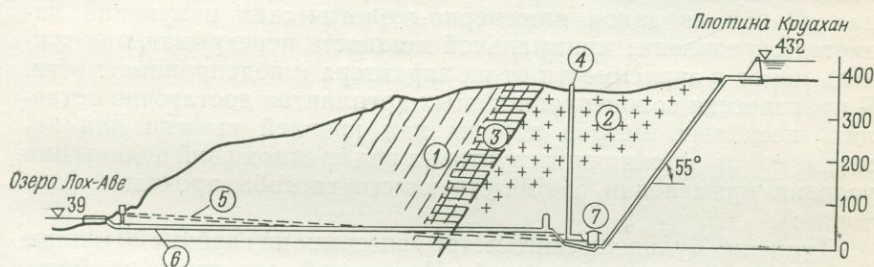


Рис. 7.36. Гидроаккумулирующая электростанция Круахан в Шотландии.

Машинный зал расположен в твердых гранодиоритах.

1 — филлиты; 2 — граниты; 3 — роговики; 4 — вентиляционная шахта; 5 — подходный туннель; 6 — отводящий туннель; 7 — подземная электростанция.

условиями. Аккумулирующие бассейны обычно строят с битумным гидроизолирующим покрытием. Трудности возникают в связи с размещением ограждающей дамбы бассейна вблизи склона и из-за недостаточной плотности обломочного покрова на плато и склонах.

В качестве примера можно привести гидроаккумулирующую электростанцию Круахан в Шотландии (рис. 7.36). При расположении выемки для машинного зала руководствовались геологическими условиями. Отводящий и подходный туннели проложены в филлитах и роговиках, контактирующих с гранитным массивом, в котором расположено аккумулирующее водохранилище. Подходный туннель длиной 1200 м проходил сначала как разведочная штольня для изучения геологического строения участка машинного зала. Последний был расположен в массивных прочных гранодиоритах, что позволило оставить стены выемки без сплошного крепления, поддерживаемыми только пилонами для подкранового пути. Потолок зала закрыт сводчатыми бетонными конструкциями шириной 2,3 м, пространство между которыми в 20 см покрыто поливинилхлоритовыми плитами для предохранения зала от просачивания воды.

7.10. Туннели метрополитена. Строительство метрополитенов — специальная отрасль в туннелестроении. Часто оно бывает связано с проходкой туннелей в водонасыщенных долинных отложениях. Временное дренирование таких отложений практически невозможно из-за больших водотоков и опасности оседания близрасположенных зданий. Поэтому туннели проходятся щитовым способом со сжатым воздухом.

Трудности проходки туннелей метрополитена под речными долинами, вызванные необходимостью обеспечения безопасности прилегающих построек и реконструкции городского хозяйства, ведет к глубокому заложению таких туннелей в коренных породах. Одной из задач инженерно-геологических изысканий является определение минимальной мощности перекрывающих туннель пород в зависимости от их характера и водопроницаемости. В практически водонепроницаемых аргиллитах достаточно оставлять несколько метров породы над кровлей выемки для защиты ее от проникания грунтовых вод из отложений долины при условии применения соответствующего способа проходки (щитового).

Туннели Будапештского метро заложены на глубине 20 м ниже кровли третичных отложений. При такой относительно большой глубине туннели на правом берегу Дуная в твердых нижнетретичных мергелях были пройдены без щита, но с применением сжатого воздуха для поддержания устойчивости кровли выработки. Щитовой способ без сжатого воздуха использовали при проходке широких станционных секций метро и туннелей в центральной части Пешта в мергелях тортонского яруса. В восточной части Пешта слабые илистые сарматские мергели с песчаными прослоями проходились щитовым способом со сжатым воздухом и работа была сильно затруднена.

Большого притока воды следовало ожидать из твердых трещиноватых пород, хотя мощность перекрывающих пород достигала нескольких десятков метров. Водопроницаемость слоистых пород должна была увеличиться из-за раскрытия трещин и ослабления контактов между пластами, вызванных разгрузкой массива в результате горнопроходческих работ. Поэтому более высокое заложение туннеля (*a* на рис. 7.37) под дном долины менее надежно, чем более глубокое (*b* на рис. 7.37). Местоположение туннеля *в* наиболее соответствует гидрогеологическим условиям, так как находится вне влияния грунтовых вод. Но следует иметь в виду, что более глубокое заложение туннеля, если оно необходимо, всегда связано с трудностями (рис. 7.38).

Большой опыт по определению влияния геологических условий на проходку выработок метрополитена был приобретен при сооружении линии метрополитена Восток—Запад в Париже.

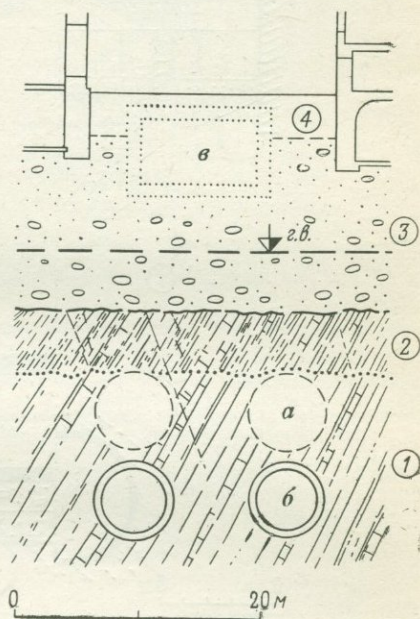
Первые линии метрополитена расположены на малой глубине в четвертичных отложениях, и только несколько участков под Монмартром, под рекой Сеной и в некоторых пересечениях заложены в третичных песках и мергелях.

Подземное хозяйство в густонаселенных районах города и нормативные требования к параметрам путей обусловили заложение новых линий метрополитена на глубине 25—30 м от дневной поверхности. Скорость движения поездов 100 км/ч обеспечи-

Рис. 7.37. Влияние геологических и гидрогеологических условий на расположение подземной железной дороги.

С геологической точки зрения расположение туннеля *а* выше уровня грунтовых вод наиболее целесообразно. Местоположение туннеля *б* характеризуется менее благоприятными условиями, чем *а*, из-за малой мощности залегающих над ним коренных пород; можно ожидать значительного притока вод и горного давления.

1 — ордовикские сланцы с прослоями кварцита; 2 — выветрелые сланцы; 3 — гравелистый песок; 4 — насыпной грунт; *г. в.* — уровень грунтовых вод.



вается радиусами кривизны в 500 м, и линии расположены независимо от наружной уличной сети. Линии метрополитена здесь проходят в палеогеновых породах, и только в местах пересечения с рекой Сеной и на участках выхода линии на поверхность, где пути метрополитена встречаются с наземными железными дорогами, они проходят в четвертичных отложениях. Палеогеновая толща, в которой проложены туннели, представлена известняками и мергелями, и только на отдельных участках туннели проходят в вышележащих песках или в подстилающих глинистых песках с включениями лигнита.

Способы проходки туннелей были выбраны с учетом геологических и гидрогеологических условий. Строительство станции Обер потребовало проходки подземной выемки (рис. 7.39) длиной 228 м, шириной 39 м и высотой 19 м, расположенной под

существующей линией метрополитена и под различными зданиями. Нижняя часть станции находится в известняках и мергелях, а верхний свод — в третичных песках. Породы были укреплены и уплотнены цементацией. Пески и гравий, залегающие в кровле выемки, цементировались из восходящих скважин, расположенных веерами в своде выемки. Известняки и мергели

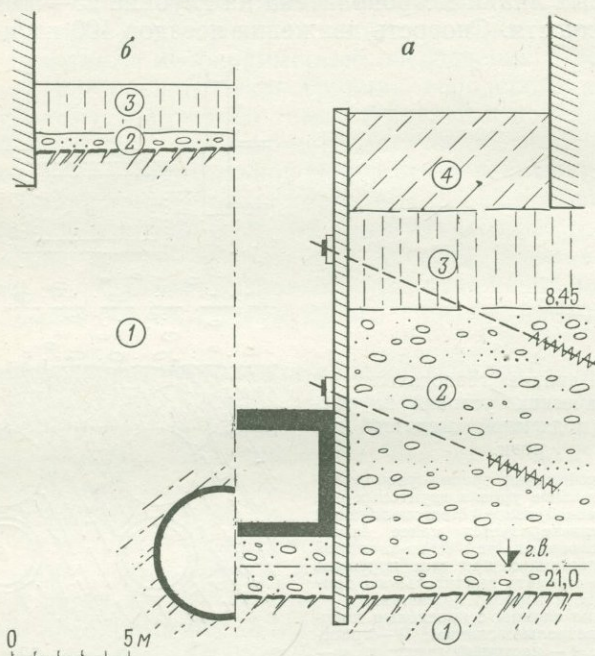


Рис. 7.38.

a — разрез глубокой строительной выемки, стенки которой закреплены заанкерованными бетонными диафрагмами; *б* — переход к участку, пройденному туннельным способом.

1 — ордовикские сланцы; 2 — гравелистый песок; 3 — лёссовый суглинок; 4 — насыпной грунт; г. в. — уровень грунтовых вод.

цементировались для того, чтобы сделать водонепроницаемыми будущие боковые поверхности выемки (I этап, рис. 7.39). Только после этого проходились боковые галереи (II этап) и завершались цементационные работы в песках, кровле и известняках в подошве выработки. Известняки и мергели инъецировались цементно-глинистым раствором, третичные пески — смолами, а четвертичные гравелистые пески закреплялись гелями кремневой кислоты.

На рис. 7.40 показан продольный разрез участка под рекой Сенной. Между станциями Этуаль и Ла-Дефенс щитовым методом со сжатым воздухом был пройден один двухпутный туннель

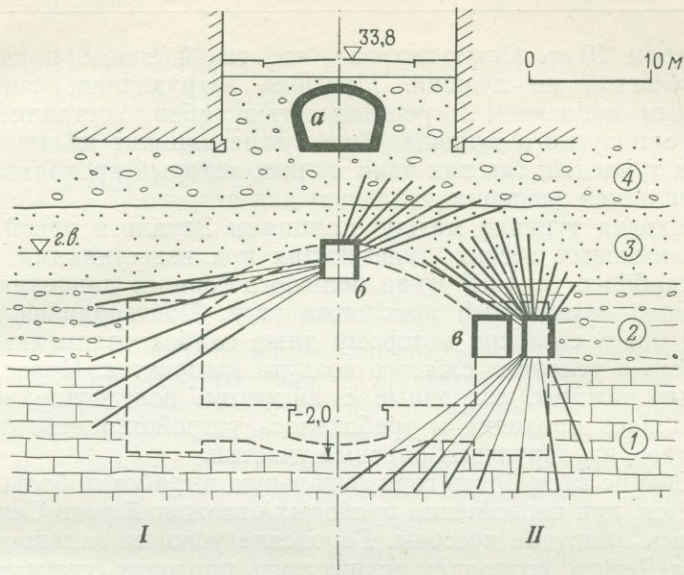


Рис. 7.39. Схематический разрез станции Обер новой линии метрополитена в Париже [72].

1 — известняки; 2 — мергели с прослоями известняка; 3 — пески с прослоями песчаника (эоцен); 4 — плейстоценовый гравелистый песок; а — существующая линия метро; б — головная выработка, из которой проведена цементация пород, залегающих над туннелем, и пород, в которых проходила галерея (в); г. в. — уровень грунтовых вод.

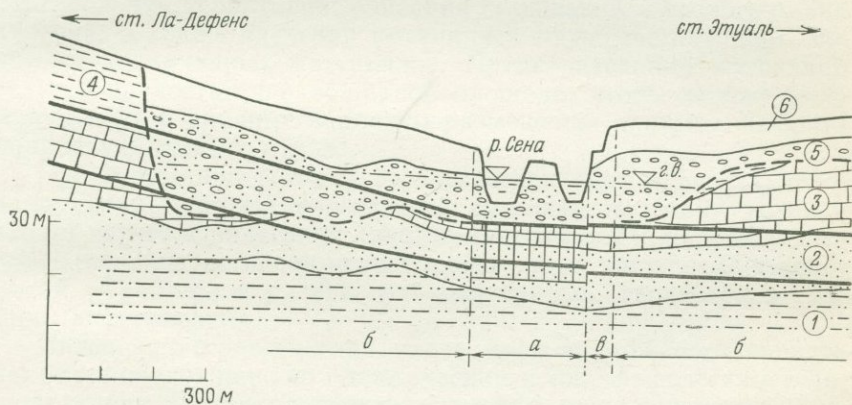


Рис. 7.40. Схематический продольный разрез участка Парижского метрополитена, проложенного под Сеной [72].

1 — песчаные глины с прослоями лигнита; 2 — глинистые пески с прослоями лигнита (палеоцен); 3 — известняки; 4 — эоценовые мергели; 5 — гравелистые террасовые отложения; б — аллювий и насыщенный грунт; г. в. — уровень грунтовых вод. Участки проведены: а — кессонами; б — автоматическим щитом; в — при замораживании грунтов.

диаметром 10 м. Опыт показал, что такой способ подземного строительства не лучший. Меньшие затруднения, связанные с горным давлением и устойчивостью забоя, доставляет проходка однопутного туннеля. Еще лучше вариант из двух однопутных туннелей, так как один из них, который проходится первым, является экспериментальным для второго.

Проходка туннеля между станциями Этуаль и рекой Сенной в палеогеновых песках, залегающих под известняками, оказалась наиболее трудной из-за большого горного давления и выделяемого лигнитными прослоями газа. Подтвердился предыдущий опыт, согласно которому даже слабовоспламеняющийся материал в условиях сжатого воздуха загорается. Происходили крупные пожары, связанные с лигнитом, вследствие которых прерывалась проходка и требовалось устройство цементационных завес, изолирующих опасные участки.

Чтобы не заглублять горизонтальную выработку больше, чем требуется, при пересечении русловых отложений реки Сены применялись плавучие кессоны. Городские условия западнее станции Ла-Дефенс позволили осуществить проходку открытым способом с диафрагмовыми защитными стенками.

ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ ИЗЫСКАНИЯ ДЛЯ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

Геология в инженерной практике впервые получила признание при возведении крупных гидротехнических сооружений, в частности больших плотин, строительство которых во многом определяется геологическими условиями района. Геологические изыскания не ограничиваются только площадкой возможного размещения плотины и водохранилища, а охватывают значительно большую территорию с целью получения данных, необходимых для выбора местоположения сооружений и для обоснования проектных решений. Геологические исследования проводятся на предварительных и детальных стадиях и продолжаются в период строительства сооружений.

8.1. Предварительные изыскания служат основой для начальной стадии проектирования. Они должны осуществляться опытным инженером-геологом, составляющим свой отчет по данным картирования территории, описания обнажений и геологических явлений, а также изучения имеющихся геологических карт, печатных и архивных материалов. Предварительные изыскания ведутся на достаточно обширной площади, чтобы можно было сопоставить различные варианты размещения плотины, выбрать опорную отметку и т. д.

При отсутствии готовых геологических карт район обследования покрывается геологической съемкой, в задачу которой входит изучение залегания пластов, тектонической нарушенности пород, складчатости, зон крупных разрывных нарушений и дроблений, характера и распространения трещин, характера и глубины выветривания.

Инженерно-геологическая карта дает возможность оценить наиболее подходящие по геологическим и топографическим условиям створы плотин, водонепроницаемость ложа водохранилища, устойчивость его склонов и условия заиления. Карта является основой для поисков природных строительных материалов и для разведки месторождений полезных ископаемых в зоне затопления. При проектировании мелиоративных систем составляются специализированные карты инженерно-геологического районирования речных долин.

В результате предварительного изучения инженер-геолог совместно с проектировщиком составляет программу необходимых изысканий, в состав которых входят:

а. *Съемка территории непосредственного расположения плотины*, здания электростанции, подсобных сооружений и карьеров строительных материалов.

б. *Предварительная разведка створа плотины* и района водохранилища для уточнения глубины выветривания; характера и залегания зон разломов, осложняющих производство строительных работ, а также участков месторождений строительных материалов, которые имеют нередко существенное значение при выборе типа плотины.

Производство разведочных, в том числе дорогостоящих горных буровых работ при проектировании гидромелиоративных систем, осуществление которых зависит больше от других, нежели от геологических причин, целесообразно только в том случае, когда предполагаются весьма сложные инженерно-геологические условия.

в. *Геофизические исследования*, преимущество которых заключается в оперативности, легкой транспортабельности оборудования и производстве полевых работ с малой затратой средств и времени. В частности, электро- и сейсморазведочные исследования позволяют установить мощность покровных отложений, глубину выветривания и присутствие тектонических зон.

г. Изучение *химического состава* и агрессивности поверхностных и подземных вод.

В результате проведенных изысканий инженер-геолог составляет отчет, в котором описывает геологическое строение изученного района, стратиграфические и тектонические особенности, историю формирования и геоморфологические особенности речной долины, дает оценку инженерно-геологических условий створа плотины и чаши водохранилища и характеризует возможные месторождения строительных материалов. К отчету прилагаются детальная инженерно-геологическая карта, геологические разрезы, колонки скважин и данные опытных нагнетаний воды. Прилагается также список использованной литературы и отчетов экспертов по другим разделам исследований: гидрогеологическим, геофизическим, механике грунтов и в некоторых случаях горного дела.

Программа предварительных изысканий должна быть строго вписана в календарный график выполнения работ, так как материалы изысканий необходимо своевременно использовать в проектных работах.

8.2. Детальные геологические изыскания проводятся после утверждения предварительного проекта. В их состав входят ис-

следования на створе плотины (разд. 8.4), в районах водохранилищ (разд. 8.12), на участках водосбросных сооружений (разд. 8.17) и здания электростанции (разд. 8.18), а также исследования месторождений строительных материалов.

Результаты детальных изысканий в створе плотины наносятся на топографический план обычно в масштабе 1:1000. Для водохранилищ используются карты масштаба 1:5000 или 1:10 000. Программа детальных инженерно-геологических изысканий и местоположение и тип разведочных выработок определяются по результатам предварительных исследований с учетом компоновки сооружений гидроузла. Разведочные работы включают проходку шурфов, траншей, штолен, колонковое и ударное бурение и, если необходимо, расчистку в дне и в склонах долины для обнажения коренных пород. Программа уточняется в процессе выполнения изыскательских работ. В некоторых случаях предпочтительнее применять шурфы, траншеи и штольни, так как глубокое выветривание (особенно плейстоценовых пород) целесообразнее изучать в искусственных обнажениях (рис. 8.1, 8.2).

Разведка в твердых породах, как правило, ведется колонковым бурением — вертикальными и наклонными скважинами. Технология бурения должна обеспечить высокий выход керна. В мягких и нарушенных породах применяется бурение скважин большого диаметра с двойными колонковыми трубами. Добываясь высокого выхода керна, не следует чрезмерно снижать темпы бурения.

Водопроницаемость пород изучается опытными нагнетаниями воды и пробной цементацией. Скважины для цементации желательно располагать на участках, которые впоследствии будут вскрыты котлованом; это даст возможность лучше изучить эффект уплотнения пород инъекцией. Опытная цементация широко применяется в исследованиях, так как позволяет выявить протяженность и взаимосвязь трещин и водопроницаемость массива пород на разной глубине.

Скважины должны проходиться под постоянным наблюдением специалиста, знающего технику бурения и хорошо разбирающегося в практических вопросах инженерной геологии и механики грунтов. Он должен систематически следить за бурением и собирать необходимую информацию. Придерживаясь инструкций инженера-геолога, техник отбирает образцы породы и производит их маркировку и консервацию. Все образцы и керны пород подлежат тщательному хранению на строительной площадке в соответствующем помещении. По окончании строительства типичные образцы с необходимой документацией подлежат дальнейшему хранению в организации, ответственной за проведенные изыскательские работы.

8.3. Работа геолога в процессе строительства. Инженер-геолог выполняет предварительные изыскания, используя отдельные

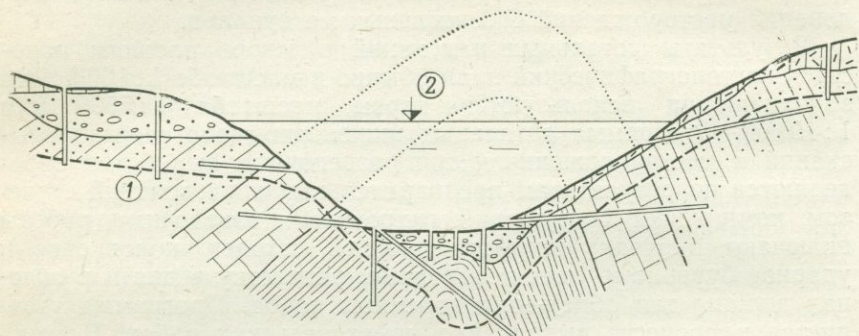


Рис. 8.1. Схема расположения разведочных выработок в створе плотины.

1 — глубина зоны выветривания; она больше в пределах антиклинальной складки, где породы более трещиноваты; 2 — нормальный подпорный уровень (НПУ).

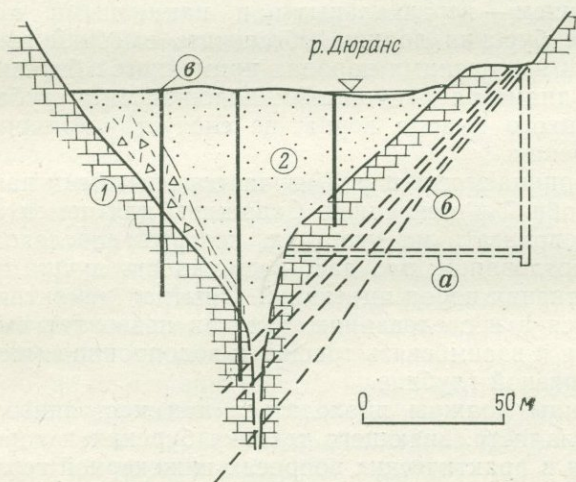


Рис. 8.2. Исследование переуглубленной долины реки Дюранс в створе плотины Сер-Понсон [87].

а — шахта и штольня, пройденные в 1913 г.; б, в — буровые скважины 1946 г.; 1 — мергелистые известняки; 2 — речной аллювий (песок и гравий) с прослоями детритуса.

обнажения и буровые скважины. При составлении геологических разрезов и карт он обобщает и интерполирует имеющиеся данные в соответствии со сложившимися представлениями о геоло-

гическом строении района. Поэтому в его отчете наряду с обоснованными данными содержатся прогнозы, которые могут в той или иной степени расходиться с действительными условиями. В связи с этим при возведении крупных гидротехнических сооружений в районах со сложным геологическим строением необходимо продолжать геологические исследования и в процессе строительных работ. Разработка котлованов и бурение скважин строительного назначения могут дать большое количество дополнительных данных о геологических условиях района, что позволит внести коррективы в результаты предварительных изысканий. Если некоторые из ранее сделанных выводов окажутся неточными, еще имеется время внести необходимые дополнения в проект. Хотя такие изменения ведут к потере времени и удорожанию строительства, они обязательны, так как позволят избежать дальнейших крупных осложнений.

Инженер-геолог должен сотрудничать с инженером в определении способа и глубины проходки строительного котлована. Это относится прежде всего к назначению глубины и производству взрывных работ и к мощности защитного слоя, проходимого без взрывов. Вскрытая поверхность основания плотины подлежит осмотру, геологическому картированию с систематической фотодокументацией. Очень важно участие инженера-геолога в цементационных работах; обследуя инъекционные скважины и знакомясь с данными гидравлических опробований, геолог решает, на каких участках глубина цементационной завесы достаточна.

Инженеру-геологу следует постоянно присутствовать на строительной площадке, изучать временные обнажения, керны скважин, отбирать образцы для лабораторных испытаний и сохранять их в качестве документационного материала. По окончании строительства геолог составляет окончательный отчет, содержащий все данные, касающиеся характеристики основания и выполненных цементационных работ, результатов испытаний природных строительных материалов; к отчету прилагается детальная геологическая карта основания.

Важность постоянного сотрудничества инженеров-геологов с инженерами-строителями становится очевидной при ознакомлении со многими подробными печатными докладами. При ознакомлении с этими докладами становится ясным, какой богатый опыт теоретического и практического характера накапливается в процессе строительства, весьма необходимый для составления инструктивных указаний и для совершенствования методов инженерной геологии.

8.4. Исследования на створах плотин. В настоящее время строятся плотины главным образом энергетического назначения.

Строительство плотин все более расширяется, и поэтому разрабатывается все больше проектов плотин, располагаемых на менее пригодных с геологической точки зрения участках. Это приводит к необходимости увеличения расширенных и детальных геологических изысканий. Главным вопросом в гидротехническом строительстве является выбор места и типа плотины, так как от этого зависит эффективность и стоимость проектируемого сооружения, производство строительных работ и безопасность нижерасположенных территорий. При геологической оценке участка, на котором намечается возведение плотины, следует придерживаться следующих положений:

а. Плотины располагают обычно в суженных участках речных долин с крутыми скальными склонами. От профиля долины зависят компоновка подпорных сооружений, схема пропуска строительных расходов воды и другие особенности проекта.

б. Геологические условия створа плотины, в частности его стратиграфические и тектонические особенности подлежат тщательному изучению, чтобы иметь совершенно конкретное представление о геологическом строении участка. Для этого используются все современные методы и технические средства исследований и способы получения необходимых данных.

в. На выбранном створе плотины определяется глубина залегания надежных пород основания, их технические свойства, водопроницаемость и особенно возможность обходной фильтрации и развитие противодействия в подошве плотины.

г. Необходимо определить устойчивость склонов выше гребня плотины, так как земельно-скальные работы в примыканиях плотины могут нарушить их состояние.

д. В сейсмически активных районах устанавливаются показатели возможных землетрясений.

е. Подлежит изучению химический состав поверхностных и подземных вод, который может оказать существенное влияние на сохранность плотины и ее основания.

ж. Породы в дне и склонах долины должны быть охарактеризованы с точки зрения их разрабатываемости.

з. Очень важным является вопрос обеспечения естественными строительными материалами. Инженер-геолог должен ознакомиться с требуемым качеством этих материалов и решить, могут ли быть использованы грунты из строительных выемок или их надо разрабатывать в специальных карьерах. Песок и гравий, как заполнители бетона, изучаются с точки зрения их чистоты, прочности и петрографического состава отдельных фракций, а также формы и характера поверхности зерен, имеющих большое значение для удобообработываемости бетона. Необходимы поиски водонепроницаемых грунтов для строительных перемычек и для противофильтрационных элементов плотин, а также мес-

торождений камня, пригодного для кладки, облицовки, мощения, защитной наброски и других нужд.

8.5. Геоморфологические и геологические условия створа плотин. Наиболее подходящими для расположения подпорных сооружений являются суженные участки долин с крутыми склонами. Такой рельеф свидетельствует о том, что эти участки сложены твердыми породами, более устойчивыми к эрозии, чем породы на широких отрезках долины с пологими склонами.

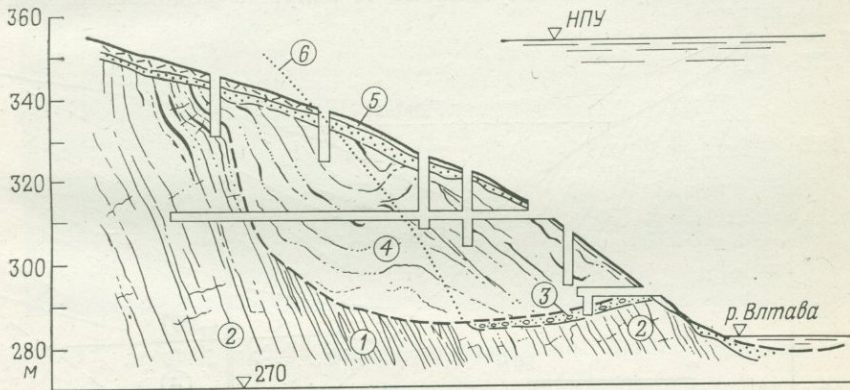


Рис. 8.3. Геологический разрез левого берега реки Влтава в месте проектирования первого варианта створа плотины близ Злаковице (по Зубеку).

1 — порфириды; 2 — эпидиориты; 3 — плейстоценовые гравелистые отложения террас; 4 — обвалы образования порфиридных пород; 5 — склоновые обломочные массы; 6 — рельеф склона до обвала.

Но даже на таких морфологически идеальных створах можно ожидать неблагоприятных явлений. Нередко суженные участки долин подвержены обвалам. Изучая створ плотины Орлик на реке Влтава (Чехия), В. Зубек [252] обнаружил крупные обвалы на левом берегу реки (рис. 8.3). При бурении скважин вначале установили неблагоприятное залегание и сильную раздробленность порфиридов. Затем шурфами, пройденными из разведочной штольни в основании склона, вскрыли древнее обвално-оползневое тело, которое залегало на гравий речной террасы. По этим причинам отказались и от других участков на реке Влтаве. Накопления обваловых образований во многих глубоких долинах Центральной Европы объясняются климатическими условиями в плейстоцене. Промерзание и оттаивание привели к раскрытию трещин и к постепенному уплотнению пород в склонах долины. Там, где эти породы еще не обвалились, устойчивость их может быть легко нарушена при врезке плотины в склон.

Аналогичный случай во Французских Альпах приведен на рис. 8.4 [60]. Створ плотины, морфологически вполне подходящий, был разведен в верхнем течении реки Романш. Левый берег долины сложен гранитами, триасовыми песчаниками и известняками. Правый, более пологий, внешне устойчивый берег сложен слоистой водонепроницаемой толщей сланцев лейаса. Геологические исследования, проведенные в широкой части долины, показали, что суженный участок долины образован древними оползнями. С отметки гребня плотины прошли глубокую скважину, которая на глубине 63 м вскрыла водоносный гра-

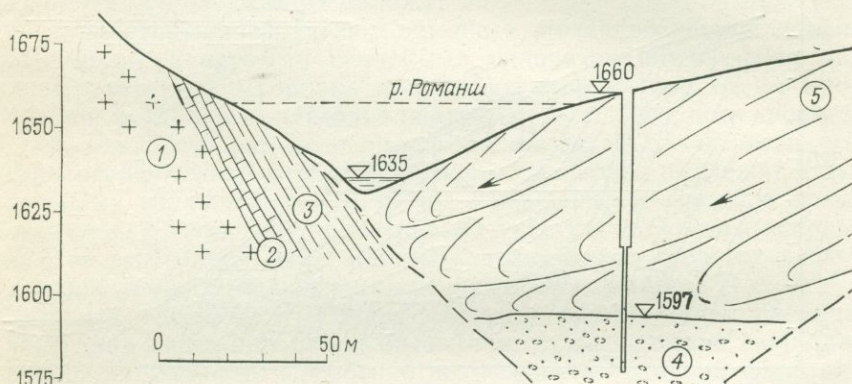


Рис. 8.4. Створ плотины, нарушенный оползем в лейасовых сланцах [60].

1 — граниты; 2 — песчаники; 3 — триасовые известняки; 4 — гравелистые пески древней долины; 5 — древний оползень в лейасовых сланцах.

вий. Древняя долина оказалась заполненной на глубину 40 м оползневыми массами, отжавшими русло реки на 70 м к левому берегу. Мощная толща лейасовых сланцев была смещена и залегала на древнем аллювии. Поэтому от этого створа отказались.

От формы долины во многих случаях зависит выбор типа плотины. Наиболее экономичной обычно является арочная плотина в каньонообразной долине с устойчивыми скальными склонами (рис. 8.5, 8.6). Иногда трудно выбрать наилучший тип плотины, так как приходится учитывать многие обстоятельства. Например, при выборе типа плотины Пьева-ди-Кадоре в Италии пришлось из-за сложной морфологии долины реки провести весьма детальные изыскания. Створ плотины расположен в триасовых доломитизированных известняках. Поперечное сечение долины имеет трапецеидальную форму, глубина долины 50 м, ширина 300 м. В правой ее части река Пьева разработала каньон глубиной 55 м. В соответствии с природными условиями

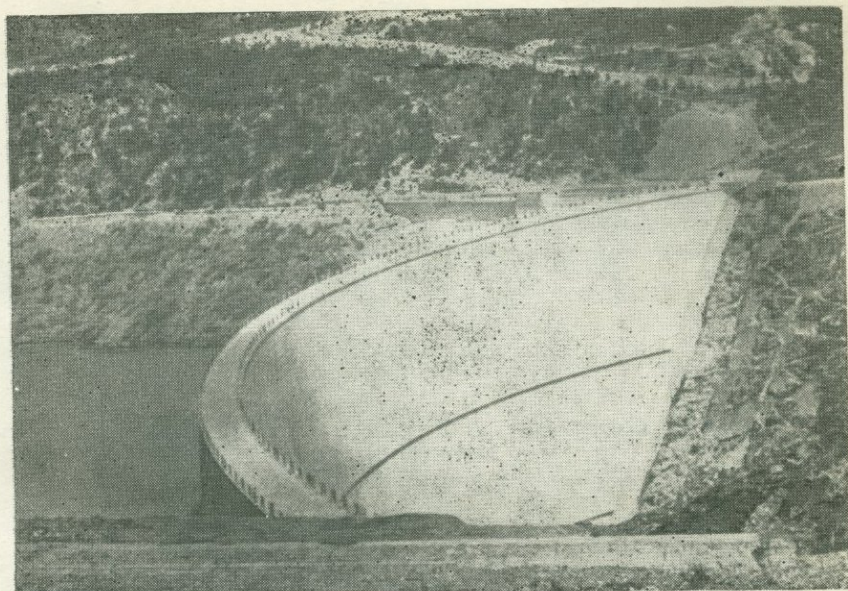


Рис. 8.5. Арочная плотина Канкано в Итальянских Альпах (фото Зарубы).

наиболее экономичной оказалась постройка двух арочных плотин, разделенных компенсационным швом (рис. 8.7).

При рекогносцировочном изучении створа плотины следует иметь в виду, что долины часто образованы в породах, слабо сопротивляющихся речной эрозии, а в дне долин формируются узкие переуглубленные русла, возникновение которых связано с тектоническими нарушениями или с литологией пород. Геологу необходимо выявить историю формирования долины и ее геологическое строение.

Древние *переуглубленные долины*, заполненные более молодыми отложениями, могут находиться вблизи современных долин. Такие явления довольно обычны в районах, испытавших оледенение. На рис. 8.8 показана плотина Питлохри в Шотландии, высотой около 20 м, построенная на прочных кристаллических сланцах, представляющих массивное и фактически водонепроницаемое основание. Флювиогляциальные песчано-гравелистые отложения выполняют близрасположенную древнюю доледниковую долину, дно которой находится ниже дна современной долины. Вследствие таких природных условий плотину пришлось удлинить бетонной диафрагмой на 280 м. Этот пример показывает, что детальный проект плотины можно начинать составлять только после тщательного изучения геологического

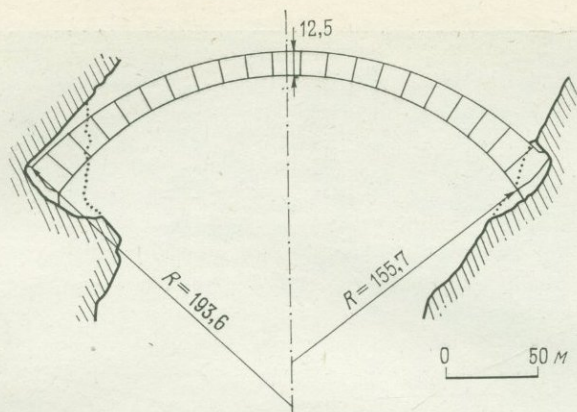


Рис. 8.6. Врезка арочной плотины Канкано в склоны, сложенные прочными известняками.

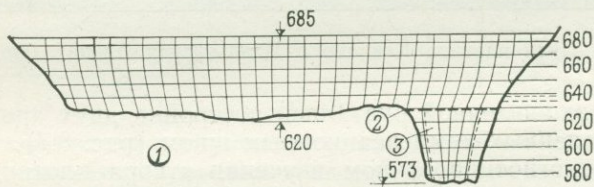


Рис. 8.7. Тип плотины, выбранный с учетом морфологических особенностей створа.

1 — доломитизированные известняки; 2 — компенсационный шов; 3 — эрозийное ущелье, перекрытое отдельной плотиной.

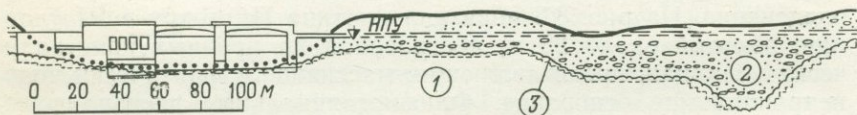


Рис. 8.8. Плотина Питлохри в Шотландии [225].

Древняя переуглубленная долина, выполненная флювиогляциальными гравийными отложениями, перекрыта бетонной диафрагмой.

1 — прочные гнейсы; 2 — песчано-гравелистые отложения; 3 — бетонная диафрагма.

строения створа, особенно створа высоких плотин, так как оно обеспечит строительство более экономичного и более устойчивого сооружения. Некоторые особенности геологического строения, такие, как тектонические зоны, карстовые пустоты, погребенные русла и оползни, представляют серьезные, иногда непреодолимые препятствия для строительства.

Устойчивость склонов долины является решающим фактором при выборе створа плотины. Возведение плотины связано с глубокой врезкой ее в дно и борта долины, что может привести к нарушению их устойчивости. Створы, на которых над греб-

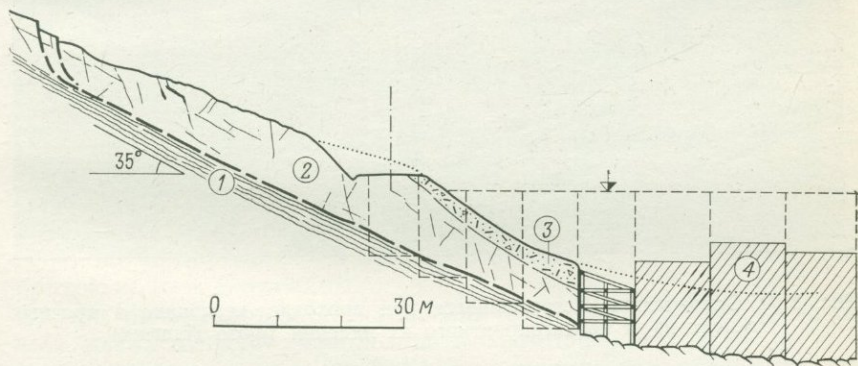


Рис. 8.9. Разрез склона, устойчивость которого нарушена проходкой строительного котлована.

1 — каменноугольные графитовые сланцы; 2 — габбродиориты; 3 — склоновые обломочные накопления; 4 — строящиеся секции плотины.

нем плотины нет высоких крутых склонов, считаются наиболее подходящими. В других случаях, в частности при разработке котлована, возможны осложнения, устранение которых потребует дорогостоящих мероприятий, а иногда даже отказа от строительной площадки. На рис. 8.9 показан разрез скального склона, нарушенного проходкой строительного котлована под плотину. Склон сложен тектонически нарушенными габбродиоритами, залегающими на сланцах каменноугольного возраста. Во время строительных работ мощная толща габбродиоритов начала сползать по поверхности сланцев. Во избежание обрушения котлован проходил осторожно, блок за блоком. Разрабатываемая поверхность поддерживалась массивными распорками с упорами в соседние блоки, быстро забетонированные на нужную высоту. В этом случае не потребовалось вносить изменения в проект плотины, поскольку гравитационная плотина могла противостоять оползневому давлению склона в направлении, параллельном ее оси. Затруднения могут встретиться при вскрытии

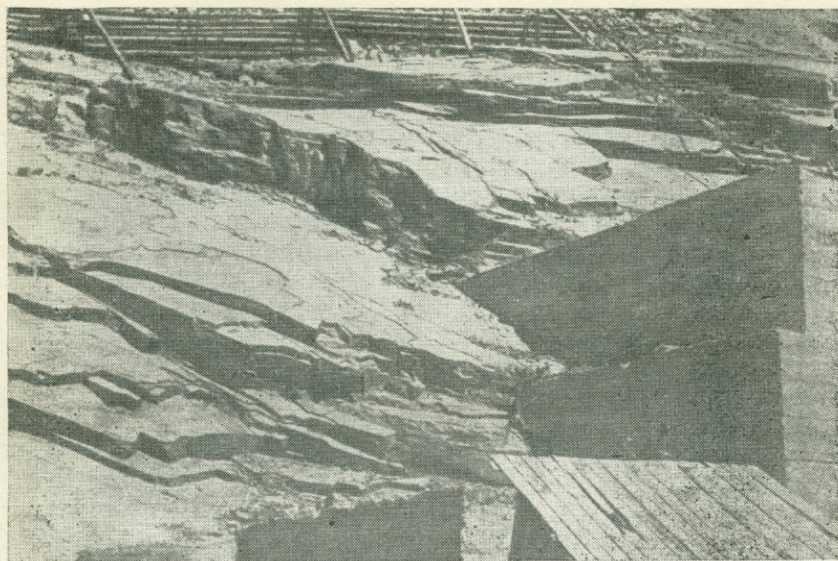


Рис. 8.10. Осложнения, встретившиеся при проходке котлована в прочных гнейсах из-за неблагоприятного их падения (фото Пашека).

котлована даже в прочных гнейсах при крутом падении их в сторону откоса. На рис. 8.10 показано основание плотины, сложенное гнейсами, частично разуплотнившимися за зимнее время.

Разуплотнение и смещение часто наблюдаются в сланцеватых породах, когда плоскости сланцеватости наклонены параллельно склону. Слои подсекаются строительной выемкой, и склон теряет устойчивость. В. Рейтер [167] описывает подобные явления, встретившиеся при строительстве плотины Раппбодде в ГДР, где только путем очень осторожного ведения скальных работ удалось избежать возникновения крупных оползней.

В связи с проблемой устойчивости склонов следует сделать несколько замечаний. Секции плотины возводят на склонах раньше, чем в нижней части долины. Такая последовательность иногда необходима для ускорения ведения работ, но она связана с определенным риском и допустима только в прочных породах с падением пластов и трещин в глубь склона и отсутствием глубоких оползней. В тех случаях, когда возводят вначале верхнюю секцию, бетонные работы допустимо начинать после проходки котлованов под соседние с ней секции. Это необходимо для того, чтобы убедиться в сплошности поверхности основания

и чтобы избежать взрывных работ в непосредственной близости от уложенного бетона.

От геолого-морфологических условий во многих случаях зависит решение о способе пропуска строительных расходов: сбрасывать ли воду через обводной туннель или пропускать через строительную площадку. Туннельный способ предпочтительнее, так как он обеспечивает непрерывность ведения строительных работ. Однако проходка обводного туннеля возможна только в том случае, если борта долины имеют подходящую для этого форму и сложены прочными породами; пробивать туннель в раздробленных породах нецелесообразно.

При возведении плотины в широкой долине проходка строительных котлованов и укладка в них бетона производится в несколько этапов, с пропуском строительных расходов через частично возведенные секции. Вместе с инженером-проектировщиком инженер-геолог должен участвовать в выборе мест расположения временных перемычек, принимая во внимание характер и мощность рыхлых отложений в долине и обломочные накопления в подошве склонов. Для составления проекта перемычек необходимо определить с помощью опытных откачек возможный приток воды в котлованы.

При проектировании гидротехнических сооружений на крупных реках следует использовать геоморфологические особенности долины, с тем чтобы часть сооружения возводить вне русла. Примером является плотина Вальзе на реке Дунае в Австрии, построенная в 1968 г. Строительная площадка была расположена на обширной меандре, и местоположения здания электростанции, водосброса и судоходных шлюзов выбирались на основании детальных геологических изысканий. По окончании строительства река была отведена в новое искусственное русло. Изыскания на строительной площадке (створ II на рис. 8.11) показали, что в основании средней части здания гидростанции проходит сброс с опущенным северным крылом, а олигоценые аргиллиты, подстилающие девятиметровую толщу гравелистых песков, трещиноватые и дислоцированные. В южном крыле сброса аргиллиты имеют значительно меньшую мощность и залегают на гранитах. Такая неоднородность основания потребовала разведки второго створа в 200 м ниже по течению реки. Простиране сброса было прослежено с помощью колонкового бурения и электроразведки (рис. 8.12), которые показали, что это нарушение проходит вдоль северного края здания электростанции. Только в третьем створе, расположенном в 300 м выше первого, оказалось возможным разместить основные сооружения гидроузла вне сброса. Из-за опасения значительных осадок полевыми и лабораторными методами были изучены механические свойства олигоценых аргиллитов.

8.6. Плотины в изверженных и метаморфических породах. Все plutонические (граниты, диориты, габбро), гипабиссальные и вулканические (порфириты, диабазы, базальты, андезиты) породы и кристаллические сланцы (гнейсы, амфиболиты, роговики) обладают большей прочностью, чем бетон, и их несущая способность в большинстве случаев вполне достаточна, за исключением зон тектонических нарушений и выветривания.

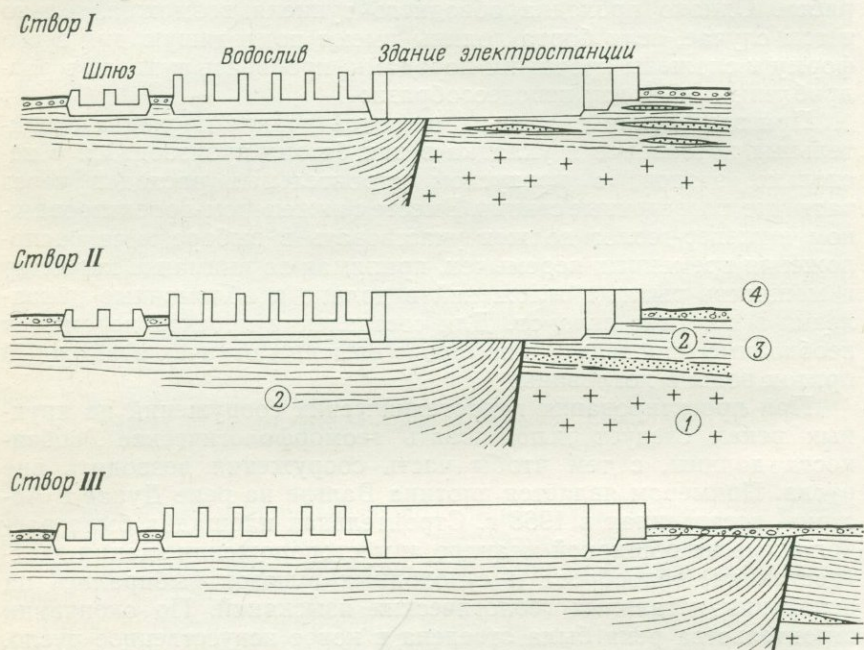


Рис. 8.11. Геологические условия разведанных створов I—III гидроузла Вальзе на реке Дунай.

1 — граниты; 2 — олигоценые слоистые аргиллиты; 3 — хрупкие песчаники; 4 — песчано-гравелистые отложения.

Особого внимания требуют створы, расположенные в *гранитах*, так как в последних встречаются зоны дробления и термального распада (см. гл. 3). Характеризуя граниты, необходимо учитывать их возраст и тектогенез. Обычно древние граниты сильнее тектонически нарушены по сравнению с более молодыми, ибо претерпели больше фаз складкообразования. Граниты во многих случаях значительно изменены вдоль крупных тектонических линий. Например, разведка створа плотины на реке Хорнад (Словакия) показала, что граниты вблизи крупного надвига сильно трещиноваты и раздроблены, а вдали от надвига лишь слегка нарушены.

В Центральной Европе граниты и диориты, залегающие под третичными и меловыми отложениями, также сильно нарушены в результате интенсивного выветривания, носящего тропический характер. Глубина выветривания неравномерна; местами выветривание проникает по трещинам и зонам дробления глубоко в толщу сохранных пород.

По мнению многих инженеров, створы в гранитах достаточно надежны и детальным исследованиям не требуются. Это представ-

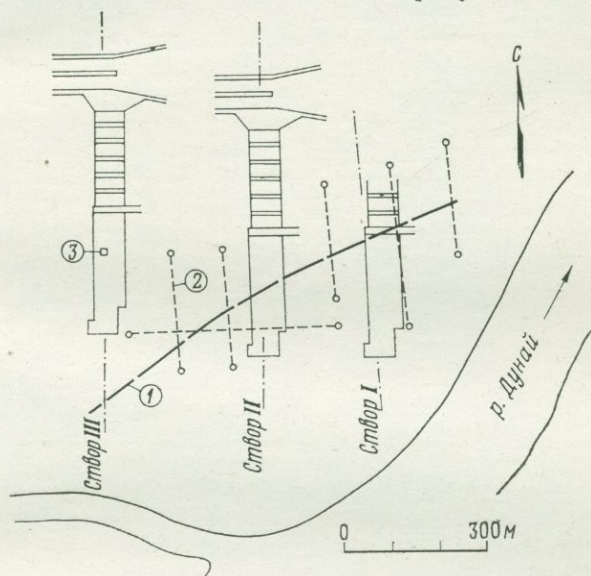


Рис. 8.12. Расположение створов I—III гидроузла Вальзе.

1 — сброс; 2 — геофизические разрезы; 3 — разведочная шахта.

ление ошибочное, на что М. Люжон обратил внимание еще в 1933 г., приведя в своей книге соответствующие примеры [110]. Весьма поучительным является случай с плотиной Форк на реке Сан-Габриель в Калифорнии. Так как считалось, что геологические условия для возведения плотины на граните благоприятны, изысканий не провели. И только во время строительства на правом берегу реки обнаружили в гранитах обширную зону дробления, частично измененную термальными процессами. Выборка этих пород привела к образованию крупного оползня, заполнившего котлован. Последующие детальные изыскания привели к заключению о целесообразности переноса створа на другое место (рис. 8.13).

Глубина выветривания в кристаллических сланцах также зависит от падения пластов. В створе плотины в горах Крушне

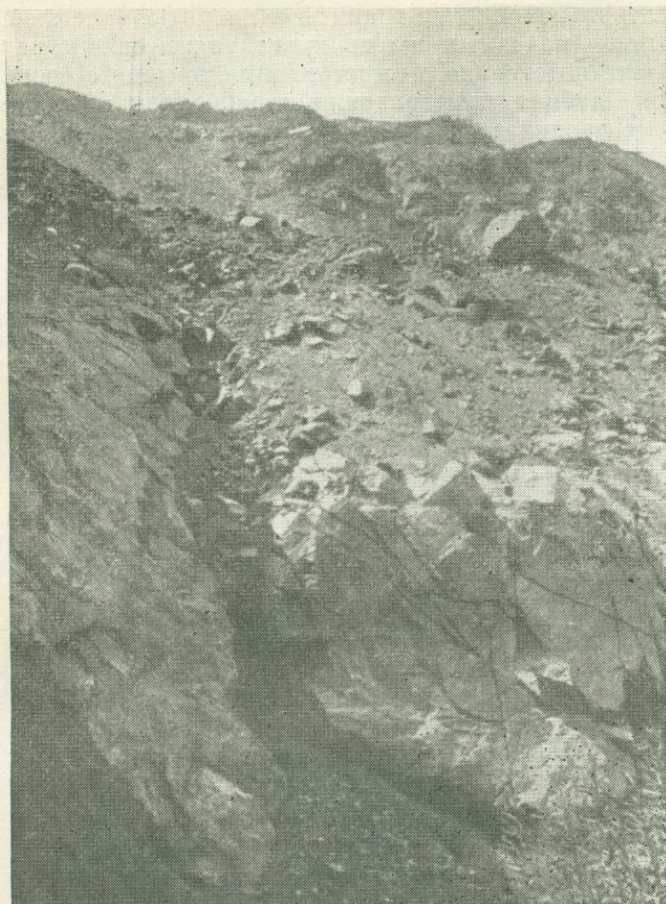


Рис. 8.13. Обвал в гранитах, из-за которого был перенесен створ плотины Форк в Калифорнии (фото Зарубы).

(Чехия) биотитовые парагнейсы простираются параллельно долине и падают под углом $30-40^\circ$ на запад (рис. 8.14). На левом берегу пласты наклонены согласно поверхности склона, а на правом — в глубь массива. На левом берегу глубина выветривания была небольшая и во время проходки строительного котлована происходило разуплотнение и сползание блоков по напластованию, особенно в периоды весеннего снеготаяния. На правом берегу глубина выветривания достигала 12—15 м, в частности из-за проникания воды в глубь массива по плоскостям напластования.

Примером трудностей, связанных с проходкой котлована в слюдистых сланцах, может служить строительство плотины Приттибой для водоснабжения Балтимора (рис. 8.15). Плотина бетонная, гравитационная, высотой 45 м. Разработка котлована

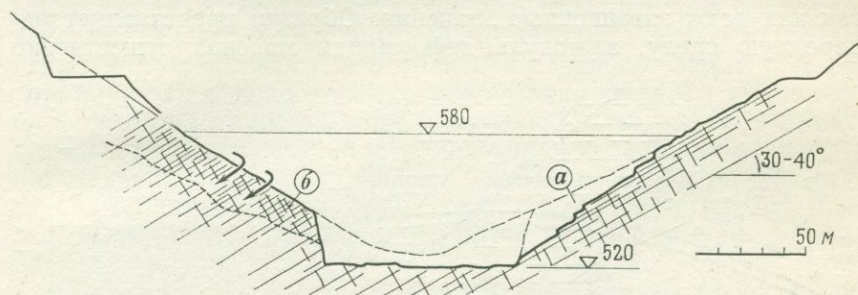


Рис. 8.14. Створ плотины в парагнейсах в горах Крушне (Рудные горы, Чехия).

a — левый берег, где произошел оползень по напластованию при проходке строительного котлована; *b* — правый берег, где выветривание распространилось на большую глубину.

на правом берегу показала, что проведенных изысканий совершенно недостаточно. Породы в зоне разлома изменены на глубину до 50 м, в связи с чем глубину врезки основания плотины пришлось значительно увеличить, а в правом ее примыкании

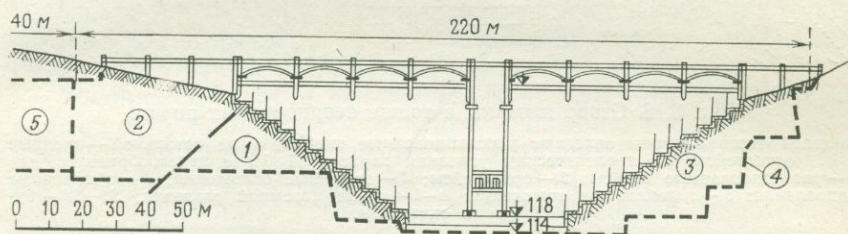


Рис. 8.15. Непредвиденное увеличение объема выемки и объема бетона при строительстве плотины в выветрелых гнейсах.

1 — прочные гнейсы; *2* — выветрелые гнейсы; *3* — проектная врезка плотины; *4* — фактическая глубина подошвы плотины; *5* — бетонная диафрагма, перекрывающая выветрелые породы.

заложить бетонную диафрагму. В результате объем выемки увеличился в шесть раз по сравнению с проектным, а объем бетона — в два раза; значительно возросла продолжительность строительных работ.

Поскольку даже прочные породы в какой-то мере сжимаемы, в основании гравитационных плотин и в примыканиях арочных плотин под действием больших нагрузок от этих сооружений

могут происходить деформации. В связи с этим проектировщику надо возможно точнее знать деформационные свойства пород.

Результаты испытаний малых образцов пород практически не применимы для определения модуля деформации массива, так как дают завышенные значения. Образец представляет однородную среду, а модуль деформации массива существенно

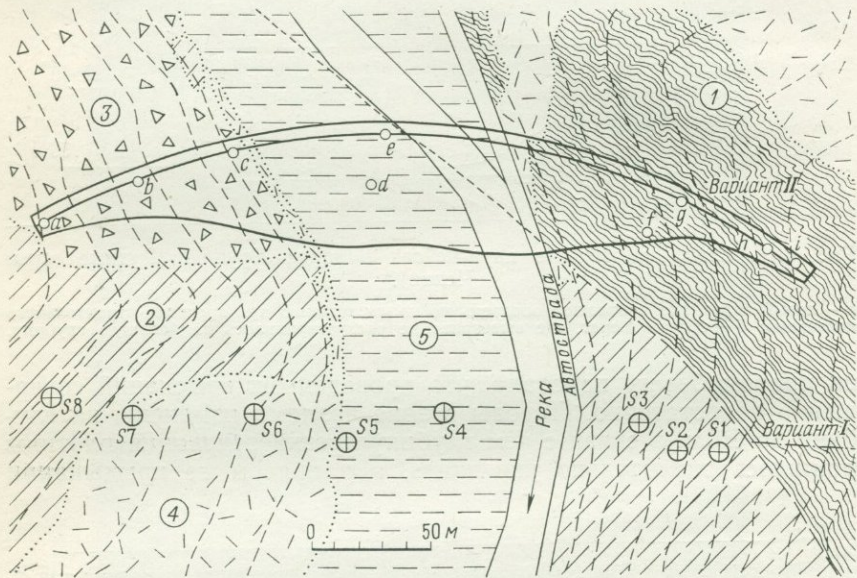


Рис. 8.16. Створ плотины в толще неоднородных пород.

В левой части плотины залегают рассланцованные гнейсы, а на остальной — прочные ортогнейсы. По геологическим условиям вариант II более целесообразен. 1 — рассланцованные гнейсы; 2 — ортогнейсы; 3 — валунные отложения; 4 — обломочные накопления; 5 — голоценовые отложения; *a-i* — точки наземной разведки; S1—S8 — буровые скважины.

снижается за счет трещин и плоскостей напластования. Модуль упругости сильно рассланцованных гнейсов гидроузла Люцендро по данным испытаний образцов равнялся $390\,000\text{ кгс/см}^2$, а в массиве не превышал $120\,000\text{ кгс/см}^2$. Диабазы в основании плотины Зиттербах [199] на образцах показали модуль упругости $800\,000\text{ кгс/см}^2$, а в натуральных условиях только $92\,000\text{ кгс/см}^2$. Модули деформации прочных изверженных пород и кристаллических сланцев иногда сильно отличаются друг от друга; поэтому нежелательно, чтобы в основании плотины эти породы залежали совместно, хотя каждая из них в отдельности является надежным основанием для сооружения. На рис. 8.16 показан створ плотины, выбранный в самой узкой части долины неза-

висимо от различных свойств слагающих его пород, в результате чего возведение левобережной секции плотины осуществлялось со значительными трудностями.

Модуль деформации определяется полевыми опытами с нагрузками на штампы достаточно больших размеров в гидравлических камерах и методами сейсморазведки. Данные наземных испытаний показывают, что вблизи поверхности земли и в дне долин породы разуплотнены, и можно лишь полагать, что в глубине массива свойства пород должны быть лучше. Преимуществом сейсморазведочных исследований является возможность получения конкретных данных о свойствах пород на большой глубине. Осадка плотин, вычисленная по данным поверхностных испытаний, всегда оказывается выше фактически измеренных величин осадки.

Сопротивление сдвигу. В твердых изверженных породах контакт между бетоном и породой практически никогда не бывает гладким. Вскрытые котлованом породы имеют неровную поверхность, зависящую от основных систем трещин в массиве. Вследствие этого сдвиг бетона по поверхности коренных пород почти невозможен, если только они не были отшлифованы ледником. В последнем случае основанию должна быть придана ступенчатая форма или поверхность пород надо сделать шероховатой. Однако разрушение плотины может произойти из-за сдвига внутри ее основания. Одной из задач инженерно-геологических изысканий является тщательное исследование пород, слагающих основание плотины, с целью выяснить, имеются ли в них выдержанные трещины опасной ориентации, по которым под действием гидростатического давления могут произойти подвижки.

Водопроницаемость оснований. В прочных изверженных породах и в кристаллических сланцах фильтрация вод может происходить по открытым трещинам и крупным разрывам в дне и в бортах долины. Открытые трещины, в частности в породах, сильно нарушенных тектоническими движениями, уплотняются цементацией. Смятые и выветрелые породы в зонах дробления удаляются на необходимую глубину и заменяются бетоном. Следует избегать, где это возможно, крупных разломов и тектонических зон. На рис. 8.17 показана врезка арочной плотины Шошони в граниты, в которых основная система трещин простирается вкрест долине.

Особое внимание следует обращать на базальты, андезиты и другие молодые вулканические породы. Эффузивные породы, как правило, сильно водопроницаемые вследствие большого количества открытых трещин и прослоев шлаков, образовавшихся в результате быстрого охлаждения магмы. В них также встречаются прослои вулканических туфов, обуславливающих неравномерную сжимаемость.

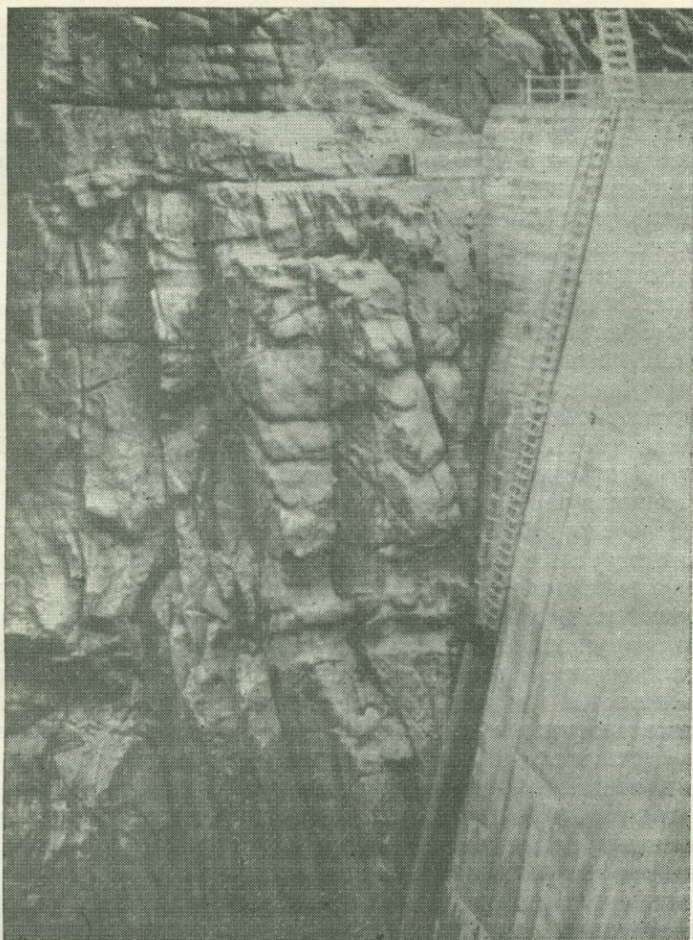


Рис. 8.17. Арочная плотина Шошони (США) в трещиноватых гранитах (фото Зарубы).

Очень сложным оказалось строительство некоторых плотин в Эфиопии. Плотина Кока возведена на щелочных риолитах; породы в основании плотины и в бортах водохранилища пришлось укреплять из-за многочисленных трещин в лавовых потоках. Трудности с укреплением пород основания встретились и при строительстве невысокой плотины Зула (25 м) на современных базальтовых образованиях. Открытые трещины сначала заполняли песком, а затем цементно-глинистым раствором. Инъекционные скважины бурились под углом 25° к вертикали с целью

пересечь большее количество вертикальных трещин, преобладавших в массиве [90].

Подготовка основания. Гравитационные и арочные плотины можно строить только на сохранных породах, не затронутых выветриванием. Для правильного определения глубины врезки плотины необходимо знать мощность выветрелых пород. Разработку котлованов в твердых породах следует вести с малыми зарядами ВВ во избежание излишнего нарушения пород и раскрытия трещин. Как правило, в основании оставляют двуметровый защитный слой, причем 1,5 м проходят с очень малыми зарядами, а последние 0,5 м снимают непосредственно перед укладкой бетона, по возможности без взрывных работ. В монолитных прочных породах подготовка основания ограничивается тщательной очисткой и промывкой поверхности струями воды под давлением (рис. 8.18). Торкретирование основания не обязательно. В случае трещиноватых пород проводится укрепительная цементация на глубину 5—15 м в зависимости от характера пород и высоты плотины. Контактная цементация ведется после укладки первого слоя бетона, что дает возможность применять высокое давление инъекции.



Рис. 8.18. Очистка поверхности пород основания плотины Орлик в Чехии струей воды под напором и сжатым воздухом (фото Зарубы).

8.7. Плотины в осадочных породах. Изыскания створов плотин в осадочных породах следует проводить с особой тщательностью, так как некоторые из этих пород представляют надежные основания, а другие совершенно непригодны для этих целей. Осадочные породы как основания плотин можно разделить на три группы: а) плотные псаммитовые породы — песчаники, аркозы, граувакки; б) известняки и доломиты; в) глинистые сланцы.

а. *Створы в песчаниках и в аналогичных им породах.* Эти осадочные породы образовались главным образом за счет цементации и уплотнения песчаных слоев, и поэтому их прочность зависит от степени сцементированности и характера цемента. Цемент может быть известковистым, железистым, кремнистым, глинистым, каолиновым и т. д. Прочность песчаников, аркозов и граувакк, как правило, выше прочности бетона, за исключением некоторых трещиноватых разновидностей. Песчаники и родственные им породы обладают относительно высокой несущей способностью, даже если они слабо сцементированы. При строительстве высоких плотин с большими нагрузками на основание необходимо определять модуль деформаций пород, слагающих основание, чтобы иметь возможность рассчитать осадку отдельных секций сооружения. В основании плотины Россенс в Швейцарии грубозернистые третичные песчаники имели модуль деформации, равный 10 000—20 000 кгс/см² параллельно напластованию и 8000—10 000 кгс/см² перпендикулярно ему. Модули упругости, определенные на образцах этих пород, соответственно равнялись 80 000—150 000 кгс/см² и 30 000—50 000 кгс/см² [133].

Песчаники обнаруживают относительно высокое сопротивление сдвигу и при вскрытии строительными выемками разламываются по трещинам или по плоскостям напластования. Чем тоньше пласты песчаника и больше в них трещин, тем меньше в них сцепление, в связи с чем в расчетах сопротивление сдвигу следует принимать равным трению. Сопротивление сдвигу сильно уменьшается за счет глинистых прослоев. Следует тщательно определять простирание и падение этих прослоев, поскольку они являются потенциальными поверхностями скольжения.

Водопроницаемость. В песчаниках воды фильтруются по открытым трещинам, поверхностям напластования, разломам и через поры в породе. В последнем случае водопроницаемость песчаников зависит от их гранулометрического состава и степени цементации. При чередовании водопроницаемых и водонепроницаемых пород (например, при залегании трещиноватых песчаников среди глинистых сланцев) фильтрационные характеристики створа зависят от мощности проницаемых слоев, их залегания, степени дислоцированности пластов и простирания складок по отношению к направлению оси плотины. Если про-

стирание пород параллельно оси долины, то фильтрация в нижний бьеф плотины более опасна, чем при простирании слоев нормально оси долины. В первом случае фильтрация из водохранилища в проницаемый пласт может происходить на значительном протяжении, особенно при горизонтальном или наклонном (рис. 8.19) залегании пород и в случае антиклинальных складок (рис. 8.20, а). Мероприятия по уменьшению водопр-

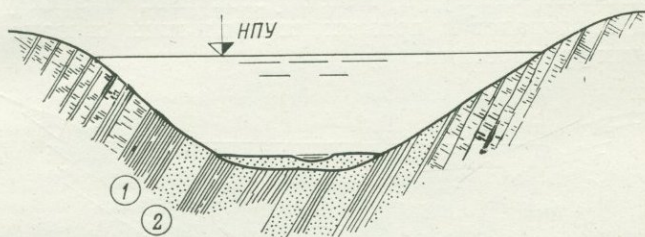


Рис. 8.19. Крутопадающие породы, простирающиеся параллельно оси долины. Фильтрация из водохранилища в водопроницаемые пласты может происходить на большом протяжении.

1 — водонепроницаемые сланцы; 2 — трещиноватые проницаемые песчаники.

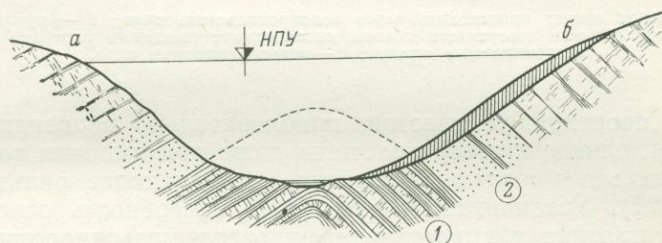


Рис. 8.20. Антиклинальная складка.

а — фильтрация может происходить через водопроницаемые слои в склоне долины; б — водопроницаемые слои прикрыты слабо проницаемыми склоновыми суглинками; 1 — водонепроницаемые сланцы; 2 — водопроницаемые трещиноватые песчаники.

ницаемости пород на значительной части акватории трудны и дорогостоящи. Створы, в основании которых имеются фильтрующие породы, можно считать подходящими, если последние прикрыты поверхностными отложениями, например обломочными образованиями с глинистым заполнителем или суглинками (рис. 8.20, б). В этих случаях противофильтрационное уплотнение пород необходимо только в непосредственной близости от плотины и в ее основании. Таким образом были улучшены многие створы.

Более благоприятными являются условия, когда слои образуют синклиналию складку, простирающуюся параллельно

оси долины (рис. 8.21). Если угол падения слоев меньше угла природного склона, вода может фильтроваться через проницаемые породы, но в значительно меньших количествах, чем в описанном выше случае. Наибольшую фильтрацию следует ожидать, если угол падения пластов равен или больше угла природного склона. Разуплотненные наклонно залегающие породы, особенно при фильтрационном обводнении, обладают меньшим сопротивлением сдвигу и менее устойчивы; в этих условиях проходка котлованов в примыканиях плотины связана со значительными трудностями.

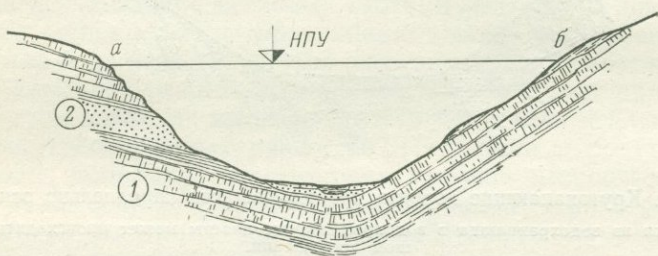


Рис. 8.21. Синклиальная складка.

а — фильтрация может происходить через водопроницаемые слои; *б* — крутопадающие породы, параллельные поверхности склона, способствуют смещению плотины; *1* — водонепроницаемые сланцы; *2* — водопроницаемые слои.

При простирании пластов, приблизительно перпендикулярном оси долины, в створе плотины даже при наличии водопроницаемых слоев создаются условия, затрудняющие фильтрацию (рис. 8.22). Увеличивается и несущая способность основания, так как плотина в этом случае опирается на однородные породы. Наиболее благоприятными с точки зрения водонепроницаемости являются условия, когда слои пород круто падают в сторону верхнего бьефа. Если при этом в песчаниках имеются тонкие глинистые прослои, то основание становится практически водонепроницаемым (рис. 8.23). Когда в створе плотины породы образуют антиклиналь, сооружение предпочтительнее располагать в крыле складки, направленном вверх по течению реки (рис. 8.24). При пологом падении в сторону верхнего бьефа толщи чередующихся песчаников и глинистых сланцев условия устойчивости плотины становятся менее благоприятными из-за возможности смещения ее по поверхности напластования (рис. 8.25).

Тектонически ненарушенные породы, падающие под большим углом вниз по течению реки, также создают благоприятные условия для расположения плотины. Однако если в пределах основания плотины падение пород изменяется, например,

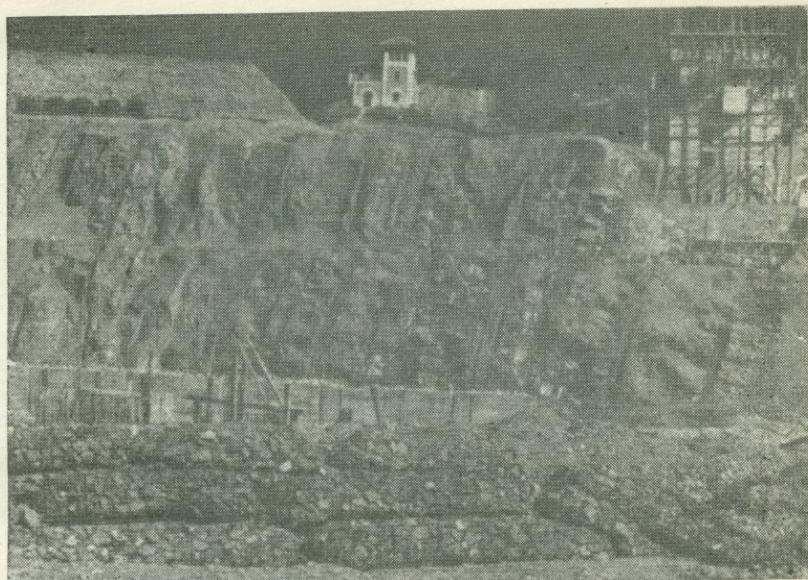


Рис. 8.22. Выемка под правое примыкание плотины на реке Арда в Апеннингах (фото Зарубы).

Пласты песчаников и сланцев круто падают в нижний бьеф.

как в синклиналиях, то возможность фильтрации из водохранилища не исключена (рис. 8.26). Очень возможны фильтрационные утечки по сбросу, пересекающему слоистую толщу водопроницаемых и водонепроницаемых пород, падающих в сторону нижнего бьефа (рис. 8.27). Размещение плотин в створах с пологопадающими в сторону нижнего бьефа породами обычно вызывает возражения. На таких створах плотины следует располагать так, чтобы в основании напорной грани залегал водонепроницаемый пласт. Ставить плотину напорной гранью на фильтрующие породы, а ниже на водоупорные было бы грубой ошибкой, так как это вызвало бы опасное развитие противоавдавления в подошве сооружения (рис. 8.28).

Подготовка основания. Если в основании сооружения залегают песчаники или трудновыветриваемые породы, особых мероприятий для обеспечения надежного контакта бетона с этими породами не требуется. Разуплотненные и выветрелые породы обычно подлежат удалению. Сильнотрещиноватые и слоистые песчаники следует также выбирать и заменять бетоном. Глубина такой заделки должна быть достаточно обоснованна. Крупные открытые трещины на площади всей зоны нарушения

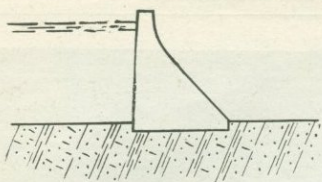


Рис. 8.23. Крутое падение пород в сторону верхнего бьефа, благоприятное для основания плотины.

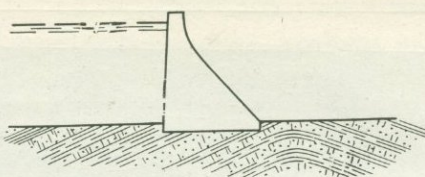


Рис. 8.24. Целесообразное расположение плотины на крыле антиклинали, падающем в сторону верхнего бьефа.

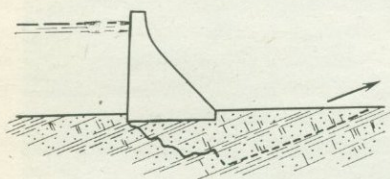


Рис. 8.25. Пологое падение пластов в сторону верхнего бьефа, при котором плотина может сместиться по поверхности напластования.

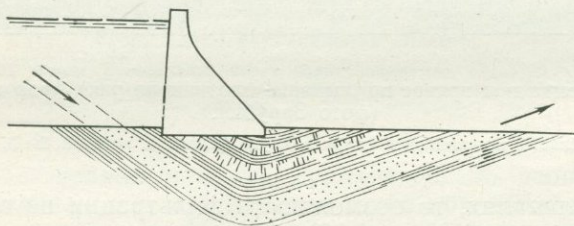


Рис. 8.26. Нежелательное расположение плотины на крыле синклинали, падающем в сторону нижнего бьефа.

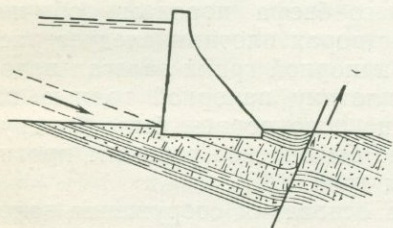


Рис. 8.27. Пологое падение в сторону нижнего бьефа тектонически нарушенной толщи пород, при котором возможна фильтрация по водонепроницаемым слоям и вдоль сброса.

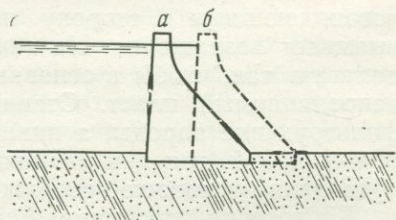


Рис. 8.28. Противодействие в подошве плотины может быть уменьшено при расположении ее напорной грани на водонепроницаемых породах (б). Водонепроницаемые породы в основании напорной грани плотины способствуют развитию противодействия (а).

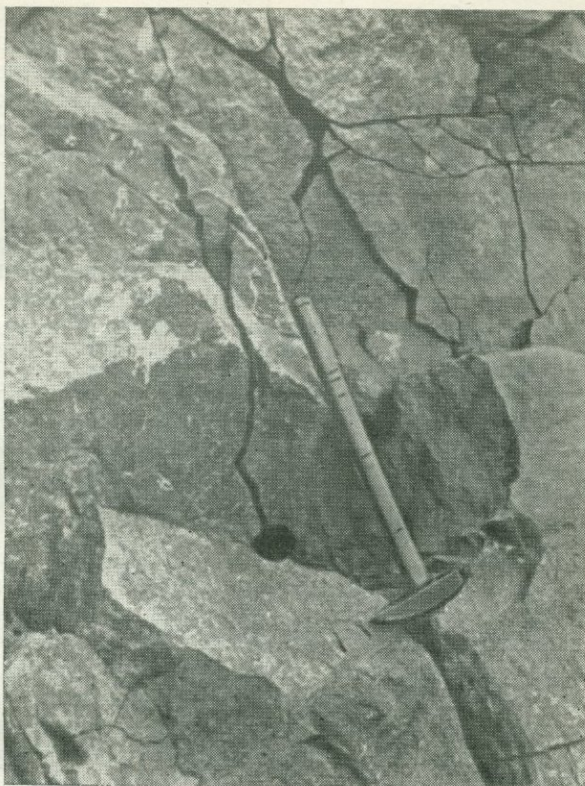


Рис. 8.29. Прочные песчаники в основании плотины, нарушенные взрывами с чрезмерно большими зарядами (фото Зарубы).

заполняются бетоном, а более мелкие трещины тщательно цементируются. Глубокие выемки в зоне трещиноватости могут привести к разуплотнению окружающих пород и к ослаблению основания. Если разрывное нарушение выполнено глиной или обломочным материалом, ослабленная зона вскрывается шахтами на большую глубину, которые последовательно проходятся и бетонируются, или вообще меняется тип плотины.

Песчаники — сравнительно хрупкие породы, которые сильно нарушаются при взрывных работах (рис. 8.29). Последний слой в котловане толщиной не менее 0,5 м надо снимать без применения ВВ. Если песчаники имеют глинистый или мергелистый цемент, они легко подвергаются выветриванию; в этом случае защитный слой в основании рекомендуется удалять непосредственно перед укладкой бетона. Основание, оставшееся

открытым на зимний период, приходится весной углублять, так как обычно породы разрушаются на глубину промерзания.

б. Плотины в известняках и в генетически связанных с ними породах. К этой группе пород со строительной точки зрения относятся кристаллические известняки (мраморы), массивные толстослоистые известняки, тонкоплитчатые мергелистые известняки, доломиты и доломитизированные известняки.

Несущая способность известняков, как правило, вполне достаточная, поскольку порода обладает большей прочностью, чем бетон. Модуль деформации изменяется в зависимости от трещиноватости и массивности породы. Трещиноватые доломитизированные известняки в створе плотины Пьеве-ди-Кадоре имели модуль деформаций от 20 000 до 30 000 кгс/см², увеличившийся после цементации до 50 000—60 000 кгс/см². Плотные триасовые известняки в левом примыкании плотины Канкано показали под нагрузкой в 20 кгс/см² модуль деформации около 200 000 кгс/см².

Известняки представляют надежное основание, если только их механические и фильтрационные свойства не ухудшены скрытыми подземными полостями. Карбонатные породы выщелачиваются, и, в частности, чистые трещиноватые известняки во многих случаях закарстованы. Трещины расширяются и образуют каналы и пещеры, что во многих случаях очень затрудняет строительство плотин. Поэтому одна из главных задач инженерно-геологических изысканий — установить, насколько породы в створе плотины затронуты карстовыми процессами.

Растворение известняков происходит очень быстро только в геологическом летоисчислении, но в сравнении со временем эксплуатации сооружения этот процесс чрезвычайно медленный. Выщелачивание известняков не может угрожать устойчивости плотины, так как в общем случае растворимость бетона выше, чем растворимость породы.

Сопротивление сдвигу. Известняки обычно представляют собой плотную породу с невыдержанными нарушениями сплошности, так что опасность сдвига бетона по породе невелика. Прочность известняков на сдвиг значительна, но она уменьшается по напластованию в тонкослоистых породах и становится еще меньше при наличии глинистых прослоев. Залегание потенциальных поверхностей скольжения подлежит учету в статических расчетах и определяется инженерно-геологическими изысканиями.

Водопроницаемость. Во всех случаях, когда в основании плотины залегают известняки, их водопроницаемость тщательно изучается. Распространение, форма, размеры и глубина пустот зависят от фазы развития карстовых процессов, на которые влияют многие факторы. Одним из этих факторов является,

например, химический состав известняков. Чистые разности известняков выщелачиваются интенсивнее, и их закарстованность в одних и тех же условиях всегда больше, чем в мергелистых известняках. О распространении карстовых полостей можно судить по структуре массива пород и по простираению трещин; в замках антиклинальных складок трещины обычно расширены и выщелачивание по ним происходит интенсивнее. Карстовые галереи и пещеры развиваются обычно на нескольких горизонтальных уровнях, следуя за развитием долины. Эти уровни соответствуют приблизительно высотному положению плейстоцено-

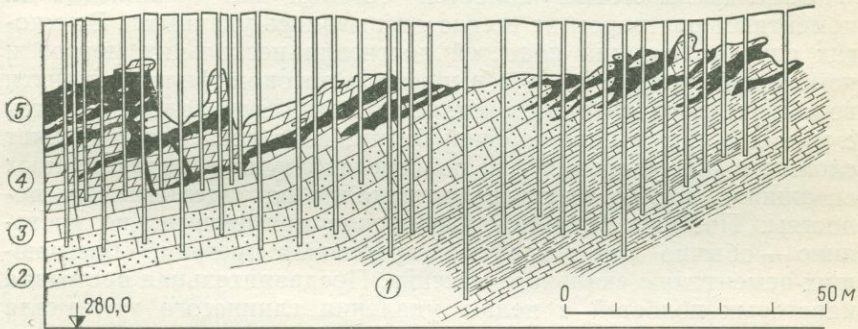


Рис. 8.30. Карстовые полости, распространенные ниже дна долины, в районе плотины Чероки на реке Холстон.

1—3 — среднекембрийские известняки и известковистые сланцы; 4 — верхнекембрийские доломиты и доломитизированные известняки; 5 — карстовые полости.

вых речных террас. В районах распространения известняков, характерных провальными явлениями, карстовые пустоты могут встретиться ниже дна долины (рис. 8.30).

Создание противofильтрационных завес в закарстованных породах связано с большими трудностями, так как часто невозможно определить точное местоположение открытых трещин и пустот, через которые будет происходить фильтрация в дне и в бортах долины.

Существуют разные способы возведения плотин в районах, сложенных известняками. Так как фильтрация воды непосредственно не угрожает устойчивости плотин, некоторые из них строятся без противofильтрационных завес, и только после обнаружения значительных потерь воды из водохранилища начинают принимать необходимые меры: опорожняют водохранилище, оконтуривают пустоты и заполняют их цементным раствором. В большинстве же случаев цементационные завесы создают до начала наполнения водохранилища, располагая их в соответствии с предполагаемыми путями фильтрации.

Пустоты и широкие трещины в известняках могут быть открытыми или частично заполненными привнесенными глинистыми материалами. Полости, заполненные глинистым веществом, пропускают небольшое количество воды, но со временем расход может увеличиться за счет выноса заполнителя. В некоторых случаях такое усиление фильтрации ошибочно объяснялось быстрым увеличением размеров полостей из-за выщелачивания известняков. Однако детальными изысканиями было доказано, что увеличение утечки воды связано с размывом заполнителя карстовых пустот.

Заделка карстовых полостей бетоном или заполнение их цементным раствором не всегда оказывались удачными. Во многих случаях ширина полостей достигала нескольких метров и цементный раствор из них выносился потоком фильтрующихся вод. При строительстве некоторых плотин для заделки пустот с успехом применялся горячий битум, но такой способ требует сложного оборудования для подогрева битума в инъекционных скважинах, чтобы он лучше растекался по заделываемым полостям. Поэтому битумное заполнение применяется не постоянно — обычно для устройства временных преград, облегчающих цементацию скального массива. Предварительная промывка карстовых полостей с целью удаления глинистого материала и последующее заполнение их соответствующим цементным раствором представляют собой очень сложную операцию, требующую большой затраты труда.

От степени закарстованности основания зависит развитие в нем противодействия. При проектировании гравитационных плотин на известняках с открытыми трещинами в расчет следует принимать полную величину противодействия, что влечет за собой значительное увеличение объема бетона в сооружении.

Подготовка основания. Прежде всего удаляются все выветрелые слои и тонкие пласты прочных известняков, перекрывающие обширные подземные полости. Зачищенная поверхность известняков не требует никакой дополнительной обработки для обеспечения надежного контакта бетона с породой. В тех случаях, когда на контакте фундамента с известняками имеются глинистые прослойки, их следует выбрать и заменить бетоном. Поверхность карстующихся известняков обычно неровная, с выступами и глубокими карманами, заполненными остаточными глинистыми образованиями. В этом случае верхние слои известняков подлежат удалению на глубину, большую, чем обычно, так чтобы сооружение целиком располагалось на прочной неветрелой породе.

В связи с описанными трудностями подготовки основания плотины на закарстованных известняках строятся редко. Одной из таких плотин является плотина Камараса в Каталонии, в ос-

новании которой залегают юрские известняки и доломиты. После наполнения водохранилища в нижнем бьефе плотины появились многочисленные ключи с дебитом до $11 \text{ м}^3/\text{с}$. Уплотнить ложе водохранилища было трудно, так как фильтрация происходила на большом протяжении. Поэтому на обоих берегах реки устроили цементационную завесу длиной 1029 м, используя для этого 224 буровые скважины глубиной до 394 м [110].

Весьма неблагоприятными оказались геологические условия на участке строительства плотины Кастильон на реке Вердон во Французских Альпах [86]. Морфологически створ вполне под-

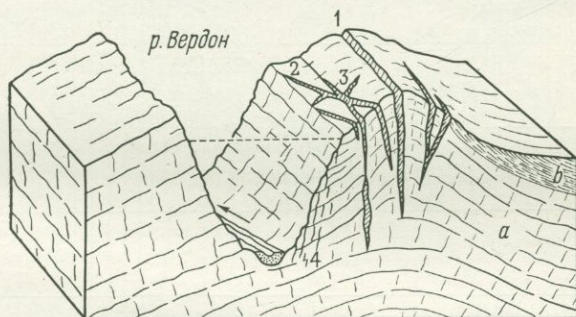


Рис. 8.31. Блок-диаграмма, показывающая основные трещины в известняках правого склона долины в створе плотины Кастильон во Франции [60].

ходил для арочной плотины, но геологические условия доставили много трудностей. Ущелье врезано в юрские трещиноватые известняки; на левом берегу массивные пласты погружаются под углом 20° в сторону склона, а на правом берегу породы образуют антиклинальную складку и падают к реке. Известняки разбиты тремя системами интенсивной трещиноватости (рис. 8.31). Трещины шириной местами до нескольких метров имеют тектоническое происхождение и возникли при формировании антиклинальной складки. Арку плотины можно было врезать в трещиноватую толщу известняков, только обеспечив ей надежные упоры в берега. Были проведены детальные исследования с применением штолен и буровых скважин, с тщательным определением элементов залегания трещин. Требовалось решение двух очень важных задач: как консолидировать трещиноватые известняки, чтобы они были надежным упором для арочной плотины, и как обеспечить водонепроницаемость пород в створе сооружения. Все открытые трещины расчистили и заделали бетоном, массив пород объемом $200\,000 \text{ м}^3$ ниже подошвы плотины подвергли цементации, а разгруженные блоки

в основании склонов укрепили бетонными упорами, связанными с массивом напряженными анкерами (рис. 8.32).

Серьезным вопросом в организации цементационных работ было ограничение растекания раствора по открытым трещинам на большое расстояние. С этой целью из трех штолен были пробурены скважины с шагом 2—5 м, ориентированные в нескольких направлениях. Открытые трещины сильно затрудняли бурение. Во избежание утечки по трещинам тонкого цементного раствора (что могло помешать образованию сплошной

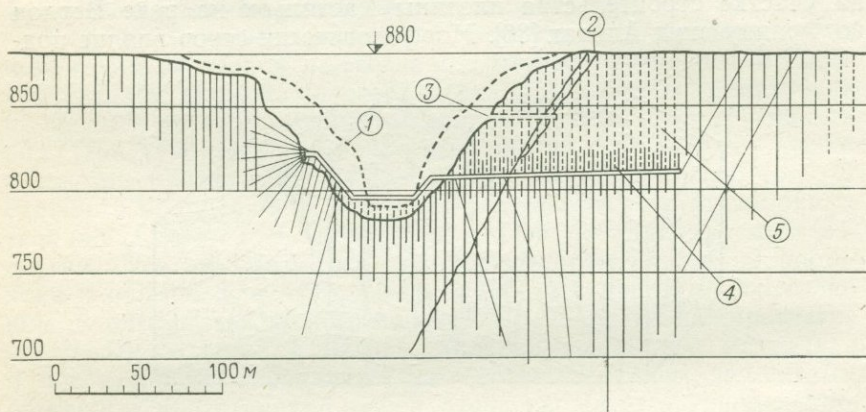


Рис. 8.32. Противофильтрационная завеса в створе плотины Кастильон.

1 — первоначальная поверхность; 2 — открытая трещина; 3, 4 — цементационные штольни; 5 — наклонные скважины.

завесы) нагнеталась специально подобранная по данным лабораторных испытаний смесь из цемента, бентонита и каменной крошки. Такая смесь обладала консистенцией сухого раствора, но могла нагнетаться обычным цементационным насосом и благодаря тиксотропным свойствам бентонита быстро схватывалась после инъекции, приобретая прочность 30—40 кгс/см² на 7-ой день и 80 кгс/см² на 28-й день. Состав смеси вполне подходил для заполнения трещин шириной в несколько десятков сантиметров. Скважины бурились в массиве по нескольким направлениям в соответствии с ходом строительных работ. Было пройдено 15 000 м скважин и закачено около 6000 м³ цементной смеси, что составило приблизительно 3% от объема зацементированных пород.

В отличие от вышеописанного случая известняки в основании построенной в 1957 г. плотины Канкано, расположенной в Итальянских Альпах, оказались вполне благоприятными (рис. 8.5 и 8.6). В основании плотины с первоначально запро-

ектированной высотой 137 м залегают триасовые известняки с прослоями мергелей, круто падающие в сторону верхнего бьефа; из-за наличия мергелей известняки оказались практически незакарстованными. В связи с большой нагрузкой от плотины и тектоническими нарушениями в правом примыкании на створе были проведены испытания в штольнях с целью определения модуля деформации известняков. Согласно результатам этих исследований, приведенным на рис. 8.33, модуль деформации известняков при давлении на штамп около 20 кгс/см^2 оказался равным на левом берегу примерно $200\,000 \text{ кгс/см}^2$, а на

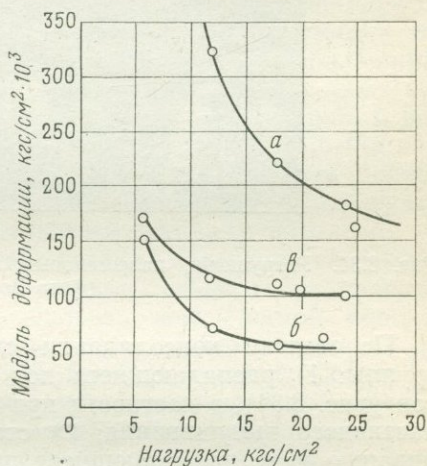


Рис. 8.33. Модули деформации мергелистых известняков в створе плотины Канкано.

а — левый берег; б — правый берег до цементации; в — правый берег после цементации.

правом берегу до цементации он был порядка $50\,000 \text{ кгс/см}^2$ и после цементации — $100\,000 \text{ кгс/см}^2$. В основании и в примыканиях плотины устроена двухрядная цементационная завеса глубиной 90 м. С целью пересечения трещин и поверхностей напластования инъекционные скважины бурились наклонно. Поглощение цемента составило в среднем 11,4 кг на один погонный метр.

в. *Плотины в глинистых сланцах.* В строительной практике под термином «глинистые сланцы» понимают все консолидированные пелитовые породы, которые образовались из глинистых или глинисто-пылеватых осадков, были уплотнены под действием давления или в результате цементации и подверглись дополнительной перекристаллизации. Скорость консолидации зависит от следующих факторов: размера и характера глинистых частиц; присутствия песчаных прослоев, через которые воды легко отжимаются; мощности отложений и веса вышележащих пород; продолжительности нагружения; величины тектонических напряжений, действующих в толще пород.

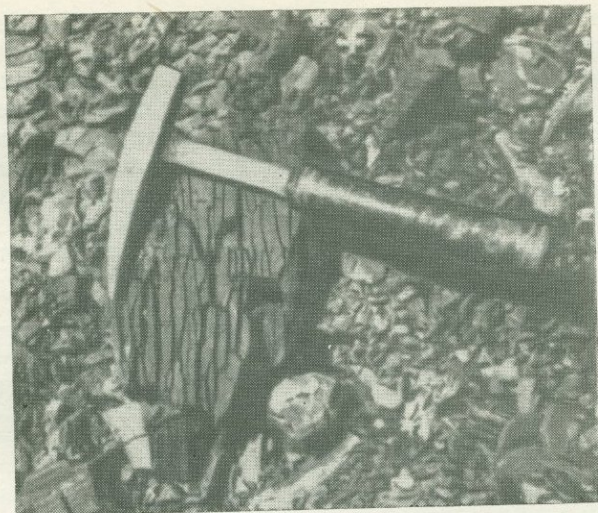


Рис. 8.34. Разрушение палеогеновых глинистых сланцев при промерзании (фото Зарубы).

По степени консолидации сланцы подразделяются на две группы: 1) распадающиеся под действием субаэральных агентов (рис. 8.34), в частности при соприкосновении с водой после частичного высушивания; 2) стойкие по отношению к выветриванию и не распадающиеся при попеременном высушивании и увлажнении. Имеются и промежуточные разности сланцев. Для определения основной характеристики сланцеватой пелитовой породы — способности ее к размоканию — проводятся специальные исследования, на основании которых принимаются решения о способах защиты оснований, сложенных такими породами.

Палеозойские и более древние глинистые сланцы в Центральной Европе, испытавшие сильные напряжения в период вариссийского орогенеза, относятся повсеместно ко второй группе. Большая часть пелитовых отложений мелового и третичного возраста быстро выветривается и размокает под действием воды после высыхания. К этой группе относятся многие третичные вулканические туфы, туффиты и некоторые песчаные сланцы с глинистым или мергелистым цементом. Так, разрушение в 1928 г. плотины Сент-Франсис в южной Калифорнии было вызвано размоканием сланцев, залежавших в бортах долины.

Несущая способность сланцев первой группы зависит от их влажности и увеличивается с уменьшением последней. Эти

сланцы имеют относительно низкий модуль упругости, проявляют пластические свойства и под большими нагрузками могут выжиматься из-под сооружения. На дне глубоких долин они могут быть частично деформированы под действием веса вышележащих пород (см. гл. 4). Толща сланцев, нарушенных в четвертичное время и деформированных под нагрузкой от перекрывающих их пород, не является надежным основанием для гравитационных плотин.

Сланцы второй группы обладают высокими прочностью и несущей способностью, примерно такими, как у бетона средней марки; они не подвержены пластическим деформациям¹ под возможными нагрузками от плотин. Модуль деформации их обычно меньше, чем у бетона, и они уплотняются под большими нагрузками. При выборе типа плотины, возводимой на сжимаемых сланцах, следует стремиться к тому, чтобы разница в нагрузках при полном и опорожненном водохранилище была как можно меньше. Большие деформации могут повредить цементационной завесе, ослабить контакт бетона с породой и вызвать неравномерные осадки под отдельными секциями плотины.

Сопrotивление сдвигу. Контакт бетона с поверхностью вскрытых сланцев обычно неровный, и, следовательно, сопротивление сдвигу на контакте неизменно больше, чем в самой породе. В связи с этим необходимо исследовать прочность сланцев по поверхностям, по которым может произойти сдвиг. Сопrotивление сдвигу по напластованию или сланцеватости заметно меньше, чем в поперечном им направлении, и в значительной степени зависит от петрографического состава породы. По слоистости бентонитовые глины имеют $\phi = 12^\circ$, а сцепление около 0,2 кгс/см². Увеличение содержания карбонатов и уменьшение бентонита в сланцах приводит к росту значения ϕ до 28° и больше. Прочность поперек слоистости характеризуется $\phi = 20^\circ$ и сцеплением от 0,5 до 1,0 кгс/см². Обычно в расчетах сцепление по плоскостям напластования и сланцеватости не учитывается, так как даже при малых нормальных напряжениях небольшие выступы в этих плоскостях могут подвергнуться разрушению. Это положение было выдвинуто С. А. Роза [173] для нормальных напряжений в 10 кгс/см². В связи с большим различием между прочностью по плоскостям слоистости и поперечно к ним поверхность сдвига в сланцах имеет обычно извилистую форму; она пересекает слои (и в этом случае вместо сдвига происходит скалывание) и следует поверхностям ослабления. В статических расчетах эту особенность следует принимать во внимание. В некоторых случаях прочность и несущая

¹ Очевидно, автор имел в виду пластические деформации смятия и выдавливания породы.— *Прим. перев.*

способность глинистых сланцев настолько малы, что предпочтительнее строить на них земляные плотины.

Водопроницаемость. Глинистые сланцы представляют собой надежное водонепроницаемое основание. Вследствие их пластичности в них не образуются новые трещины под нагрузкой, а существующие трещины часто смыкаются. Водонепроницаемость глинистых сланцев уменьшается, если в них содержатся прослойки водопроницаемых песчаников. Сланцы, непосредственно подстилающие песчаники, подлежат тщательному изучению, так как поверхность их может быть ослаблена водой, фильтрующейся через поры и трещины в песчаниках. Такого рода нарушения сланцев проникают на глубину, значительно большую, чем поверхностное выветривание.

В компактных сланцах второй группы встречаются открытые трещины и зоны дробления, которые подлежат уплотнению цементацией, как это делается в других твердых породах.

Подготовка основания. Сланцы, особенно относящиеся к первой группе, изменяют свойства при каждом попеременном высушивании и увлажнении, приобретая качества, малопригодные для основания плотин. В сухое время года влажность сланцев уменьшается за счет испарения и в них появляются трещины высыхания. Если бетон укладывается на сухую толщу сланцев, поверхность последних может размокнуть под действием воды, выделяемой бетоном; в этом случае на контакте бетона с породой образуется тонкий прослойок мягкой глины. Во избежание этих явлений необходимо сводить к минимуму разрыв во времени между вскрытием котлована поверхности сланцев и укладкой на них первого слоя бетона. В некоторых случаях эффективной оказывалась защита вскрытой поверхности породы торкрет-бетоном или битумом.

Глинистые сланцы, как и другие породы в ненарушенном состоянии, обладают остаточным напряжением, которое может быть снято в процессе проходки глубокого котлована под плотину. При этом породы могут сместиться в строительную выемку и повлечь за собой нарушение сплошности по напластованию и раскрытие трещин в массиве пород; последнее часто ошибочно объясняют высыханием сланцев. Этого неблагоприятного явления в сланцах можно избежать только путем сокращения времени между подготовкой основания и укладкой на него бетона и путем разработки котлована небольшими участками.

Глинистые сланцы в значительной мере определяют геотехнические свойства толщи пород, в состав которой они входят. Примером могут служить альпийские и карпатские флишевые отложения, в которых глинистые сланцы переслаиваются с песчаниками. Чтобы оценить геотехнические свойства такой толщи, необходимо изучить характер и степень тектонической нарушен-

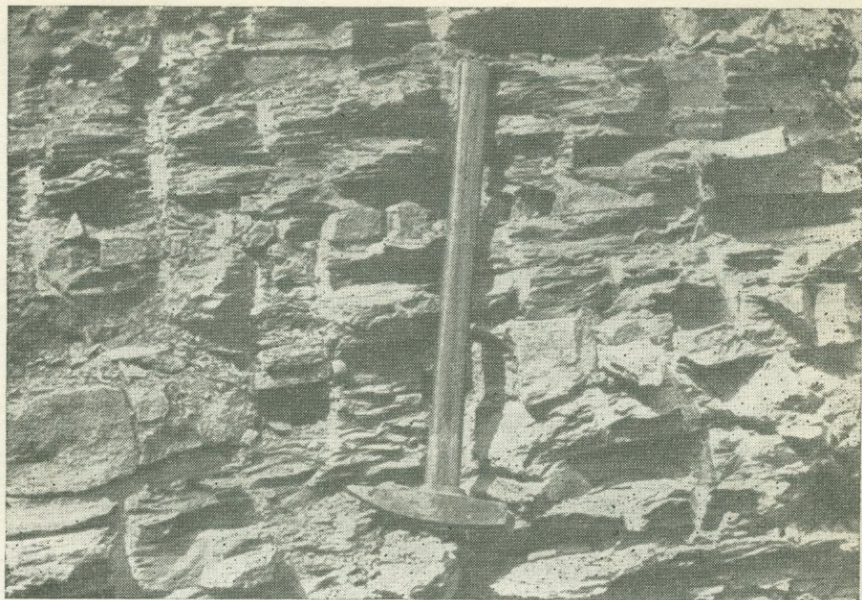


Рис. 8.35. Водонепроницаемые палеогеновые сланцы с прослоями песчаников в створе плотины Крпеланы на реке Ваг в Словакии (фото Пашека).

ности сланцев. В некоторых районах флишевые отложения мало нарушены; выдержанные слои слагающих их сланцев и песчаников протягиваются на значительное расстояние и залегают горизонтально или собраны в пологие складки. Такие толщи из-за прослоев сланцев обычно маловодопроницаемы, особенно в направлении, перпендикулярном напластованию (рис. 8.35). Однако большинство флишевых комплексов испытывало сильные орогенические напряжения, вследствие чего они имеют сложные складчатые формы, надвинуты друг на друга и разорваны малыми и большими сбросами. Особое внимание следует обращать на крутонаклонные слои, которые часто внешне производят впечатление мало нарушенных, но прослои сланцев в них под действием значительных нормальных напряжений могут быть сильно сжаты, спрессованы, раздавлены и смяты в тугие складки. Это типичный пример несогласной складчатости. Пласты твердых песчаников, разделенные прослоями сланцев плейчатой текстуры, большей частью сильно трещиноватые; трещины ориентированы перпендикулярно напластованию и раскрыты настолько, что мягкие сланцы частично вдавлены в них. Деформированная таким образом толща обычно сильноводопроницаема. Нарушенные сланцы обладают низким сопротивлением

сдвигу, так как поверхности напластования в них сглажены происходившими в них дифференцированными подвижками. Зоны дробления в флишевых отложениях являются малоподходящим основанием для плотин, особенно для гравитационных плотин. Степень тектонической нарушенности этих отложений подлежит тщательному изучению на предварительных стадиях изысканий.

Примером строительства на нарушенной флишевой толще олигоценового возраста, сложенной сланцами и песчаниками, может служить плотина Бен-Метир, возведенная с целью водоснабжения города Туниса [200]. Сильнотрещиноватые и водопроницаемые маломощные пласты песчаника разделены про-

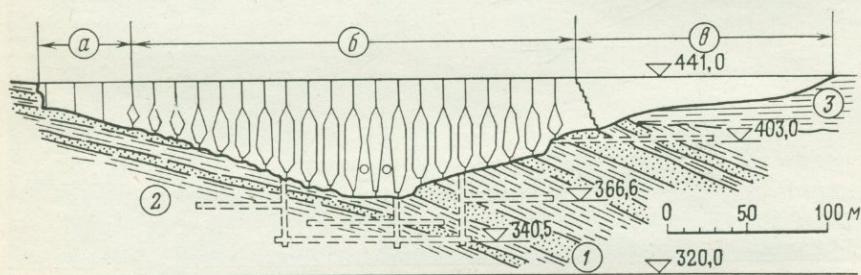


Рис. 8.36. Продольный разрез основания плотины Бен-Метир [112].

1 — песчаники; 2 — олигоценовые глинистые сланцы; 3 — понтические глинисто-песчаные озерные отложения; а — гравитационные секции; б — контрфорсная плотина; в — каменнабросная плотина.

слоями глинистых сланцев, твердых в ненарушенном состоянии, но выветрелых и пластичных непосредственно на контакте с песчаниками. На левом берегу реки флишевые породы перекрыты молодыми (понтическими) озерными глинистыми и песчанстыми образованиями, залегающими субгоризонтально. В створе плотины породы разнородные, неодинаковые по сжимаемости. С учетом описанных геологических условий плотина была запроектирована контрфорсной на флишевой толще и каменнабросной на озерных отложениях (рис. 8.36). Напряжения в подошве контрфорсов не превышали $8,5 \text{ кгс/см}^2$. Уплотнение швов между отдельными контрфорсами было сделано из расчета общей осадки плотины, равной 10 см, и разницы в осадке отдельных контрфорсов до 5 см. В правом примыкании плотины несколько секций гравитационного типа были поставлены на прочных песчаниках (а на рис. 8.36).

После частичного наполнения водохранилища осадка сооружения достигла 58 мм, а разница в осадке между отдельными контрфорсами не превысила 1 мм. Водонепроницаемость основания была обеспечена устройством цементационной завесы

глубиной 20—30 м. Для ускорения процесса консолидации глин и уменьшения противодавления под плотиной прошли две дренажные галереи с восходящими скважинами (рис. 8.37) веерного расположения.

8.8. Основания гравитационных плотин. Основным условием надежности строительного участка для гравитационной плотины является залегание на относительно небольшой глубине в дне

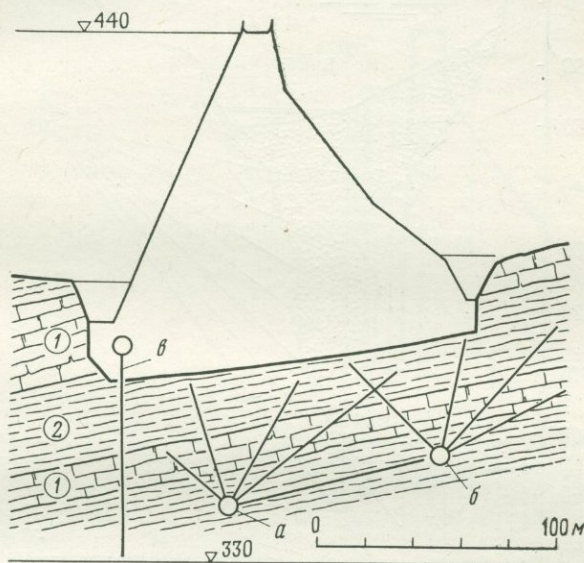


Рис. 8.37. Поперечный разрез основания плотины Бен-Метир [200].

1 — песчаники; 2 — олигоценные глинистые сланцы; а, б — галереи с дренажными скважинами; в — цементационная завеса.

и в бортах долины прочных пород, обладающих высокой несущей способностью. В задачу инженерно-геологических изысканий входит определение глубины залегания этих пород, допустимых нагрузок на них и степени их водопроницаемости, особенно с точки зрения развития противодавления в подошве плотины.

Как правило, гравитационные плотины следует строить на твердых породах. Жинью и Барбье [60] описывают исключительный случай возведения плотины на реке Изер (Савойя) на железобетонном своде пролетом 26 м, перекрывающем погрбенный каньон глубиной 50 м. На рис. 8.38 показано расположение буровых скважин, с помощью которых были определены форма и глубина каньона. На левом берегу были пройдены

вертикальные скважины, а на правом берегу из камеры в разведочной штольне пробурены наклонные колонковые скважины, которые очень точно оконтурили каньон. Речные и ледниковые отложения, заполнявшие верхнюю часть каньона, были вынуты и замещены бетоном.

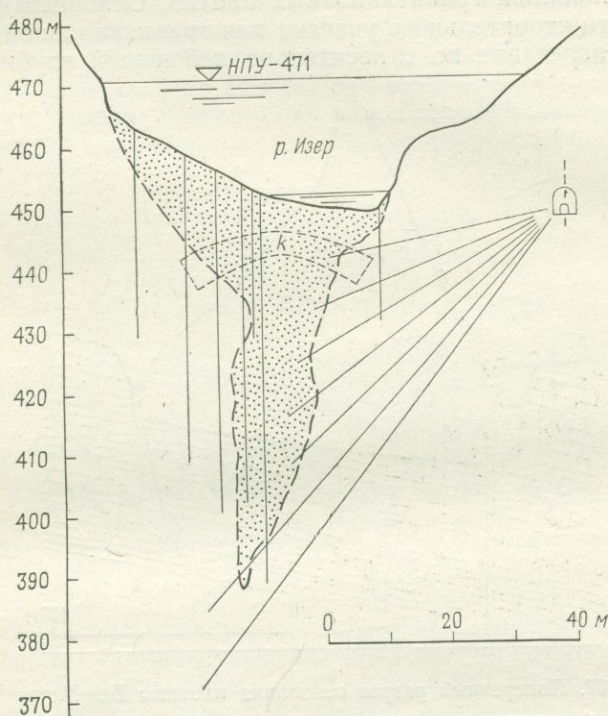


Рис. 8.38. Плотина на реке Изер в Савойе с железобетонным сводом в основании [60].

Профиль погребенного каньона определен буровыми скважинами, пройденными из штольни.

Результаты детальных исследований обычно используются для статических расчетов плотин. Необходимо кратко изложить основные положения этих расчетов, ограничившись, например, гравитационным сооружением. При наполненном водохранилище на плотину действуют гидростатическое давление H_1 и H_2 , вес плотины Q и противодействие W (рис. 8.39). Плотина должна безопасно передать равнодействующую сил R на окружающий массив. Если разложить R на нормальную составляющую N , действующую перпендикулярно поверхности основания, и касательную составляющую T , параллельную этой поверх-

ности, то первая сила приводит к развитию сжимающих, а вторая — сдвигающих напряжений. В статических расчетах рассматривается прямолинейное распределение напряжений в основании сооружения. При наполненном водохранилище максимальные усилия передаются на породы в нижней грани плотины, а при опорожненном — в основании верхней грани ее. Устойчивость плотины на сдвиг определяется отношением сил T/N .

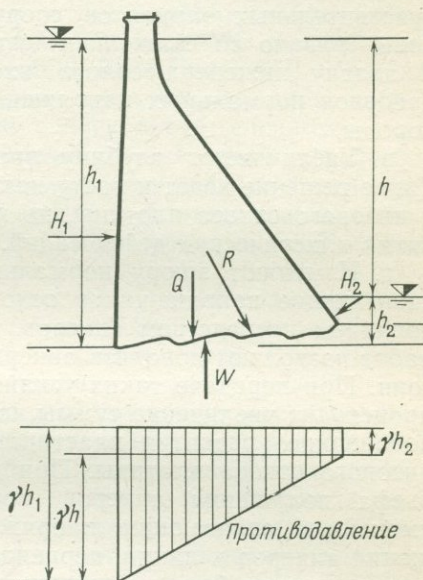


Рис. 8.39. Главные внешние силы, действующие на плотину.

Как видно на рис. 2.1, отношение $T/N = \text{tg } \phi$ характеризует напряженное состояние основания, а из рис. 2.7 следует, что статическое взаимодействие между телом плотины и породой полное. Если породы основания недостаточно однородны и прочны, то из-за весьма неравномерного распределения в них напряжений может происходить постепенная потеря устойчивости сооружения. Из этих соображений величина сцепления в статических расчетах принимается с большим коэффициентом запаса. В гравитационных плотинах с обычным отношением высоты к ширине около 0,8 в расчет принимается $\text{tg } \phi$ не менее 0,75, т. е. $\phi = 37^\circ$. Этому требованию не отвечают некоторые виды скальных пород (см. табл. 2.1), в том числе малопрочные или с пониженной прочностью вдоль поверхностей нарушений сплошности. В этом случае прибегают к ряду решений, которые в общем виде сводятся к следующему:

а. Вместо бетонной гравитационной плотины строят земляную. На надежном основании строительство гравитационной плотины на 15% дешевле земляной, но эта разница уменьшается с ухудшением основания.

б. Увеличивают вес плотины. Такое решение мало подходит к мягким породам, в которых возможно возникновение пластических деформаций, как это описано в разделе 2.4.5. Такие деформации могут иметь характер ползучести и привести к смещениям плотины, опасным для цементационной завесы и для чувствительных элементов сооружения. Увеличение веса плотины связано со снижением отношения ее ширины к высоте. В задачу инженера-геолога входит определение допустимых пределов нормальных напряжений и пластических деформаций породы.

в. Увеличивают глубину врезки плотины в ее основание. Такое решение ведет к росту наименьшего главного напряжения у низового откоса плотины, но не исключает возможности развития пластических деформаций.

г. Изменяют эпюру нормальных напряжений и уменьшают сдвигающие напряжения в основании, связывая плотину с основанием посредством анкеров. Современные способы ведения работ позволяют доводить анкерные усилия до нескольких сотен тонн. При передаче таких усилий на основание напорной грани происходит увеличение суммы нормальных сил без возможности добавочного развития пластического состояния породы вблизи низового откоса плотины. При наклонном в сторону верхнего бьефа положении анкеров составляющая анкерных усилий уменьшает сдвигающие напряжения в основании. Угол заложения анкеров к линии, перпендикулярной поверхностям ослабления, должен быть меньше угла сопротивления сдвигу породы; в противном случае при опорожнении водохранилища может произойти смещение отдельных секций плотины в сторону верхнего бьефа с соответствующим разрушением основания. Применяя анкерное крепление и снижая этим опасность разуплотнения породы, можно принимать в расчетах значительную часть сил сцепления. Инженеру-геологу надлежит тщательно изучить свойства массива пород, чтобы обеспечить расчеты анкерных усилий необходимыми исходными данными. Анкеры надо заделывать ниже потенциальных поверхностей сдвига. Поскольку никогда нет полной уверенности в том, что применяемое анкерное крепление вполне достаточно и что оно не ослабнет со временем, статические решения следует принимать с поправочным коэффициентом 0,70 дополнительно к обычному коэффициенту запаса.

д. Увеличивают прочность пород основания плотины путем цементации. Эта работа дорогостоящая и применяется обычно

на отдельных участках, например в основании низовой грани плотины или в зонах дробления, в дополнение к частичной выемке грунтов и замещению их бетоном.

е. Увеличивают различными способами сопротивление сдвигу вдоль поверхностей ослабления. Такое решение, обычное для арочных плотин, иногда применяется и для гравитационных плотин. Зоны дробления в основании сооружения вскрываются одной или несколькими штольнями, посредством которых разрушенная порода и часть вмещающей ее сохранной породы выбираются и замещаются бетоном с последующим усилением заделки укрепительной цементацией. Такой способ был применен при подготовке основания плотины Грин-Петер [32] высотой 104 м, расположенной в Каскадных горах на западном побережье США. Угол сопротивления сдвигу в субгоризонтальных прослоях туфа, тектонически нарушенного и сильновыветрелого, равнялся только 20° . Под некоторыми секциями плотины эти опасные прослои были полностью выбраны и замещены бетоном, сопротивление сдвигу которого в расчетах было принято равным 56 кгс/см^2 .

Если в породах основания плотины имеются нарушения сплошности, в статических расчетах устойчивости принимаются значения остаточного сопротивления сдвигу (разд. 2.5). Преимущество такого подхода заключается в том, что разброс замеренных величин обычно невелик, что позволяет использовать относительно небольшой коэффициент запаса (около 1,5 для плотин каменной кладки). При проектировании оснований, сложенных слабыми породами, во внимание принимают главным образом значения предельных сопротивлений сдвигу, связанные с малыми перемещениями и допускающие применение в расчетах современных методов вычислительной техники (разд. 2.7).

Смещение и осадка высоких гравитационных плотин на прочных породах сравнительно невелико, обычно порядка нескольких миллиметров; однако они могут оказаться чувствительными для рядом расположенного здания электростанции [125]. Сжатие пород под действием веса плотины в некоторых случаях частично распространяется на основание здания электростанции (рис. 8.40), жесткая конструкция которого может начать вибрировать как консоль, подобно тому как это наблюдается в промышленных сооружениях (см. разд. 5.2.2). Вибрация затухает с прекращением осадки или после цементации тонкого зазора, возникшего между подошвой сооружения и его основанием с верхней стороны станции.

С водопроницаемостью пород связаны фильтрация в обход плотины и возникновение *противодавления*, неблагоприятно влияющего на устойчивость сооружения. Противодавление,

вызванное гидростатическим напором, уменьшает вертикальную составляющую равнодействующей R , снижая этим сопротивление сдвигу по подошве плотины. Определение величины противодействия имеет важное значение, но полностью задачу устойчивости сооружения не решает. Противодействие возникает при фильтрации воды в основании плотины под напором h_1 (см. рис. 8.42) и контролируется следующими факторами:

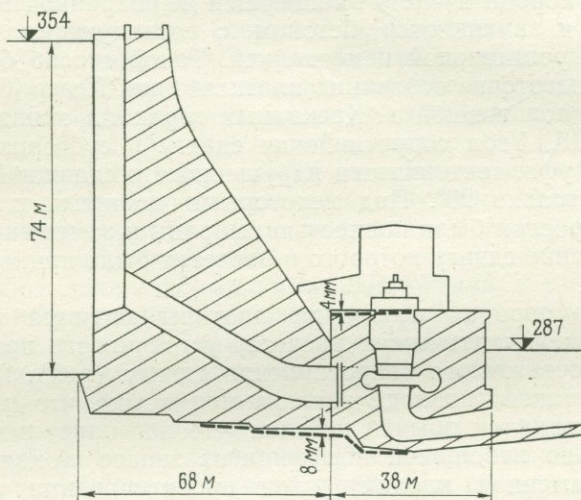


Рис. 8.40. Сжатие пород под нижней гранью плотины высокой гравитационной плотины, распространяющееся на основание здания электростанции после наполнения водохранилища.

а. *Свойствами пород основания.* Залегание водопроницаемых пород, зон дробления и нарушений сплошности, по которым возможна фильтрация, подлежит уточнению с помощью опытных нагнетаний воды. Необходимо оценить влияние фильтрационного потока на заполнитель трещин, возможность выноса заполнителя или его выщелачивания, а также исследовать залегание подземных вод в основании плотины, в частности вероятность присутствия в водоносном горизонте артезианских вод.

б. Во многих случаях, особенно при строительстве высоких плотин, снижение противодействия достигается устройством противофильтрационной *цементационной завесы* вблизи напорной грани плотины. Наблюдения на многих плотинах показывают, что противодействие может быть значительно снижено (рис. 8.41), если даже фильтрация полностью не прекращена,

а лишь увеличена длина пути фильтрации. Раньше под напорной гранью плотины устраивали глубокий зуб, но проходка траншеи под него нарушала окружающие породы. В настоящее время предпочитают делать цементационную завесу с помощью колонкового бурения, не нарушая породы вокруг нее. Глубина завесы зависит от характера массива пород и степени его трещиноватости (разд. 8.11); желательнее доводить завесу до водо-

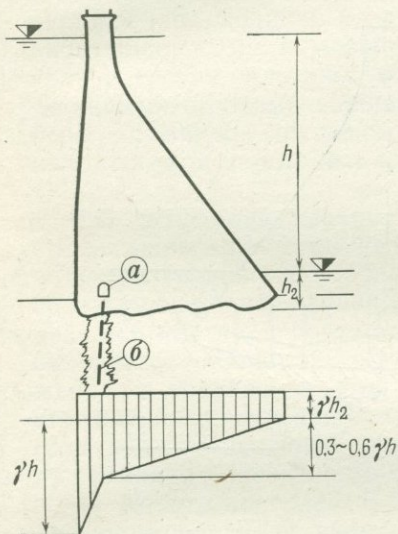


Рис. 8.41. Снижение противодействия в подошве плотины.

a — цементационная галерея; *б* — цементационная завеса.

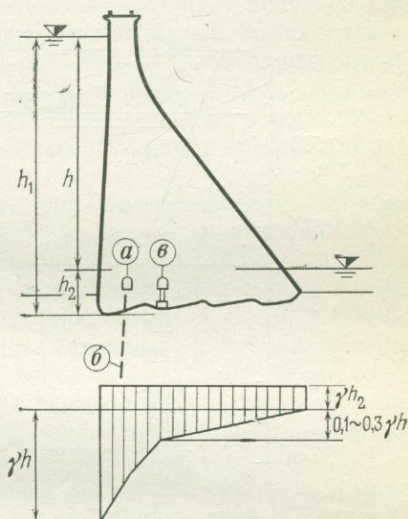


Рис. 8.42. Снижение противодействия в подошве плотины под совместным влиянием цементационной завесы и дренажа.

a — цементационная галерея; *б* — цементационная завеса; *в* — дренажная галерея.

упорного слоя, если глубина его залегания не слишком велика. Расстояние между скважинами и технология инъекционных работ выбираются по результатам опытных нагнетаний.

Геолог участвует в определении глубины и направления цементационной завесы, шага и конструкции инъекционных скважин и в подборе оптимального состава раствора. Основанием для таких решений служат данные опытных нагнетаний воды и пробных цементационных работ.

в. Противодействие может быть снижено дренажными устройствами в основании плотины до уровня заложения дрен. Однако в целях безопасности в расчетах принимается не полное, а лишь частичное снижение противодействия (рис. 8.42).

В прочных ненарушенных породах дренажные скважины допускается бурить из тех же галерей, что и цементационные. Глубина дренажных скважин принимается обычно равной 80% от глубины цементационной завесы, а расстояние между скважинами — 3 м. Такие условия приемлемы в случае уверенности, что порода не будет нарушаться или размываться при движении воды к дренажным скважинам.

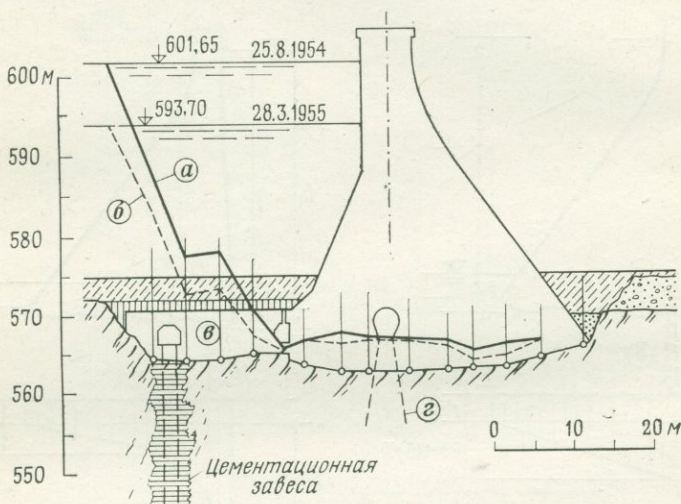


Рис. 8.43. Противодействие в основании плотины на реке Орава (Словакия), сниженное цементационной завесой, которая была пройдена из галерей в бетонной секции, поставленной перед напорной гранью.

а — противодействие, измеренное в 1954 г.; б — противодействие, измеренное в марте 1955 г.; в — бетонная секция; з — дренажные скважины.

Оригинальное решение было принято для снижения противодействия в подошве плотины на реке Орава (Словакия), расположенной в весьма неблагоприятных геологических условиях (рис. 8.43). Основание плотины сложено флишевой толщей, представленной песчаниками и сланцами, нарушенными несколькими зонами разломов. Проектировщики предложили вынести несколько бетонных блоков в конструкции плотины вместе с цементационной завесой в сторону верхнего бьефа. Эффективность такого мероприятия, дополненного дренажными устройствами, подтверждается кривой противодействия.

Контрфорсные плотины. В горных долинах с затрудненными подходами для транспортировки цемента и других строительных материалов нередко проектируют контрфорсные плотины, требующие для осуществления строительства гораздо меньше бе-

тона, чем гравитационные плотины (рис. 8.44). Размеры контрфорсов, в частности их длину, всегда можно увеличить так, чтобы давление от них не превышало допустимых пределов.

В качестве примера контрфорсной плотины приводится плотина Фусино (рис. 8.45) в Валь-Гросино в Итальянских Альпах. Прямолинейная контрфорсная плотина высотой 78 м построена в 1958—1960 гг. В основании ее залегают прочные биотитовые гнейсы с жилами амфиболита и кварца. Узкий эрозионный врез в дне долины перекрыт бетонной пробкой. Относительно более широкое дно долины, разработанное ледником, покрыто флювиогляциальными и моренными образованиями мощностью на уровне гребня плотины до 30 м. Эти отложения прорезаны бетонными стенками толщиной 2,5 м и длиной 58 м на правом берегу и 106 м — на левом (рис. 8.46). Стенки сооружены горным способом из штолен, пройденных на уровне гребня плотины.

8.9. Основания арочных плотин. Характерными особенностями арочных плотин являются передача арочным эффектом больших усилий на породы примыкания и малая толщина по сравнению с гравитационными плотинами. В связи с врезкой арочных плотин в борта долины под косым углом требуются высокая устойчивость ее склонов в местах примыкания сооружения и сохранение этой устойчивости в процессе проходки строительных котлованов. Общее представление о работе такого сооружения и передаче плотинной гидростатического давления на примыкания приведено на схеме на рис. 8.47.

1) *Работа консолей.* В подошве плотина имеет ширину, равную примерно $\frac{1}{7}$ ее высоты, что в известной мере обеспечивает арочной плотине, как и гравитационной, главным образом в нижней части, сопротивление сдвигу. Смещениям в верхних частях плотины препятствует арочный эффект.

Благодаря консольному эффекту давление в основании нижней грани арочной плотины больше, чем в гравитационной плотине. Напряжения в подошве нижней грани гравитационной плотины высотой 100 м будут около 25 кгс/см^2 , а в подошве арочной плотины они достигают 35 кгс/см^2 и даже более. (В то же время напряжения в верхних частях обоих типов плотин малы.) Отсюда следует, что породы в нижних частях долины должны быть прочными и не очень сжимаемыми. Долины эрозионного происхождения обычно отвечают этому условию, так как породы нижних частей склонов подвергались лишь кратковременному выветриванию. Положение усложняется там, где породы тектонически нарушены, в частности в тех местах, где по дну долины пролегает мощная зона дробления.

2) *Работа арок* вызывает значительные напряжения сжатия в массивах пород в примыканиях. Эти напряжения имеют

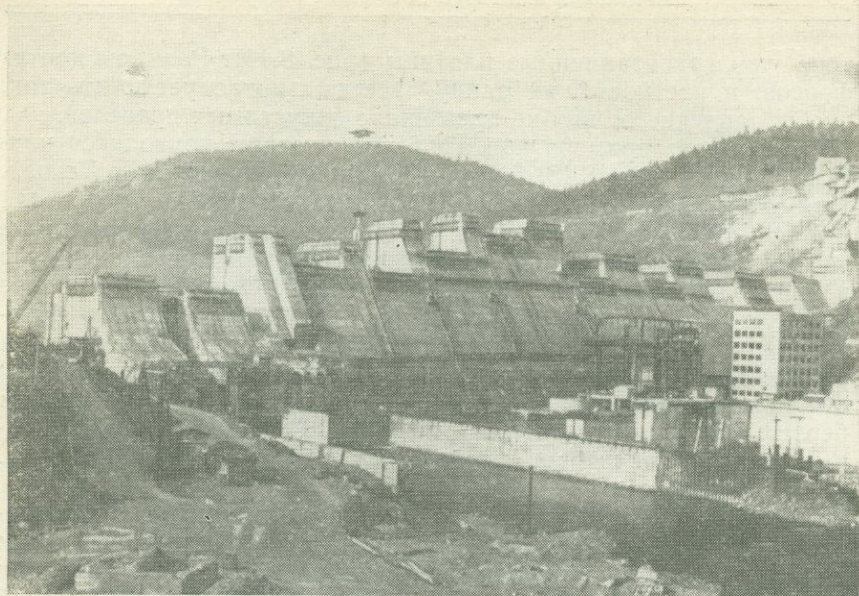


Рис. 8.44. Строительство плотины Орлик на реке Влтаве.

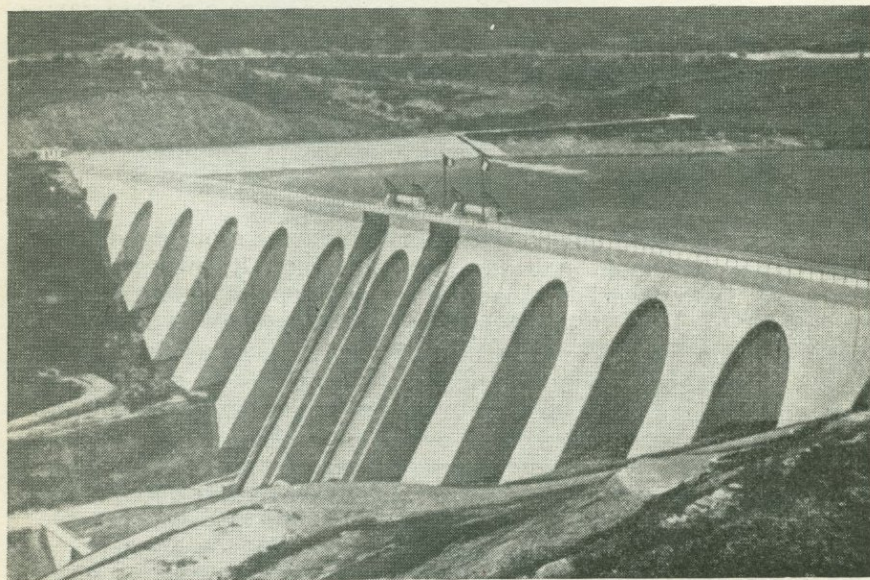


Рис. 8.45 Контрфорсная плотина Фузино в Валь-Гросино в Итальянских Альпах (фото Зарубы).

наибольшие значения в пределах между одной третью и половиной высоты плотины и относительно медленно уменьшаются в направлении снизу вверх; например, на плотине высотой 100 м

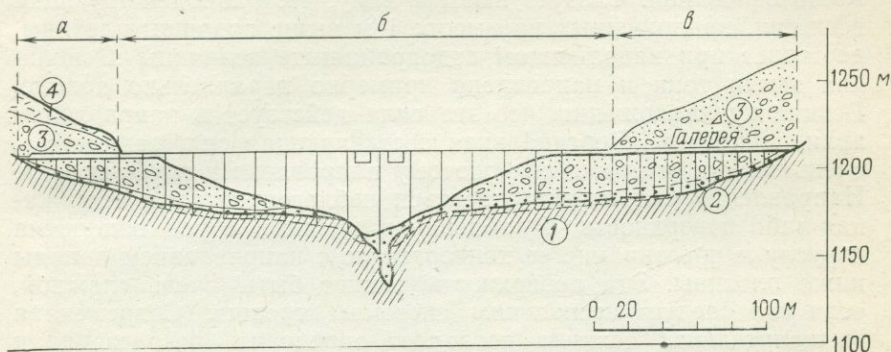


Рис. 8.46. Разрез по створу плотины Фусино.

1 — биотитовые гнейсы; 2 — флювиогляциальные гравелистые отложения; 3 — морена; 4 — склоновые обломочные образования; а — бетонная стенка длиной 58 м; б — плотина шириной 286 м; в — бетонная стенка длиной 106 м.

они достигают 50 кгс/см^2 у подошвы и 15 кгс/см^2 в верхней части. Это приводит к некоторым требованиям геологического характера, предъявляемым к створу плотины. Верхняя глубоко выветрелая часть склона не должна находиться ниже половины

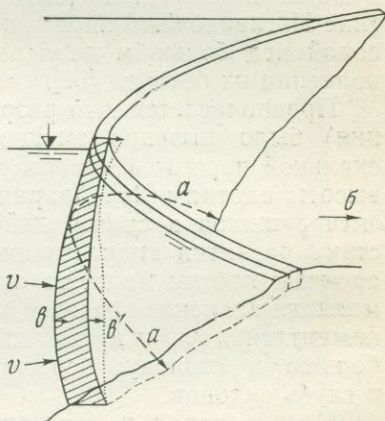


Рис. 8.47. Упрощенная схема основных элементов арочной плотины.

а — арочный эффект плотины; б — направленные в нижний бьеф; в — консольный эффект в верхней вертикальной секции плотины; в' — смещение сечения после наполнения водохранилища; v — давление воды.

высоты плотины. Чем более деформируемы породы, тем сильнее развиваются консольные усилия и, следовательно, тем шире должна быть подошва плотины, а тип плотины должен приближаться к гравитационному. Можно найти другое решение,

построив массивные береговые устои и распространив таким образом давление на большую площадь примыкания.

Отрицательным фактором является не только деформируемость основания. Следует иметь в виду, что равнодействующая всех сил, приложенных на высоте 1 м выше подошвы плотины, достигает при наполненном водохранилище величины нескольких тысяч тонн и направлена примерно параллельно долине. Всякие предположения, что эта сила действует в направлении арки, ошибочны. Вертикальная составляющая сил, разумеется, очень велика, и сумма сил поэтому направлена в глубь склона. Направление сил может оказаться неблагоприятным, если какая-либо поверхность ослабления в массиве пород наклонена к руслу и простирается ее конвергентно с направлением долины ниже плотины. Эта поверхность может быть очень сложной, если она следует нескольким системам трещин. Современная вычислительная техника позволяет определить возрастание и направление суммарной реакции в отдельных зонах примыкания плотины. Нанеся равнодействующую на диаграмму трещиноватости (см. гл. 2), можно найти угол между направлением сил и нормалью к поверхности. При этом необходимо с уверенностью знать показатели прочности по поверхностям ослабления, протяженность этих поверхностей и характер заполнителя трещин, чтобы решить, какие из трещин являются опасными. Если таких поверхностей немного, их можно укрепить, вскрыв их выработкой, очистив и заполнив трещины бетоном с последующей цементацией (см. [27]). Например, в Японии на плотине Нагавадо был широко использован способ промывки трещин водой под большим давлением (100 атм) и последующего заполнения их бетоном [58].

Предполагается, что разрушение плотины Мальпассе (Франция) было вызвано смещением ее секций из-за разрушения скальной породы в правом примыкании, примерно на половине высоты плотины [24]. Авария плотины привлекла внимание проектировщиков к силам, действующим в бортах долины вследствие развития гидростатического давления. Так как ширина арочных плотин мала, то и размеры блоков породы, воспринимающих давление верхнего бьефа, невелики. Рекомендуется [130] цементационную и дренажные завесы разворачивать как можно больше в сторону верхнего бьефа, направляя этим силы в глубь склонов.

Массив пород в основании плотины может быть ослаблен с низовой стороны сооружения присутствием, например, разрывных нарушений в склонах долины. Скальная гряда, ограничивающая депрессию и создающая наиболее узкое поперечное сечение долины, может оказаться вполне подходящим местом для примыканий плотины, но при этом плотину надо распола-

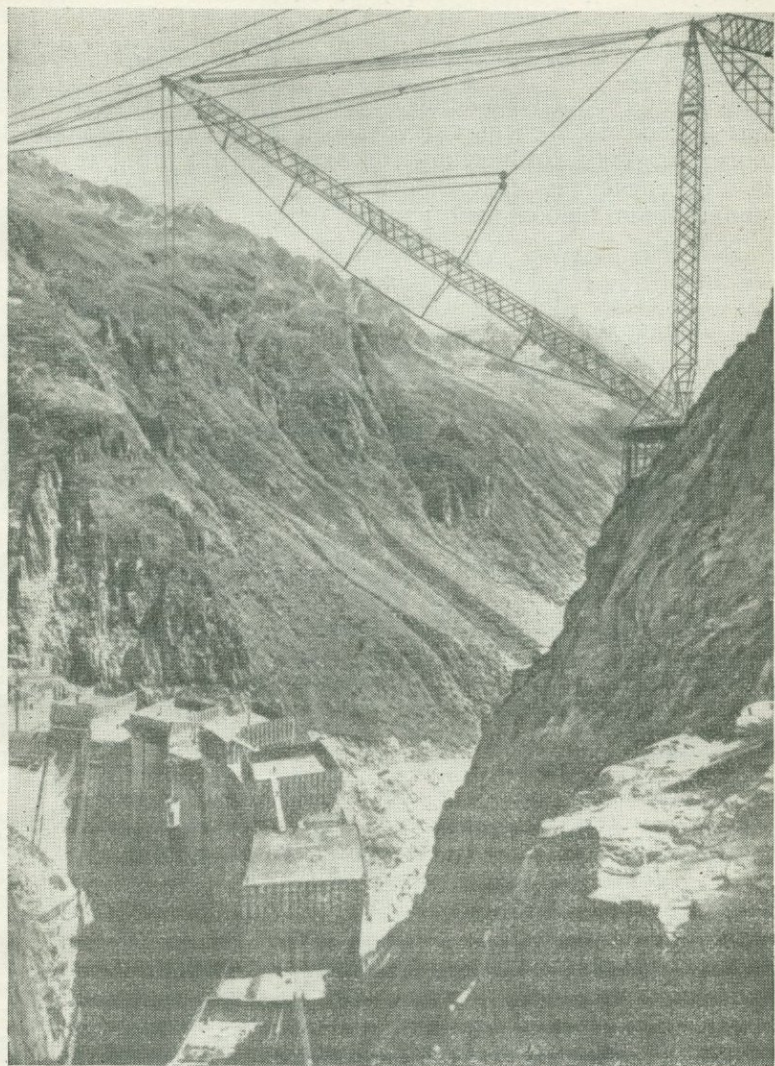


Рис. 8.48. Строительство плотины Курнера в Швейцарии в высокогорных труднодоступных условиях (фото 1965 г.).

гать так, чтобы гряда служила ей упором с низовой стороны. Искусственное ослабление массива пород может быть вызвано выемками под дороги и различные сооружения, расположенные вблизи плотины.

Инженерно-геологические исследования под арочную плотину должны проводиться очень тщательно и детально; стоимость их во многих случаях компенсируется экономией в объеме сооружения и обеспечением надежности его.

Сравнительно небольшой расход бетона для арочных плотин определяет предпочтительность их строительства в высокогорных районах. На рис. 8.48 показана плотина Курнера, построенная в 1960—1967 гг. и входящая в водно-энергетическую систему Фордерхейн в Швейцарии. Плотина высотой 152 м расположена в узкой долине на отметке 1956 м над уровнем моря. Филлитовые гнейсы Готардского массива, залегающие в основании плотины, простираются нормально оси долины и круто падают в сторону нижнего бьефа. Наиболее серьезной проблемой при ее возведении были расположение строительного оборудования и прокладка дорог на обрывистых горных склонах.

8.10. Геологические изыскания для земляных плотин. В настоящее время инженерно-геологические изыскания для земляных плотин проводятся чаще, чем раньше. Это вызвано тем, что благоприятных в геологическом и гидрологическом отношении створов для бетонных гравитационных плотин остается все меньше, и тем, что на строительстве гравитационных плотин требуется значительно меньшая механизация работ. Согласно статистическим данным ICOLD (Международной комиссии по большим плотинам), из 925 плотин, построенных в течение 1965—1968 гг., 700 плотин было земляных и 225 — бетонных [128]. Развитие знаний в области механики грунтов позволяет экономно и надежно строить земляные плотины большой высоты. В 1962 г. в Таджикистане было начато строительство Нурекской плотины высотой 312 м.

Инженерно-геологические изыскания для земляных плотин сталкиваются с теми же проблемами, что и изыскания для гравитационных плотин, но степень важности каждой из них несколько иная, поскольку характер этих сооружений различен. Основные задачи изысканий сводятся к следующему:

- 1) Поиски естественных строительных материалов, месторождения которых расположены на доступном расстоянии от сооружаемой плотины; материалы должны удовлетворять требованиям устойчивости и водонепроницаемости тела плотины и не обладать большими объемными изменениями. Характер залегания строительных материалов должен соответствовать условиям экономической разработки их.

2) Изучение свойств грунтов основания для обеспечения устойчивости возводимой на них плотины.

3) Оценка водопроницаемости пород в створе плотины и рекомендация мероприятий по уменьшению и предотвращению опасных последствий фильтрации.

4) Сбор геологических данных, необходимых для прогноза возможных осадок плотины и ее основания; оценка влияния этих осадок на плотину и на сопряженные с ней сооружения.

5) Поиск участков для расположения водосбросных и водоотводящих сооружений.

6) Выбор створа плотины с учетом наилучшего сопряжения ее с бортами долины и других конструктивных требований.

7) Оценка возможности нарушения устойчивости склонов долины при разработке строительных котлованов.

8) Участие в решении вопросов, связанных с водоотливом из строительных котлованов.

9) Выявление возможностей использования каменного и грунтового материала из полезных выемок для укладки его в тело плотины, в дренажные устройства, для обратной засыпки, отмостки и т. д. Эта работа требует тесного контакта инженера-геолога с проектировщиком, с тем чтобы предложения изыскателей были учтены при составлении генерального проекта гидроузла.

1. От наличия месторождений естественных строительных материалов зависит выбор типа плотины (земляной или каменнабросной) и ее местоположения. При прочих равных условиях земляная плотина обычно экономичнее каменнабросной.

Земляные плотины могут сооружаться из однородного или из разнородных грунтов (зонированные).

Плотины из однородного грунта (рис. 8.49) редко возводятся целиком из однотипного материала. Обычно используют по меньшей мере два вида материала, что делает сооружение более экономичным. Если плотина строится из материала одного типа, то трудно обеспечить одновременно ее водонепроницаемость и устойчивость. Для предотвращения выхода фильтрационных вод в низовом откосе плотины в ее теле устраивают горизонтальные или наклонные дренажи (рис. 8.50).

Пригодность грунтов для строительства плотины оценивается обычно по кривым гранулометрического состава. Подробные исследования свойств грунта проводятся в геомеханической лаборатории. На рис. 8.51 сплошными линиями обозначены пределы гранулометрического состава грунта, пригодного (по опыту Бюро мелиорации США) для укладки в водонепроницаемые части плотины. Грунты, кривые гранулометрического состава которых представляют собой довольно плавные линии, протягивающиеся в область гравийных фракций, отвечают требованиям

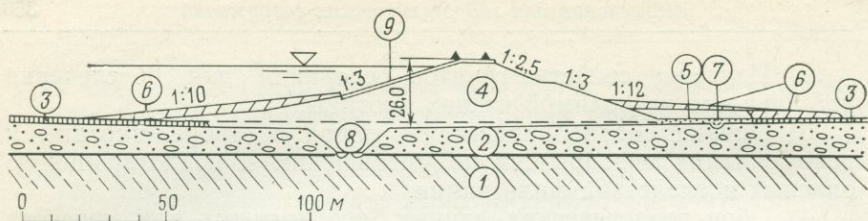


Рис. 8.49. Плотина Фресно, построенная из однородного грунта.

1 — водопроницаемая коренная порода; 2 — гравелистый песок; 3 — голоценовые отложения; 4 — насыпь; 5 — песок и гравий; 6 — дополнительная отсыпка; 7, 8 — дрены; 9 — каменная наброска.

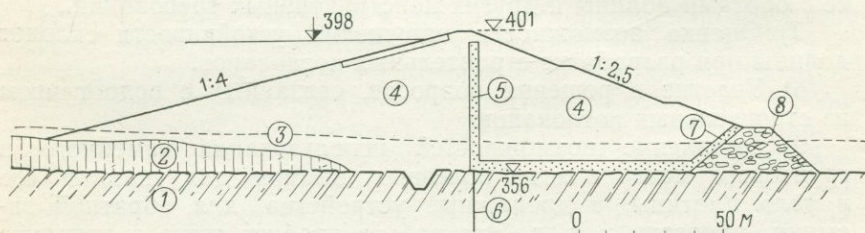


Рис. 8.50. Плотина Вигарио, Бразилия [185].

1 — трещиноватые гнейсы; 2 — аллювиальный суглинок; 3 — первоначальная поверхность земли; 4 — насыпь из элювиальных суглинков; 5 — дренажный слой с фильтрами; 6 — цементационная завеса; 7 — фильтр; 8 — каменная отсыпка.

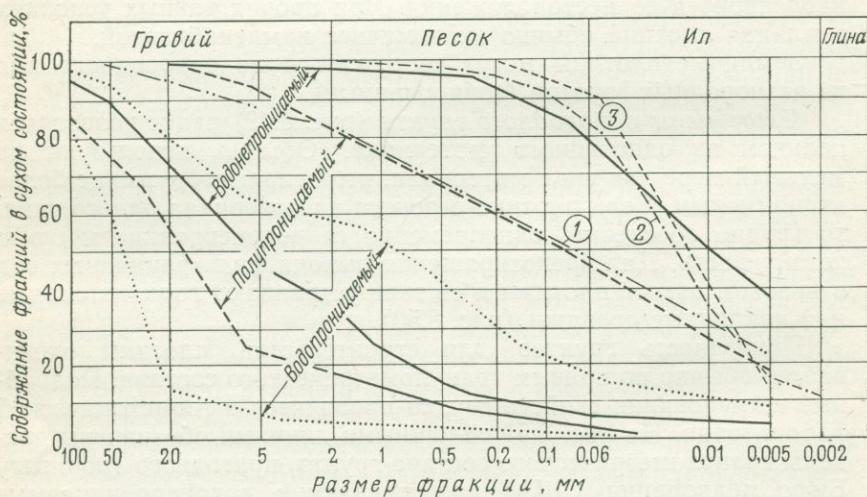


Рис. 8.51. Кривые гранулометрического состава водопроницаемого, полупроницаемого и водонепроницаемого материала, используемого для строительства земляных плотин.

водонепроницаемости и устойчивости однородных плотин (см. рис. 8.49). В качестве примера ниже описывается земляная плотина вблизи Лухаковице в Моравии, построенная из делювиального суглинка, образовавшегося при размыве флишевых отложений. Кривая гранулометрического состава этого грунта (1) приведена на рис. 8.51. Чтобы повысить устойчивость верхового откоса, в суглинок добавили щебень андезита, а грунт был уложен более плотно. Это позволило придать верховому откосу уклон 1 : 1,5, а низовому — от 1 : 2 до 1 : 2,5. От размыва откос был защищен бетонными плитами.

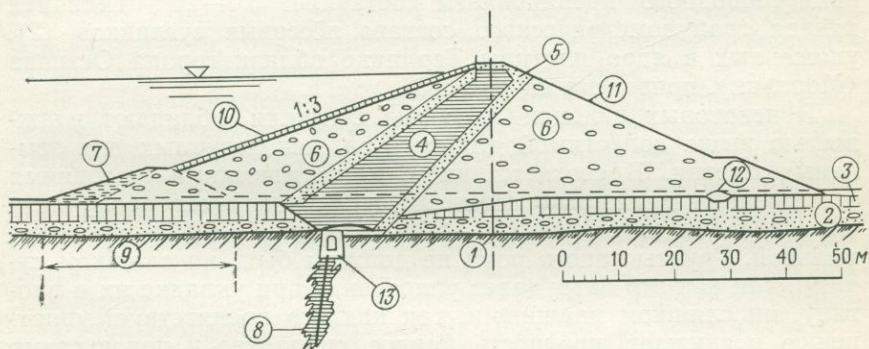


Рис. 8.52. Плотина из неоднородного грунта на водонепроницаемом основании.

1 — мергелистые сланцы с прослоями песчаника; 2 — песок и гравий; 3 — аллювиальный суглинок; 4 — водонепроницаемое ядро; 5 — песчаный фильтр; 6 — песок и гравий; 7 — экран перемычки; 8 — цементационная завеса; 9 — перемычка; 10 — отсыпка толщиной 30 см; 11 — дерн толщиной 30 см; 12 — дренаж; 13 — дренажная скважина.

В СССР, где грунты одинакового состава залегают на обширных пространствах, для строительства такого типа плотин применяется мелкозернистый материал. На рис. 8.51 показана кривая гранулометрического состава лёссовых грунтов (3), уложенных в тело Каттакурганской плотины [68], имеющей высоту 31 м. Заложение верхового откоса этой плотины составляет 1 : 3, 1 : 4 и 1 : 5, а низового — 1 : 3, 1 : 3,5 и 1 : 4. Верховой откос защищен двойной отсыткой.

Плотины из неоднородных грунтов (зонированные). Плотины такого типа более распространены. Они состоят из низовой упорной призмы, водонепроницаемого ядра и защитной призмы с верховой стороны (рис. 8.52). С геотехнической точки зрения грунты категории GC, SC и CL, согласно классификации, приведенной в разделе 2.8, пригодны для укладки в водонепроницаемые элементы плотины. Менее пригодны для этих целей грунты, в которых преобладают илистые частицы, так как

последние легко вымываются в случае повреждения ядра. В случае использования таких грунтов необходимы широкие, тщательно уложенные слои фильтров, в основном с нижней стороны ядра.

Лёссовые суглинки часто используются для укладки в ядро земляных плотин. По сравнению с лёссами в коренном залегании они содержат меньше карбоната кальция, но, даже если его количество значительно, опасности вымывания его из суглинка нет, так как последний имеет в своем составе большое количество глинистых частиц. Угол сопротивления сдвигу лёссовых суглинков по данным лабораторных испытаний в условиях свободного дренирования составляет 20—26°. Типичная кривая гранулометрического состава лёссовых суглинков (2), уложенных в ядро плотины Терлицко вблизи города Острава (Моравия), приведена на рис. 8.51.

В некоторых районах лёссовые суглинки обладают влажностью выше допустимой для грунтов, используемых для земляных плотин. В соответствии с климатическими условиями естественная влажность лёссовых суглинков в северной части Чехословакии составляет 20—26%, что на 4—6% выше оптимальной. Грунты такого рода не должны быть ни слишком сухими, так как это затрудняет уплотнение при укладке их в плотину, ни слишком влажными, так как это препятствует уплотнению и снижает прочность (малое сцепление и недопустимо высокое поровое давление в процессе стабилизации плотины). С помощью методов механики грунтов установлено, что превышение оптимальной влажности на 2—3% существенно снижает устойчивость плотины. В таких случаях проектировщик должен располагать ядро в плотине (рис. 8.52) с таким расчетом, чтобы вес верховой гравийной призмы способствовал увеличению устойчивости ядра.

Влажность грунта влияет также на его обрабатываемость. При большой влажности для уплотнения грунта следует применять катки не с коническими, а с резиновыми шипами или тракторы. Необходимо тщательно изучать естественную влажность грунта и факторы, влияющие на ее изменение.

Склоновые (делювиальные) суглинки образуются в результате переотложения продуктов выветривания пород, например сланцев; песчаников, элювия гранитов и гнейсов и т. д. Минералогический анализ этих грунтов должен быть направлен на изучение степени выветрелости отдельных частиц и их стойкости. Большое значение имеет форма частиц крупных фракций; например, пластинчатая форма обломков затрудняет уплотнение насыпи. Материал укладывается слоями и уплотняется тяжелыми рифлеными катками, способными дробить крупные обломки.

Аллювиальные супесчаные грунты более пригодны для использования в земляных плотинах, чем лёссовые суглинки, так как обладают большим сопротивлением сдвигу. Предпочтительнее использовать грунты со значительным содержанием песка и гравия, поскольку они характеризуются меньшей пористостью и более высоким сопротивлением сдвигу. Содержащаяся в грунте галька, как правило, не должна быть больше 12 см в диаметре; от ее размеров зависит принятый в проекте способ уплотнения насыпи. Аллювиальные отложения дна долины могут быть сильно увлажненными и содержать в значительном количестве органические примеси, что снижает их механические свойства. Также нежелательно содержание в этих отложениях ила и прослоев тонкозернистых песков, особенно обогащенных слюдястыми частицами.

В районах распространения кристаллических пород единственным строительным материалом для водонепроницаемых элементов плотины является *элювий*, и его разведка должна производиться с большой тщательностью. Верхняя часть элювиальной толщи обычно представляет собой вполне подходящий грунт, относимый к категории CL, но с глубиной содержание глинистых фракций уменьшается и порода становится непригодной для укладки в ядро плотины.

Ледниковые отложения также широко используются для укладки в ядро земляных плотин в районах плейстоценового оледенения, где другие, более подходящие грунты отсутствуют. Ледниковые отложения отличаются неоднородностью состава и малым содержанием глины. Такой материал следует укладывать в низовые призмы плотин толстыми слоями, водопроницаемость которых постепенно увеличивается от ядра к подошве низового откоса. Крупные валуны необходимо удалять.

Грунты с высоким содержанием глинистых частиц (более 40% фракций $< 0,005$ мм) малоприспособлены для укладки в земляные плотины, так как трудно уплотняются. Предел текучести в них не должен превышать 50%. Способность к набуханию является другой отрицательной характеристикой этого материала.

Слоистые аргиллиты, алевролиты и глины третичного возраста используются в исключительных случаях. Слоистые породы подлежат предварительному раздроблению до мельчайших частиц. Например, плотные лондонские глины разрабатывают тонкими слоями ковшевым экскаватором и смачивают водой на конвейерной ленте; после этого они приобретают способность к уплотнению в насыпи при укатке. Для таких грунтов необходимы тщательно подобранные фильтры. Дополнительные затраты, связанные с использованием этих материалов, окупаются возможностью свести к минимуму толщину ядра, что значи-

тельно облегчает строительные работы в периоды частых дождей.

При разведке месторождений строительных материалов определяют запасы, естественную влажность, условия залегания грунта и мощность вскрыши. От характера залегания грунта зависит способ его разработки, так как только однородная толща может разрабатываться выдержанными горизонтальными слоями с помощью скреперов. Если грунт залегает слоями, обладающими различными свойствами, что случается довольно часто, то его разработка ведется экскаваторами, которые способствуют перемешиванию материалов. Крупные валуны и обломки прочных пород выбираются. Допустимо оставлять только фракции размером до 15 см, т. е. равновеликие половине толщины укладываемых слоев.

Водопроницаемость материала, используемого для упорной призмы и защитного слоя на верховом откосе, должна быть по крайней мере в десять раз выше, чем материала ядра плотины.

Гравелистый песок обладает достаточным сопротивлением сдвигу и водопроницаемостью, обеспечивающей быстрый отток воды при сработках водохранилища. При этом происходит гашение скорости движения воды до величин, не вызывающих размыва песчаного фильтра, защищающего ядро плотины. Максимально допустимый размер фракций зависит от способа укладки материала. Поскольку в настоящее время для уплотнения насыпей применяют тяжелые самосвалы, допустимые размеры фракций превышают 15 см (от половины до двух третей толщины укладываемого слоя). Наиболее подходит грунт с коэффициентом фильтрации от 0,1 до 1 см/с. Чаще всего используется гравий речного аллювия. Присутствие суглинистых прослоев в гравелисто-песчаных аллювиальных отложениях ухудшает строительный материал в целом. Материал не должен содержать более 4% фракций тоньше мелкого песка. В плотинах высотой более 50 м могут возникнуть контрактантные явления, если зерна, слагающие грунт, недостаточно тверды. Петрографический состав зерен, степень их выветрелости и т. п. подлежат тщательному изучению при разведке месторождений строительных материалов.

Гравелистые пески не всюду встречаются в достаточных количествах, и в таких случаях используются элювиальные образования. Они характеризуются большой неоднородностью и способностью к дальнейшей дезинтеграции и размыву, в связи с чем в плотине их надо защищать внутренними дренажами от воды, просачивающейся через ядро (рис. 8.50). Фильтры для этих целей должны проектироваться особенно тщательно.

Трудно найти грунты, пригодные для укладки в фильтры, защищающие водонепроницаемое ядро или окружающие дре-

нажные устройства. Пески требуемого гранулометрического состава встречаются редко, в том числе и в аллювиальных отложениях; поэтому нужный материал получают путем просеивания гравелисто-песчаной массы или дробления крупных фракций.

В задачу инженерно-геологических изысканий для *каменнабросных плотин* входит поиск водонепроницаемых грунтов для ядра плотины, а также разведка камня, разработка которого может быть экономично организована открытым способом. Основные требования к каменному материалу для набросной плотины сводятся к его прочности. Каменный материал, применяемый для строительства высоких плотин, по прочности по крайней мере должен соответствовать крепким песчаникам. Более слабый материал ломается и крошится под давлением, вызывая недопустимые осадки сооружений. Слабые породы (например, сланцы) можно использовать только в таких количествах, чтобы в плотине они не представляли собой основной наполнитель между крупными камнями. Каменный материал в насыпи должен быть плотно уложен, так чтобы обломки непосредственно прилегали друг к другу, а не разделялись мягким наполнителем пустот. В противном случае трение в материале насыпи сильно уменьшится, что приведет к значительным деформациям плотины. Если нельзя избежать присутствия обломков слабых пород, то материал должен быть отсортирован при транспортировке, после чего более мелкие и непрочные фракции укладываются в зоны, отделяющие ядро от боковых призм, где они могут быть уплотнены трамбованием. Количество слабого материала в наброске не должно превышать 10%. Большое значение имеет форма обломков; в высоких плотинах крайне нежелательны плоские удлиненные обломки, так как под ними могут оставаться пустоты.

Разработка каменного материала должна проектироваться с таким расчетом, чтобы при взрывах получались обломки, по размерам удобные для перевозки, и возможно меньше мелочи. Фракции мельче 10 см в упорных призмах плотины допускается использовать в количестве не более 5%, если, конечно, в конкретных условиях это возможно. Наилучший способ разработки каменного материала определяется после вскрышных работ.

2. От *прочности пород основания* в значительной мере зависит проект плотины. Если прочность пород мала, то при анализе устойчивости сооружения следует учитывать следующие обстоятельства:

а) плотины возводятся быстрее, чем консолидируются глинистые слои в ее основании;

б) если в теле плотины оставляют временные отверстия для пропуски строительных расходов, скальвающие напряжения,

возникающие на различных участках основания, подлежат предварительному расчету с учетом прочности пород;

в) на устойчивость построенной плотины может сильно повлиять внезапное снижение уровня воды в водохранилище. Для расчета устойчивости сооружения в таком случае необходимо знать прочность пород основания, так как поверхность сдвига в плотинах из неоднородных материалов или в случае, когда породы основания обладают пониженной прочностью, может распространиться из тела плотины в ее основание. Поэтому

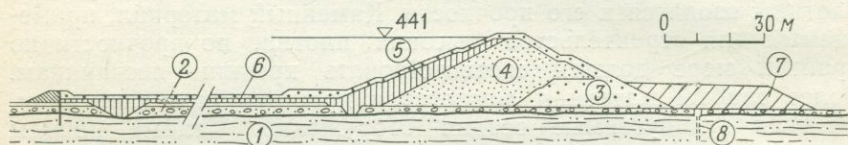


Рис. 8.53. Разрез плотины Ясенице близ города Хеб, Чехия.

1 — неогеновые слоистые глины; 2 — пойменный гравий; 3 — призма из гравия; 4 — насыпь из неогеновых песков; 5 — водонепроницаемый экран; 6 — горизонтальный экран; 7 — пригрузочная насыпь; 8 — дренажные скважины и траншея.

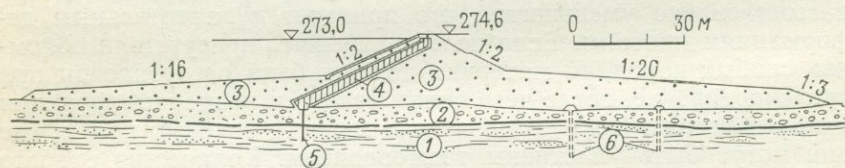


Рис. 8.54. Разрез плотины Нехранице в северо-западной Чехии.

1 — неогеновые аргиллиты и песчаники; 2 — песок и гравий; 3 — гравийная насыпь; 4 — экран из лёссового суглинки; 5 — водонепроницаемая глинобетонная стенка; 6 — дренажные скважины.

в первую очередь необходимо исследовать прочность всех глинистых слоев и пород выветрелой зоны основания. Прочность глин изучается на ненарушенных образцах из скважин, а для изучения прочности пород основания в целом необходимы натурные опыты в специальных выработках.

Если несущая способность основания недостаточна, плотина должна быть запроектирована с боковыми пригрузочными насыпями, как, например, плотина Фресно, штат Монтана, США (рис. 8.49), плотина Нехранице, Чехия (рис. 8.54) и плотина Ясенице, Чехия (рис. 8.53).

3. *Водонепроницаемость* пород основания учитывается при проектировании противофильтрационных и дренажных работ. С фильтрацией связано развитие противодействия и, следовательно, снижение устойчивости сооружения. Не исключена воз-

возможность суффозионных явлений, прогрессирующее развитие которых ведет к образованию сосредоточенных путей движения воды и к последующему разрушению основания.

При неглубоком залегании водонепроницаемых пород ядро плотины сопрягается с ними (рис. 8.52). Все трещины на поверхности основания подлежат обследованию, так как усиленная фильтрация по ним может привести к вымыванию глинистые фракций из подошвы ядра. Чтобы этого избежать, основные ядра покрываются защитным бетонным слоем и уплотняется с помощью цементации или глинистое ядро сочетается с бетонным зубом.

Требования к водонепроницаемости цементационных завес в основании земляных плотин отличаются от требований к таковой в основании бетонных плотин. Большое значение имеет длина путей фильтрации. Для плотин с широким ядром глубина цементационной завесы может быть меньше, а предельные значения удельных водопоглощений больше, чем для бетонных плотин (примерно в полтора раза выше норм Люжона). При малой ширине водонепроницаемого ядра плотины пути фильтрации в основании короткие, и, следовательно, глубина завесы должна быть больше, а удельное водопоглощение меньше, чем в основании бетонных сооружений.

При большой мощности водонепроницаемых пород в основании плотины для уменьшения глубины врезки ядра последней устраивают вертикальный зуб под ядром или горизонтальный экран с верхней стороны плотины (рис. 8.54, 8.53)¹. В последнем случае может быть использовано естественное грунтовое покрытие, но его мощность и характер должны быть изучены путем густой сети скважин. При необходимости этот слой усиливается искусственным экраном из уплотненного грунта соответствующего качества. Следует принимать меры предосторожности против повреждения этого покрытия в процессе последующих строительных работ.

Водонепроницаемые породы в основании плотины могут быть разделены менее проницаемыми горизонтальными прослоями, как это часто наблюдается в переуглубленных долинах; в этих случаях не всегда легко решить, до какого из этих прослоев следует доводить противофильтрационную завесу. Условия залегания этих прослоев иногда приводят к необходимости создания отдельных завес в каждом слое.

Исследуется также водонепроницаемость пород основания в нижнем бьефе плотины. По результатам опытных нагнетаний проектировщик решает, какой способ перехвата фильтрацион-

¹ Термин «ядро» автор применяет как собственно к ядру, так и к экрану плотины.— *Прим. перев.*

ного потока под плотиной эффективнее: создание дренажных сооружений или бурение разгрузочных скважин (рис. 8.53, 8.55). В фильтрационно-неоднородных породах второй способ наиболее эффективен.

4. *Сжимаемость пород оснований* может привести к осадкам, затрагивающим водосбросные устройства, цементационные галереи и другие части плотины или сооружения, расположенные в непосредственной близости от нее. Осадки можно с достаточной точностью прогнозировать. Описанные выше явления возникают, если в строении створа помимо плотных пород при-

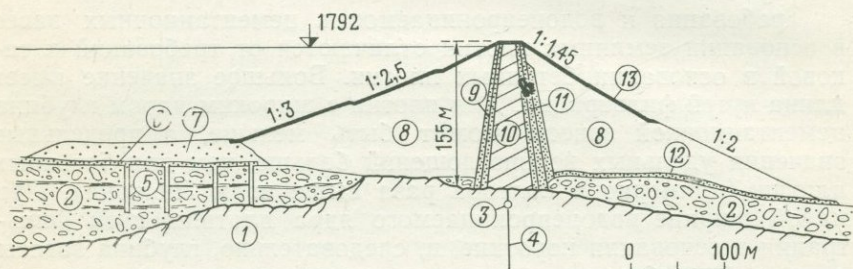


Рис. 8.55. Плотина Гёшененальп в Швейцарии.

1 — граниты Аарского массива; 2 — моренные отложения с прослоями торфа; 3 — цементационная галерея; 4 — цементационная завеса; 5 — дренажные скважины; 6 — дренажный слой; 7 — пригрузочная насыпь; 8 — насыпь из несортированного моренного грунта; 9 — фильтры с верхней стороны; 10 — ядро из сортированных аллювиальных суглинков с добавкой глины; 11 — фильтры и дренажи с низовой стороны; 12 — дренажный слой; 13 — каменная наброска.

нимают участие легкосжимаемые пойменные отложения. Известны случаи возникновения и развития в ядре плотин трещин; в частности, это имеет место при плохом устройстве фильтров. Причинами такого рода нарушений могут быть осадки самой плотины, в особенности в долинах с крутыми бортами, имеющими выступы. П. Д. Евдокимов [54] указывает, что в СССР применяется выравнивание поверхности пород, примыкающих к плотинам.

5. *Размещение водоотводных и водосбросных сооружений* требует тщательного обоснования, так как неудачное расположение их может привести к большим нарушениям и осложнениям строительных работ. Предпочтение отдается водосбросным туннелям, прокладываемым в бортах долины. Если же формы рельефа или плохие качества пород делают невозможным такое решение, водосбросные сооружения располагают на участках, где ожидается равномерная осадка плотины. Открытые водосливы обычно размещают на прочных породах в бортах долины, но при неустойчивых склонах и необходимости устрой-

ства мощных подпорных стенок водослив располагают непосредственно в теле плотины.

Примером разумного приспособления компоновки гидроузла к геологическим условиям служит Гюмушская плотина на реке Занга в Армении (СССР). Река вытекает из озера Севан, которое благодаря большим размерам может быть приравнено к искусственному водохранилищу с многолетним регулированием. Гюмушская плотина, являющаяся наиболее крупным сооружением водноэнергетической системы, расположена в 65 км от озера Севан [118]. Как видно на продольном разрезе створа плотины (рис. 8.56), водосбросное и водозаборное соору-

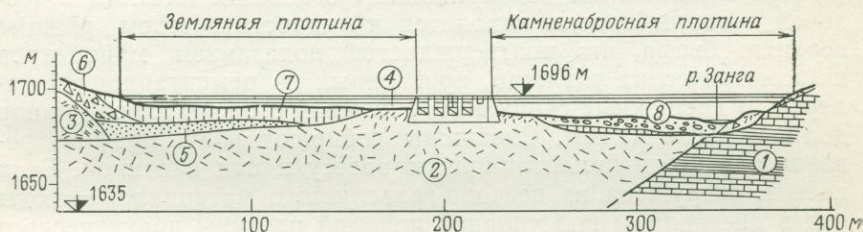


Рис. 8.56. Гюмушская плотина на реке Занга, СССР.

1 — эоценовые глины и пески; 2 — андезиты; 3 — молодой андезитовый поток; 4 — трещиноватые андезиты; 5 — плейстоценовый песок; 6 — склоновые суглинистые и обломочные накопления; 7 — лёсс; 8 — песок и гравий.

жения расположены на андезитах, обнажающихся в средней части долины. В правой части долины на аллювиальных песчано-гравелистых отложениях построена камненабросная плотина, а в левой части на мощной толще лёссовых суглинков возведена земляная плотина. Такое решение было основано на предположении, что земляная плотина лучше приспособится к уплотнению основания.

6. Требования к основаниям земляных плотин менее строгие, чем для бетонных, земляную плотину можно построить даже на древнем оползне при условии устойчивости и водонепроницаемости основания. В некоторых случаях земляные плотины строились с расчетом повысить стабильность бортов долины.

Не всегда разумно причленять ядро плотины к гребням на склонах долины. Склон за гребнем может быть более крутым, и разница в высоте насыпи на гребне и за ним может привести к неравномерным осадкам и трещинообразованию в ядре плотины.

7. При наклонном положении ядра плотины (рис. 8.52) траншея под цементационную галерею косо поднимается по склону долины, что может вызвать некоторые подвижки. Это следует иметь в виду при определении формы ядра и цемента-

ционной завесы на участках непосредственного сопряжения со склоном.

8. В строительных котлованах плотины часто наблюдаются выходы грунтовых вод, вредно влияющих на бетон и породу в процессе бетонных работ и на заделку отдельных полостей в основании сооружения. Чтобы избежать этого, на дне котлована закладываются дрены и водосборные колодцы, из которых вода откачивается насосами. После наполнения водохранилища вода под напором может проникнуть в эти дрены и начать размывать ядро плотины; поэтому по окончании строительства дрены должны быть зацементированы.

При наполненном водохранилище основание плотины с верховой стороны завесы находится в гидростатическом режиме верхнего бьефа, что подтверждается показанием манометров пьезометрических скважин, пройденных из цементационной галереи. В дренажных скважинах с низовой стороны завесы напор должен быть малым. Скважины собирают воду, профильтрованную через цементационную завесу и под плотиной. Если насыпь сооружена из песчано-гравелистого материала, выходы вод в дне долины под упорной призмой плотины практического значения не имеют. Если же плотина построена из элювия или из частично выветрелых каменных обломков, фильтрующиеся воды подлежат отводу с помощью дрен, заложенных в теле сооружения или вне его.

Особым видом земляных плотин являются дамбы, предназначенные для складирования разжиженных отходов производства (хвостов), в частности золы тепловых электростанций. Многие из этих материалов после удаления из них избыточной воды приобретают относительно высокие плотность и сопротивление сдвигу. Главная задача сводится к дренированию нижних слоев с целью обеспечения их взаимодействия с ограждающей дамбой, которая может быть меньшей ширины, чем обычные земляные плотины. Дренирование отходов не вызывает особых затруднений, если основание обладает большой водопроницаемостью (трещиноватые и закарстованные породы или гравелистые образования). Инженеру-геологу следует знать состав отходов, который может быть самым разнообразным в зависимости от того, с каких предприятий эти отходы поступают. Прежде чем выбрать створ плотины, необходимо убедиться, что фильтрация воды через ложе созданного хранилища отходов не будет опасной с санитарной точки зрения и не приведет к чрезмерному обводнению нижерасположенной территории.

Однако ложе хранилища отходов может оказаться водонепроницаемым, и тогда возникает необходимость в искусственном осушении отходов путем соответствующих дренажных устройств, в том числе уложенных вдоль подошвы верховой

границы плотины. Для дренажей следует подбирать материал с водопроницаемостью, в десять раз большей, чем у отходов, но не слишком крупный по гранулометрическому составу во избежание кольматации его отходами. Непосредственно у плотины следует укладывать более крупный и водопроницаемый материал, чтобы обеспечить защиту и улучшить работу дренажей.

8.11. Опытные нагнетания воды, цементного и других растворов. Накоплен богатый опыт по устройству цементационных завес при строительстве высоких плотин. Усовершенствование способов уплотнения и укрепления водопроницаемых пород нагнетанием цементных и других растворов позволяет строить плотины в весьма неблагоприятных геологических условиях, на створах, от которых двадцать лет тому назад, безусловно, отказались бы.

Одним из основных условий успешного уплотнения пород основания является знание механических свойств пород и геологического строения створа плотины. Опыт показывает, что каждый тип пород требует особого метода цементации. Водопроницаемость интрузивных магматических пород отличается по характеру от водопроницаемости песчаников или сланцев. Большое значение имеют такие факторы, как падение пластов и трещин, характер заполнителя трещин и т. д.

Главная задача цементации сводится к уменьшению водопроницаемости пород и развития противодействия в основании плотины. Чтобы повысить прочность трещиноватых пород и, следовательно, уменьшить их деформируемость, в некоторых случаях применяют уплотнительную цементацию. В связи с этим инженеру-геологу следует:

- 1) определить водопроницаемость пород, вызывающие ее причины и необходимость устройства противофильтрационной завесы;
- 2) установить допустимые давления при инъекции раствора на разных глубинах;
- 3) собрать все данные, требующиеся для выбора расположения цементационной завесы и определения глубины инъекционных скважин;
- 4) подобрать соответствующий укрепляющий раствор и оценить возможный его расход.

Эти задачи в настоящее время решаются по данным опытных нагнетаний воды и растворов. Такие испытания при тщательном выполнении их не только позволяют оценить степень водопроницаемости на различной глубине, но дают также представление о трещиноватости массива пород и о характере заполнителя трещин.

а. *Опытные нагнетания воды* обычно проводятся в скважинах колонкового бурения, используемых также для цементации водонепроницаемых прослоев в коренных породах. Испытание сводится к нагнетанию воды в скважину и определению количества воды, поглощаемого испытуемым интервалом скважины установленной длины в течение заданного времени (например, 10 мин) при заданном давлении (2—10 атм).

Опытные нагнетания воды и растворов ведутся «нисходящим» способом одновременно с бурением скважины или «восходящим» способом по окончании бурения. В первом случае проходит начальная интервал (обычно 3—5 м) и скважина перекрывается сверху пакером (тампонирующим устройством). В скважину под давлением нагнетается сначала вода, а затем цементный или другой раствор, после чего скважина вновь разбуривается на ту же глубину и опять опробуется водой. Затем скважина проходит на глубину второго интервала, и вся процедура повторяется в том же порядке.

При втором способе скважину бурят на полную глубину и опробуют ее водой снизу вверх по методике, описанной выше. В этом случае применяется двойной пакер, перекрывающий испытуемый интервал сверху и снизу. По окончании опробования каждого интервала скважина постепенно от забоя вверх цементируется.

Перед началом гидравлического опробования каждого интервала скважины необходимо убедиться в водонепроницаемости тампонирующего устройства. Для этой цели применяют простой пакер, состоящий из резинового кольца длиной 20—30 см, которое при нажиме колонны труб расширяется и плотно прилегает к стенкам скважины, и двойной пакер с двумя кольцами, расположенными сверху и внизу испытуемого интервала. На рис. 8.57 показаны двойной пакер и возможные пути утечки воды или цементного раствора в обход устройства вверх (а, в) или вниз (б) от испытуемого интервала или под обсадную трубу в аллювий. В сильно трещиноватых породах для лучшей изоляции применяют пакеры увеличенной длины.

В Чехословакии с успехом используется тампонирующее устройство, разработанное И. Верфелем, которое позволяет промывать скважину до начала испытаний (рис. 8.58). Вода под давлением поступает в скважину по внешней трубе и выходит обратно по внутренней трубе, опущенной до забоя. В процессе инъекции происходит непрерывная циркуляция раствора при постоянном давлении, что препятствует осаждению цемента в нижней части скважины. Преимущество этого устройства заключается еще и в том, что имеется возможность измерять давление нагнетания непосредственно в забое скважины и промывать последнюю по окончании каждого этапа цементации, что

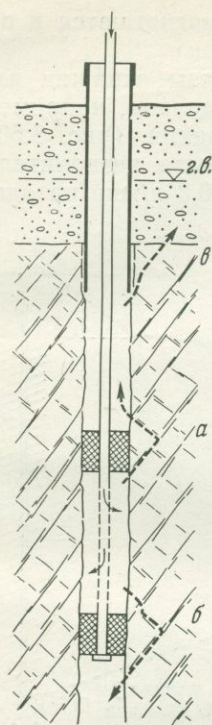


Рис. 8.57. Фильтрация воды или цементного раствора по трещинам в обход пакера.

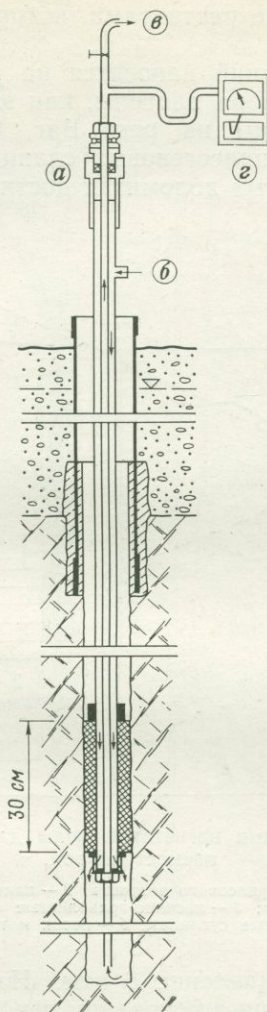


Рис. 8.59. Гидравлический пакер фирмы «Atlas-Copco».

a — резиновая муфта, прижимаемая к стенкам скважины под действием давления нагнетаемого раствора; *б* — выпускное отверстие для цементного раствора.

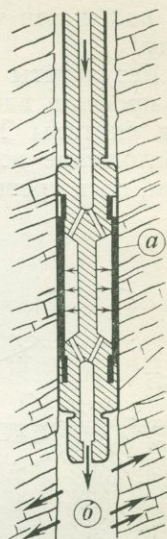


Рис. 8.58. Циркуляционное тампонирующее устройство [221].

a — зажимной оголовок; *б* — нагнетательная труба; *в* — отводящая труба; *г* — манометр.

исключает необходимость разбуривания опробованных интервалов. Тампоны, используемые в СССР, состоят из шести резиновых колец цилиндрической формы, разделенных металлическими шайбами. В США применяются пакеры, состоящие из кожаных манжет или резиновых камер, прижимаемых к стенкам скважины водой, которая подается в них под давлением по специальной трубе. На рис. 8.59 показан гидравлический пакер фирмы «Atlas-Copco» с резиновыми муфтами, которые во время опыта расширяются и прижимаются к стенкам скважины той

же водой или теми же растворами, которые нагнетаются в породу.

Результаты испытаний наносятся на разрезы скважин или на профили вдоль створа плотины, как это сделано, например, для плотины Крпеланы на реке Ваг, Словакия (рис. 8.60). Поглощение воды в палеогеновых сланцах было незначительным, но в трещиноватых доломитах достигло 6,8 л/мин на один

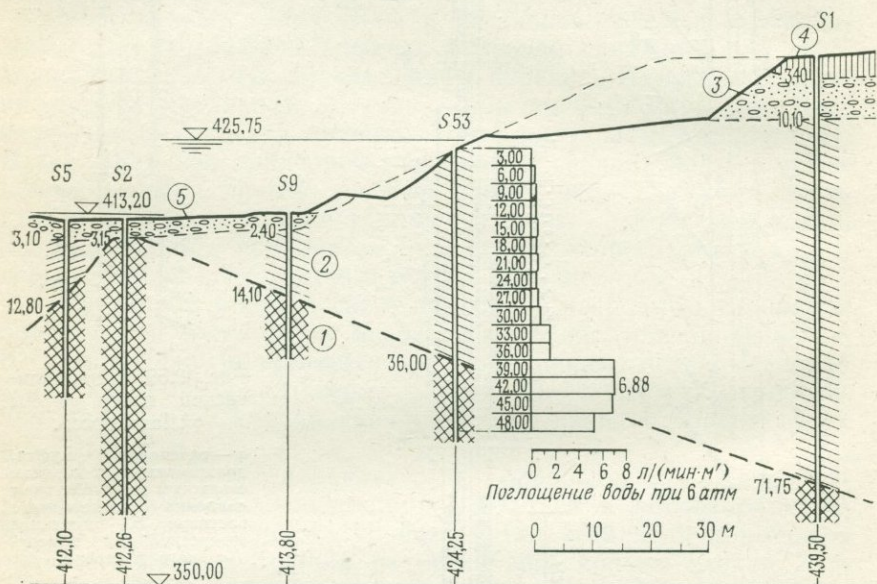


Рис. 8.60. Значение опытных нагнетаний воды для определения водопроницаемости пород.

1 — трещиноватые доломиты триасового возраста; 2 — палеогеновые сланцы, практически водонепроницаемые (рис. 8.35); 3 — песчано-гравелистые аллювиальные отложения; 4 — лёссовые суглинки; 5 — песок и гравий.

погонный метр при давлении 6 атм. На рис. 8.61 приведены данные водопоглощения в основании некоторых секций плотины Орлик. Опытные нагнетания в створе плотины Сарран во Франции [110] показали (рис. 8.62), что слева к сооружению примыкают сравнительно водонепроницаемые породы, а граниты, слагающие правую часть долины, сильно проницаемы до глубины 50 м.

б. Оценка водопроницаемости пород. Фильтрационные свойства твердых пород зависят в основном от наличия слоистости и других нарушений сплошности, например трещин остывания в изверженных породах или трещин усыхания и диагенеза в осадочных отложениях. Большинство трещин имеют текто-

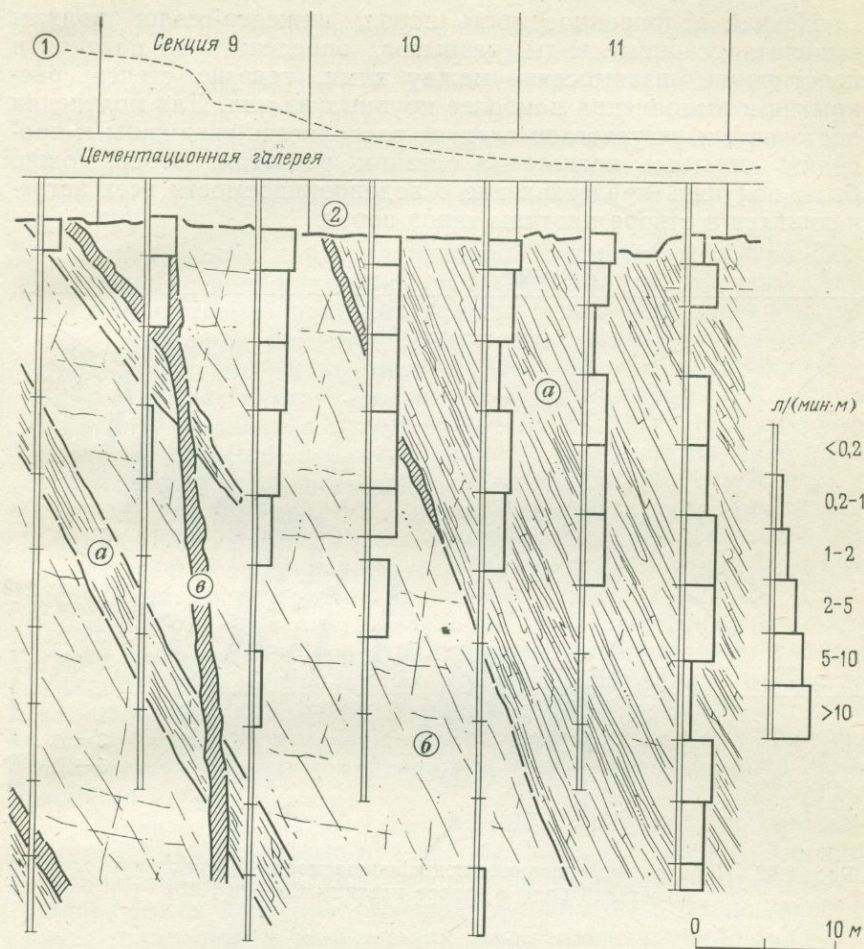


Рис. 8.61. Графическое изображение результатов опытных нагнетаний воды в основании некоторых секций плотины Орлик.

1 — первоначальная поверхность земли; 2 — подошва секций; а — амфиболит; б — эпидиорит; в — минетта.

ническое происхождение. Трещины растяжения обычно бывают открытыми и вследствие этого наиболее проницаемыми. Повышенной водопроницаемостью отличаются залегающие близко к поверхности твердые породы, нарушения сплошности в которых обусловлены выветриванием, а иногда оползневыми подвижками. Поровая водопроницаемость обычно не играет большой роли в твердых породах, но является определяющей в песках, гравии и других обломочных образованиях.

Изучая водопроницаемость пород, инженер-геолог должен выделить основные виды разрывов, определить их падение и простирание, взаимосвязи между ними, генезис, степень раскрытия и выполнения наиболее крупных из них. Для получения достоверных результатов следует располагать скважины и проводить опытные нагнетания с таким расчетом, чтобы можно было получить представление о водопроницаемости всех встречающихся в створе плотины типов пород.

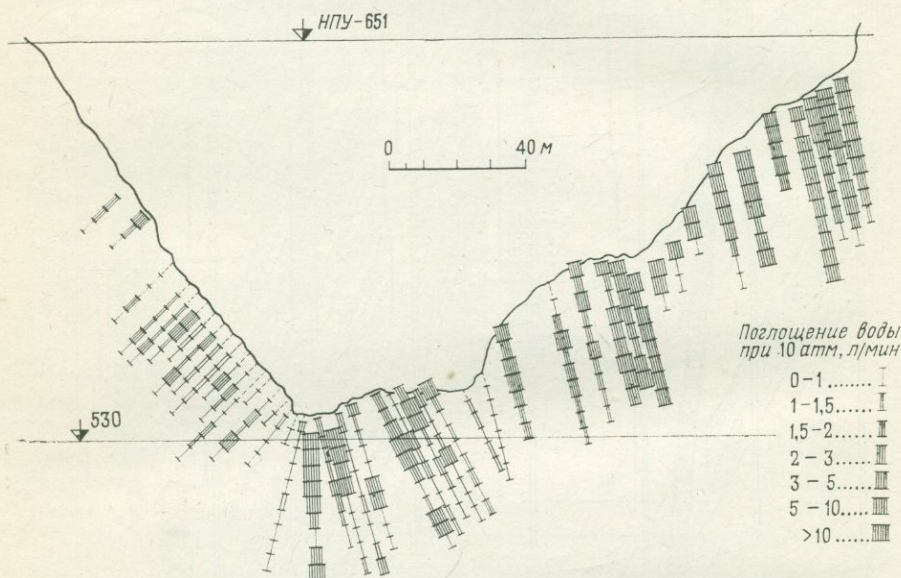


Рис. 8.62. Пример исследования водопроницаемости посредством опытных нагнетаний воды в створе плотины Сарран [110].

Водопроницаемость пород оценивается по критериям, предложенным различными авторами (Люжоном, Еде, Терцаги), с той или иной степенью точности. В Центральной Европе обычно пользуются критерием Люжона, дающим в первом приближении достаточно надежные результаты. Согласно Люжону, для плотин выше 30 м поглощение воды при опытном нагнетании в течение 10 мин не должно превышать 1 л/мин на 1 м глубины скважины при давлении 10 атм. Для плотин ниже 30 м поглощение воды в тех же условиях может достигать 3 л. Этот критерий, разумеется, не отвечает всем требованиям, определяющим параметры и расположение противофильтрационной завесы. При ее проектировании принимаются во внимание геологические и тектонические особенности створа, тип плотины и

допустимое противодействие в ее подошве. В зависимости от назначения водохранилищ допускаются различные потери воды на фильтрацию из него и соответственно принимаются те или иные критерии.

Другим существенным фактором является фильтрационная прочность основания, что в первую очередь относится к недостаточно плотным породам и выполнению трещин в твердых породах.

Применяемые критерии водопроницаемости массивов пород в настоящее время серьезно пересматриваются. На ряде гидроузлов с помощью пьезометрических измерений проведено изучение состояния цементационных завес, которое показало, что толщина их обычно значительно больше, чем предполагалось, и в некоторых случаях достигает многих метров [222]. Гидравлический градиент в завесе имеет наибольшее значение в подошве сооружения и быстро падает с глубиной по мере увеличения длины пути фильтрации. Отсюда следует, что принимать единый критерий на всю глубину завесы неэкономично. Наибольшей плотностью завеса должна обладать в верхней приконтактной зоне основания, а с глубиной требования к ее водопроницаемости можно уменьшить.

в. *Выбор давления цементации.* В задачу опытных нагнетаний воды и растворов входит определение величины давления для инъекции на различных глубинах. Эта задача ответственная, так как при очень больших давлениях могут произойти выпор основания и разрушение породы, а при низких давлениях снижается эффект цементации и увеличиваются сроки производства работ.

Принято считать, что давление инъекции должно соответствовать гидростатическому напору верхнего бьефа. Согласно эмпирическим формулам, предложенным различными авторами, необходимое давление инъекции должно быть равно двойному весу толщи пород, залегающих выше цементуемой зоны. Рассчитанное таким образом давление может оказаться слишком большим или слишком малым; поэтому рассчитывать давление надо с учетом реальных геологических условий.

Давление инъекции зависит от глубины залегания цементуемой зоны относительно поверхности земли и от характера пород, главным образом от их объемной плотности. С увеличением объемной плотности увеличивается вес, а следовательно, и сопротивление выпору вышележащих пород.

Другим существенным обстоятельством является прочность пород. Чем выше прочность породы, тем больше ее сопротивление инъекционному давлению. Прочность пород зависит от их трещиноватости. Трещиноватые породы легче разрушаются, чем массивные. Если трещины открытые, раствор распростра-

няется далеко от инъекционной скважины с небольшой потерей напора и изменяет массив пород значительно больше, чем в случае сомкнутых или заполненных трещин. Давление инъекции следует назначать в зависимости от простираения и падения поверхностей нарушения сплошности. Протяженные и горизонтально залегающие пласты и трещины легче поддаются разрушению под действием давления нагнетания, чем крутопадающие.

Эффект давления инъекции зависит и от топографических особенностей участка, на котором производится цементация; он может быть различным на дне и в склонах долины. На крутых склонах следует принимать в расчет горизонтальную составляющую деформации породы. Максимальное давление обычно определяется в зависимости от глубины установки пакера и от прочности породы по формуле

$$p = K \cdot \gamma \cdot h,$$

где p — максимальное давление; γh — вес толщи пород от поверхности земли до пакера; K — коэффициент сопротивления породы выпору.

Сопротивление выпору определяется по интенсивности поглощения воды во время опытных нагнетаний. Давление при этих опытах постепенно увеличивается, пока не наступает разрушение породы, сопровождаемое резким увеличением поглощения воды или падением давления. Коэффициент сопротивления породы выпору для определенной глубины устанавливается по предельному давлению, при котором поглощение воды остается неизменным. Для получения достоверных результатов опыты повторяются несколько раз во всех разновидностях пород. Этот метод не применим к породам с низким модулем деформации, подверженным медленным пластическим деформациям.

Выпор при опытных нагнетаниях воды может быть зафиксирован непосредственно с помощью контрольной точки, установленной в глубокой скважине, расположенной на расстоянии не более 4 м от опытной. В глубокую скважину опускают трубку, верхний конец которой выступает из обсадной трубы (рис. 8.63). Трубка служит для измерения расстояния между забоем скважины и верхним торцом обсадной трубы. Если во время нагнетания воды происходит нарушение и выпор породы, это расстояние меняется (рис. 8.64). Многочисленные испытания, проведенные с такого рода приспособлением [222], показали, что сопротивление пород выпору увеличивается с глубиной и зависит от угла их падения и наличия протяженных трещин.

По нашему опыту давление при цементации может быть установлено по диаграмме (рис. 8.65), отражающей зависимость

между давлением (p) и глубиной при различных углах падения пород. Линия A_1 показывает давление ($p = \gamma h$), соответствующее весу вышележащих пород с $\gamma = 2,4 \text{ кгс/см}^3$. Кривая B ,

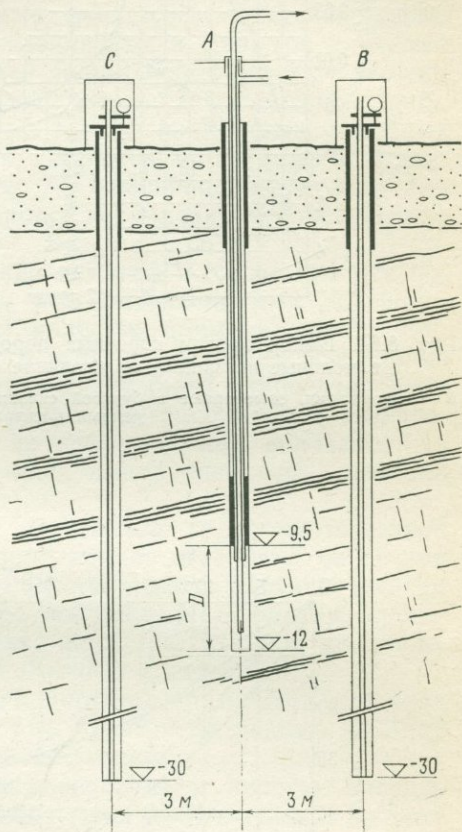


Рис. 8.63. Наблюдения за выпором грунта вблизи опытной цементационной скважины A с помощью контрольных точек, установленных в скважинах B и C .

относящаяся к твердым породам с крутопадающими трещинами, показывает давления:

- 5,1 атм (т. е. $2\gamma h$) на глубине до 10 м,
- 14,2 атм (т. е. $3\gamma h$) на глубине до 20 м,
- 44,4 атм (т. е. $4,6\gamma h$) на глубине до 40 м.

Кривая C относится к слоистым породам, залегающим горизонтально с небольшим наклоном. Максимальное давление в этом случае значительно меньше:

- 3 атм (т. е. $1,2\gamma h$) на глубине до 10 м,
- 7 атм (т. е. $1,4\gamma h$) на глубине до 20 м,
- 18 атм (т. е. $1,8\gamma h$) на глубине до 40 м.

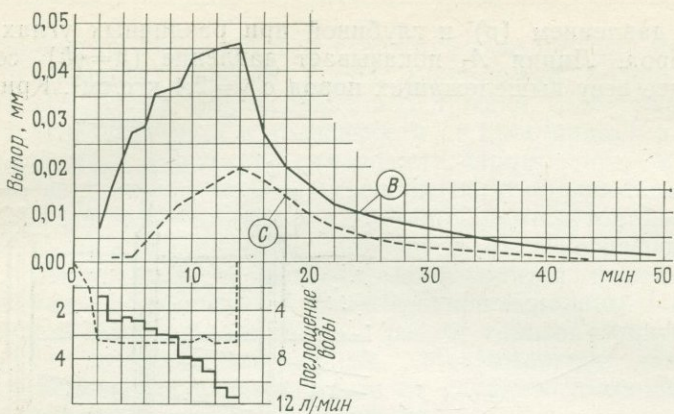


Рис. 8.64. Выпор кровли коренных пород при опытных нагнетаниях воды в меловые песчаники, залегающие с небольшим наклоном [221].

B — деформации, замеренные в буровой скважине *B* (см. рис. 8.63); *C* — выпор, замеренный в скважине *C*.

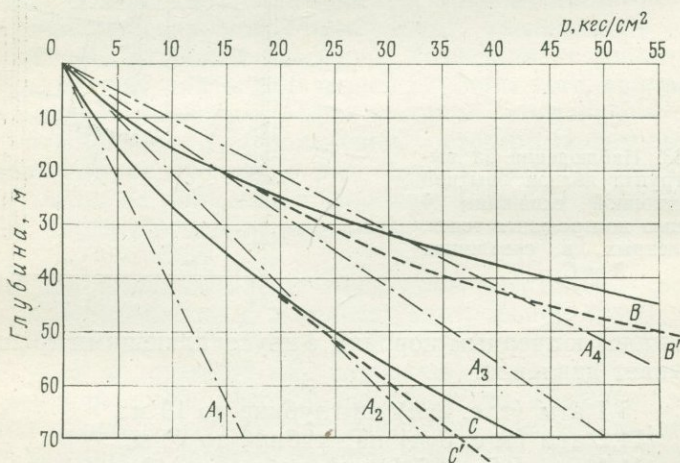


Рис. 8.65. Диаграмма для предварительного определения давления цементации.

Кривая *B* характеризует плотные породы с крутопадающими трещинами; кривая *C* — слоистые породы, залегающие горизонтально или с малым наклоном. Линия *A₁* показывает давление, соответствующее весу вышележащих пород, имеющих $\gamma = 2,4 \text{ кгс/см}^3$. Кривая *B'* предложена фирмой «Atlas-Sorco» для массивных пород, а кривая *C'* — для осадочных отложений.

Аналогичные кривые для осадочных пород приведены в бюллетенях фирмы «Craelius-Atlas Сорсо», но рекомендуемые давления для глубин более 30 м более низкие (кривые B' , C').

Для сравнения на диаграмме (рис. 8.65) нанесены кривые A_2 , A_3 и A_4 , соответствующие давлениям в два, три и четыре раза больше веса вышележащей толщи пород с $\gamma=2,4$ кгс/см³. При сопоставлении этих кривых с кривыми B и C можно видеть, что назначать давления, исходя только из простых линейных зависимостей, неправильно. Так, например, на глубине 10 м давление $p=3\gamma h$, соответствующее 7,5 атм, слишком велико для осадочных пологопадающих пород и несомненно вызовет подъем перекрывающей толщи.

Тенденция к выпору особенно заметна в тонкослоистых породах с горизонтальными или субгоризонтальными поверхностями наслоения и трещин. В качестве примера можно привести сланцы мелового возраста в створе плотины Жерманице в Моравско-Силезских Besкидах. Здесь было запроектировано давление цементации, в 2—3 раза превышающее вес вышележащих толщ, но наблюдения за деформациями показали, что при давлении около $1,3\gamma h$ начался выпор основания верховой грани строящейся секции плотины.

г. *Определение глубины и протяженности цементационной завесы.* Водопроницаемость пород влияет не только на потери воды из водохранилища, но и на устойчивость плотины в связи с ростом противодействия в ее подошве. Наблюдения, проведенные на нескольких плотинах, показали, что противодействие может быть значительно снижено цементацией.

В основании гравитационной плотины применяют три типа цементационных скважин, которые бурятся на разную глубину и инъецируются под различным давлением.

В нормальных строительных условиях в первую очередь проводится контактная цементация (рис. 8.66) с использованием скважин глубиной 3—15 м, инъецируемых под давлением от 1,5 до 10 атм. Скважины располагаются с верховой стороны плотины на одной трети ширины подошвы и только в случае очень трещиноватых пород распространяются на всю площадь основания. В обычных условиях скважины бурятся под прямым углом к подошве сооружения, но при крутом падении пород задаются наклонные скважины с расчетом пересечь возможно большее количество поверхностей напластования и трещин. Контактная цементация проводится после того, как уложен первый слой бетона, что позволяет применять более высокие давления инъекации.

Цементация со средними давлениями в основании напорной грани плотины ведется на глубину 15—30 м. Величина давления зависит от веса бетона, уложенного к началу цементационных

работ, и от прочности пород, слагающих основание плотины; обычно оно изменяется в пределах от 5 до 20 атм.

Основная противофильтрационная завеса в большинстве случаев состоит из одного или более рядов глубоких скважин, которые проходятся из потерны, расположенной у напорной грани плотины на уровне ее подошвы. Проект завесы составляется по данным опытных нагнетаний воды и пробных цементационных работ с учетом геологического строения створа плотины.

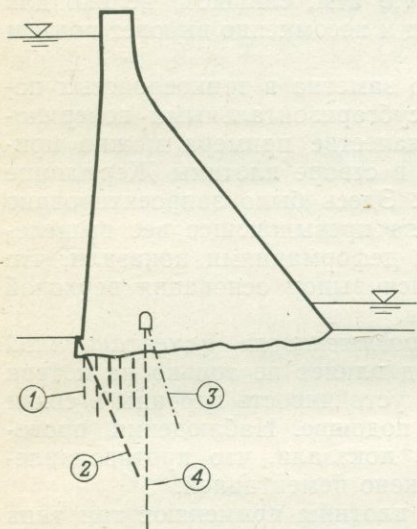


Рис. 8.66. Цементация в основании гравитационной плотины.

1 — скважины контактной цементации; 2 — уплотнение пород основания верхней грани; 3 — дренажные скважины; 4 — цементационная завеса.

Устройство завесы начинается с цементации более глубоких скважин первой очереди с шагом 8—16 м. Скважины второй очереди бурятся между скважинами первой очереди, а скважины третьей очереди — на половине расстояния между ранее пробуренными скважинами. При необходимости проходятся скважины четвертой очереди, и тогда расстояние между соседними скважинами сокращается до 1,5 м. Наибольшую глубину имеют скважины первой очереди, скважины последующих очередей бурятся с постепенным уменьшением глубины, которая устанавливается по результатам опытных цементационных работ.

Глубина противофильтрационной завесы зависит от геологического строения участка, характера слагающих его пород и их трещиноватости, т. е. от факторов, которые не могут быть выражены эмпирической формулой. Если на приемлемой глубине залегает водонепроницаемый пласт, завесу следует доводить до него.

Цементационная завеса гравитационной плотины Орлик (Чехословакия), построенной на кристаллических породах, имеет глубину 40—50 м (наибольшая глубина водохранилища 72 м). Глубина завесы земляной плотины на реке Моравка, в основании которой залегают мезозойские песчаники, изменяется от 40 до 75 м (глубина водохранилища 40 м). Завеса в флишевых отложениях в основании земляной плотины вблизи Коричани доведена до глубины 70 м при напоре 19 м. Из этих примеров ясно, что эмпирические формулы, выведенные на основании высоты плотин, могут привести к неправильным решениям.

При глубине цементационных скважин более 40 м должно быть обращено внимание на их искривление. Непредвиденные искривления отрицательно влияют на сплошность цементационной завесы, особенно на больших глубинах. В некоторых породах трудно избежать искривления скважин малого диаметра, даже вертикальных. Эти явления связаны с несколькими причинами, такими, как геологическое строение, характер пород и технология бурения. Искривление вертикальных скважин может быть вызвано чередованием твердых и мягких пород при их крутом падении.

На створе одной из плотин в Румынии при бурении под цементационную завесу глубиной 120 м в крутопадающих эоценовых песчаниках отклонение скважин от заданного направления доходило до 9° или до 16 м на глубине 100 м. Такое положение угрожало сплошности завесы и привело к необходимости бурения дополнительных скважин. Возможные максимальные искривления скважин должны изучаться в процессе инженерно-геологических изысканий с целью выработки наиболее подходящего способа производственного бурения. Искривление скважин в процессе проходки постоянно контролируется с помощью инклинометров различного типа или специальных телевизионных камер.

д. *Цементация.* Успех цементации зависит не только от технологии производства работ, но и от правильного подбора состава раствора. В открытые трещины нагнетают цементную суспензию или тонкий цементный раствор различной плотности. Порода с сомкнутыми трещинами вначале цементируется раствором 1 : 8 с расчетом заполнить мелкие трещины на возможно большем расстоянии от скважины. Для заполнения более крупных трещин вблизи скважины применяются густые растворы от 1 : 4 до 1 : 1. В породах с широкими трещинами процесс цементации ведется в обратном порядке: начинается нагнетание с густого раствора (1 : 4), а заканчивается жидкими растворами (от 1 : 8 до 1 : 10). Расход цемента выражается в килограммах на квадратный метр ($\text{кг}/\text{м}^2$) завесы или в килограммах на

погонный метр (кг/м) инъекционной скважины. Цементные растворы применимы для трещин шириной не менее 0,2 мм. Более тонкие трещины заполняются глинистыми или химическими растворами, например раствором силиката натрия, образующим гель при добавлении к нему соответствующего коагулятора. Применяются также органические смолы.

е. Ниже приводится несколько примеров, из которых видно, какое значение в проектировании цементационных завес имеют геологические условия и фильтрационные свойства пород.

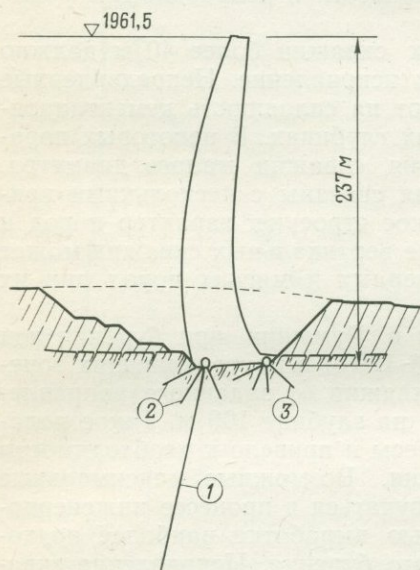


Рис. 8.67. Цементация основания арочной плотины Мовуазен [61].

1 — главная завеса; 2 — цементационные скважины в основании напорной грани; 3 — цементационные скважины в основании низовой грани.

На рис. 8.67 показано расположение цементационных скважин в основании арочной плотины Мовуазен, Швейцария, построенной на известковистых сланцах верхнетриасово-юрского возраста. Сланцы представляют надежное однородное основание, обладают большой водопроницаемостью — до 20 л/мин на один погонный метр скважины при давлении 30 атм. Применялись три вида цементационных скважин. Главная цементационная завеса состоит из одного ряда скважин, пробуренных до глубины 220 м ниже подошвы плотины. Скважины заданы с наклоном 12° в сторону верхнего бьефа, чтобы они могли пересечь больше трещин в породах основания. Скважины первой очереди располагались с шагом 36 м и на всю глубину гидравлически опробовались по интервалам в 3 м. После их цементации проходились и цементировались скважины второй очереди с шагом 12 м и затем скважины третьей очереди с ша-

гом 6 м. Средний расход цемента на погонный метр скважины составил 172 кг. Скважины бурились из специальной цементационной галереи, чтобы не мешать строительным работам.

Дополнительная цементационная завеса была устроена под верховой гранью плотины для предотвращения доступа воды к подошве плотины. При этом скважины глубиной 25 м с шагом 3—6 м располагались веерообразно вокруг нижней потерны. Средний расход цемента составил 87 кг на погонный метр скважины (рис. 8.68).

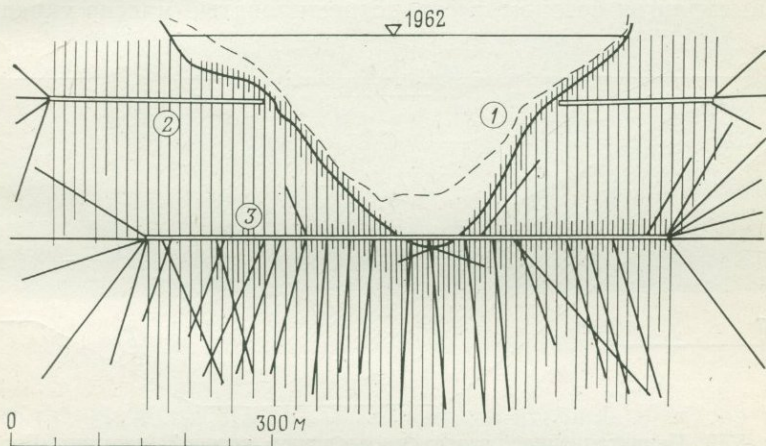


Рис. 8.68. Противофильтрационная завеса в основании плотины Мовуазен [61].

1 — первоначальная поверхность земли; 2, 3 — цементационные галереи.

Задачей цементации под низовым носком плотины было укрепление породы с целью более равномерного распределения нагрузки от плотины в его основании. Скважины бурились только на глубину 10 м, чтобы не препятствовать разгрузке фильтрационных вод и не вызывать увеличения противодействия в основании плотин. Скважины отстояли друг от друга на расстоянии 3—6 м, и среднее поглощение цемента в них составило 60 кг на погонный метр.

На рис. 8.69 приведен геологический разрез створа плотины Борегар в Итальянских Альпах. Арочная плотина высотой 132 м построена в 1955—1957 гг. после детальных изысканий. Геологические условия для возведения плотины оказались очень сложными и потребовали больших цементационных работ. В основании плотины залегают слюдяные сланцы и сланцеватые гнейсы, на левом берегу отлегли сильнотрещиноватые. Дно долины покрыто ледниковыми отложениями мощностью до 40 м. Долина разработана ледником, образовавшим под ее левым бортом

глубокий и узкий врез. Форма последнего и высокая сжимаемость флювиогляциальных отложений вызвали незначительное оползание гнейсов вниз по склону. Проект плотины составлен с расчетом уменьшить удельную нагрузку на основание в ее левой части, сложенной породами с модулем деформации не более $26\,000\text{ кг/см}^2$, в то время как модуль деформации пород на правом берегу составляет около $300\,000\text{ кг/см}^2$. С целью увеличить устойчивость левобережного склона долины из переуглубленной части ее выбрали все флювиогляциальные образования и заменили их бетоном, а сильнотрещиноватый массив укрепили

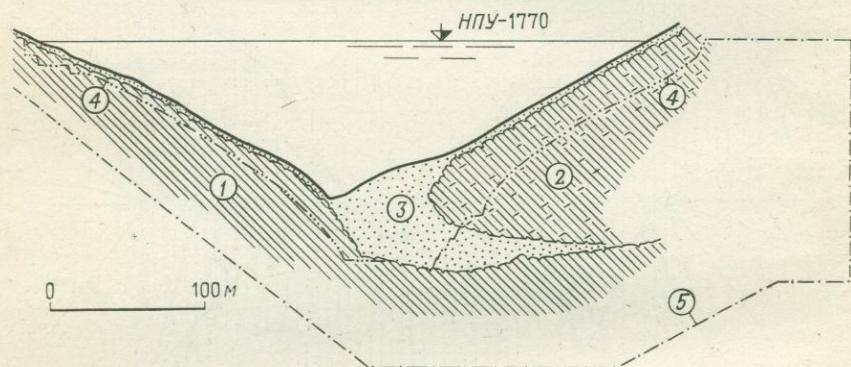


Рис. 8.69. Цементационная завеса в основании арочной плотины Борегар в Итальянских Альпах.

1 — прочные слюдяные сланцы; 2 — трещиноватые слюдяные сланцы; 3 — флювиогляциальные пески и гравий; 4 — глубина фундамента; 5 — цементационная завеса.

цементацией, увеличив его модуль деформации до $120\,000\text{ кг/см}^2$. Вначале нагнетался портландцементный раствор, а затем раствор, состоящий из бентонита и шлака мокрого помола с добавкой в качестве активатора известкового молока.

Глубина противофильтрационной завесы в правобережных плотных гнейсах составила 60 м (рис. 8.69). На левом берегу завеса глубиной 150 м продолжена на 80 м в глубь берега и состоит из трех рядов скважин, бурившихся из штолен, расположенных на трех уровнях: на отметке гребня плотины, на уровне обводного туннеля и на отметке дна долины. Для наблюдения за состоянием плотины установлена многочисленная измерительная аппаратура. Результаты наблюдений после наполнения водохранилища оказались вполне удовлетворительными, несмотря на необычайно сложные геологические условия створа (рис. 8.70).

Во многих местах цементационные завесы углублены в берега, чтобы перекрыть породы, по которым может развиваться

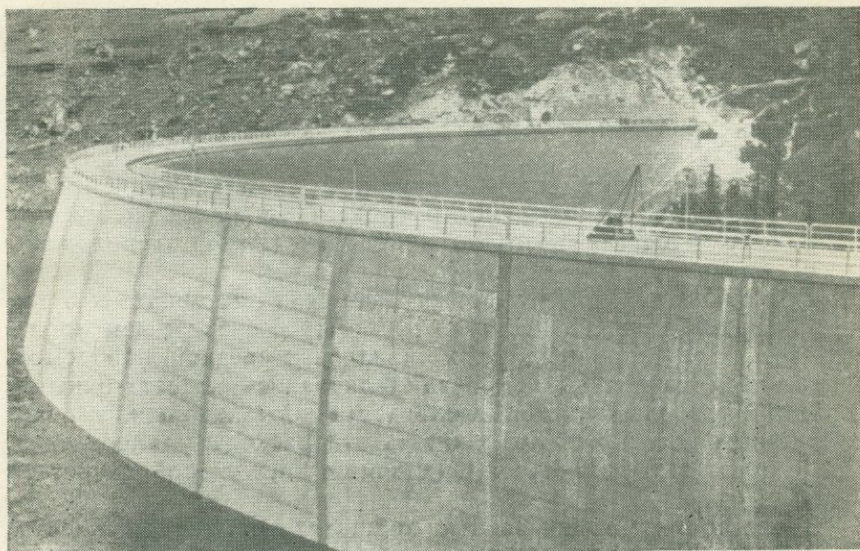


Рис. 8.70. Плотина Борегар (фото Зарубы).

фильтрация воды. На рис. 8.71 показан профиль в створе плотины Фум-эль-Герза в 15 км к востоку от города Бискра, Алжир. Арочная плотина высотой 65 м расположена в глубокой долине, заложеной в трещиноватых известняках позднемелового воз-

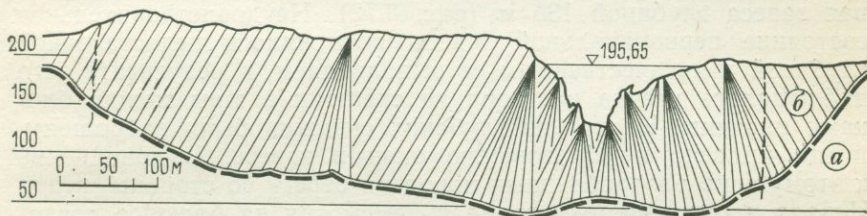


Рис. 8.71. Цементационная завеса в основании плотины Фум-эль-Герза.

а — мергелистые сланцы; *б* — трещиноватые известняки мелового возраста.

раста. Известняки обладают достаточной несущей способностью, но высокая водопроницаемость их вызвала необходимость усиленной цементации основания. Толща известняков мощностью около 200 м залегает на водонепроницаемых мергелях и образует обширную синклинал, ось которой приблизительно параллельна направлению долины. В обоих крыльях

складки водонепроницаемые мергели поднимаются выше подпорного уровня водохранилища, а залегающие на мергелях известняки, как показывают разведочные данные, сильно трещиноваты на всю мощность. Противофильтрационная завеса представляет собой непрерывную линию цементационных скважин, заложенных под плотиной и в правом, и в левом ее примыканиях. В примыканиях плотины скважины бурились под углом 30° к вертикали, чтобы они могли пересечь большее количество трещин, а в местах поворота завесы скважины расположены веерообразно.

Общая длина цементационных скважин составила 18,6 км, а суммарная площадь завесы — $88\,800\text{ м}^2$, в связи с чем производство цементационных работ явилось серьезной проблемой. Результаты первичной цементации оказались недостаточными, и фильтрационный расход после частичного наполнения водохранилища достиг 370 л/с. Снизить эти расходы удалось лишь после того, как была проведена цементация второй и третьей очереди.

Качество цементации зависит от тщательности ее выполнения. Любые недостатки приводят к дорогостоящим дополнительным работам. В течение 1938—1947 гг. проводились большие работы по переделке противофильтрационной завесы в основании плотины Боулдер в США [191]. Плотина построена в глубоком каньоне реки Колорадо, прорезающем толщу вулканических брекчий. После наполнения водохранилища выяснилось, что завеса глубиной 40 м недостаточна; в нескольких местах появилась сильная фильтрация, и противодействие в основании плотины поднялось выше расчетного значения. Была сделана новая завеса глубиной 130 м (рис. 8.72). Неудовлетворительное состояние первоначальной завесы объяснялось недостаточной глубиной и некачественным ее выполнением, в результате чего наблюдалась утечка раствора из скважин в швы между блоками плотины. Несколько глубоких скважин были заброшены, и это привело к образованию окон в завесе. В дополнение к этому зона раздробленных пород на берегу со стороны штата Невада плохо зацементировалась, несмотря на большое поглощение раствора. Затраты на переделку завесы составили 2,38% общей стоимости плотины. Из диаграммы на рис. 8.73 видно, что реконструкция завесы привела к значительному снижению противодействия.

е. Цементация песчаных и гравийных отложений. Для уплотнения основания плотины Сер-Понсон фирмой «Solétanche» был разработан новый метод. Изыскания на суженном участке долины реки Дюранс в районе Сер-Понсон, проводившиеся с 1957 г., показали, что этот участок с гидрологической точки зрения весьма удачен для строительства плотины. Однако гео-

логические условия оказались настолько сложными, что осуществить строительство удалось лишь в последнее время благо-

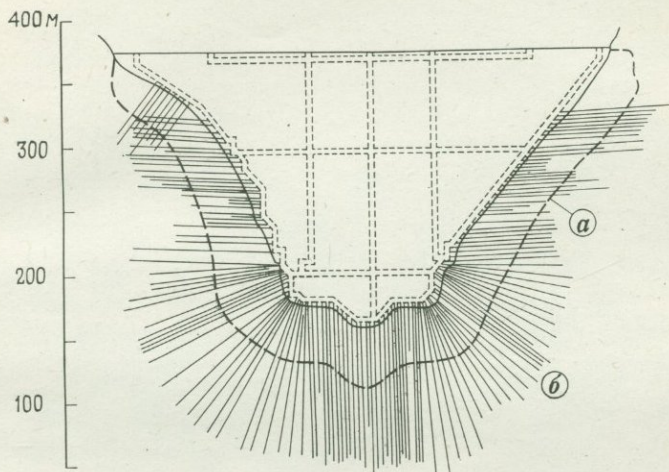


Рис. 8.72. Реконструкция цементационной завесы в основании плотины Боулдер на реке Колорадо [60].

a — первоначальная завеса; *b* — новая завеса.

даря значительному прогрессу в технике плотиностроения. Коренные породы участка представлены плотными мергелистыми

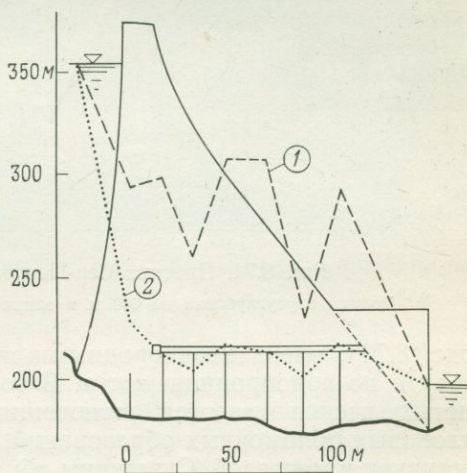


Рис. 8.73. Диаграмма, показывающая развитие противодавления в основании плотины Боулдер [19].

1 — после наполнения водохранилища; *2* — после реконструкции цементационной завесы.

известняками; в дне долины имеется эрозионный врез глубиной более 100 м, заполненный аллювиальными отложениями

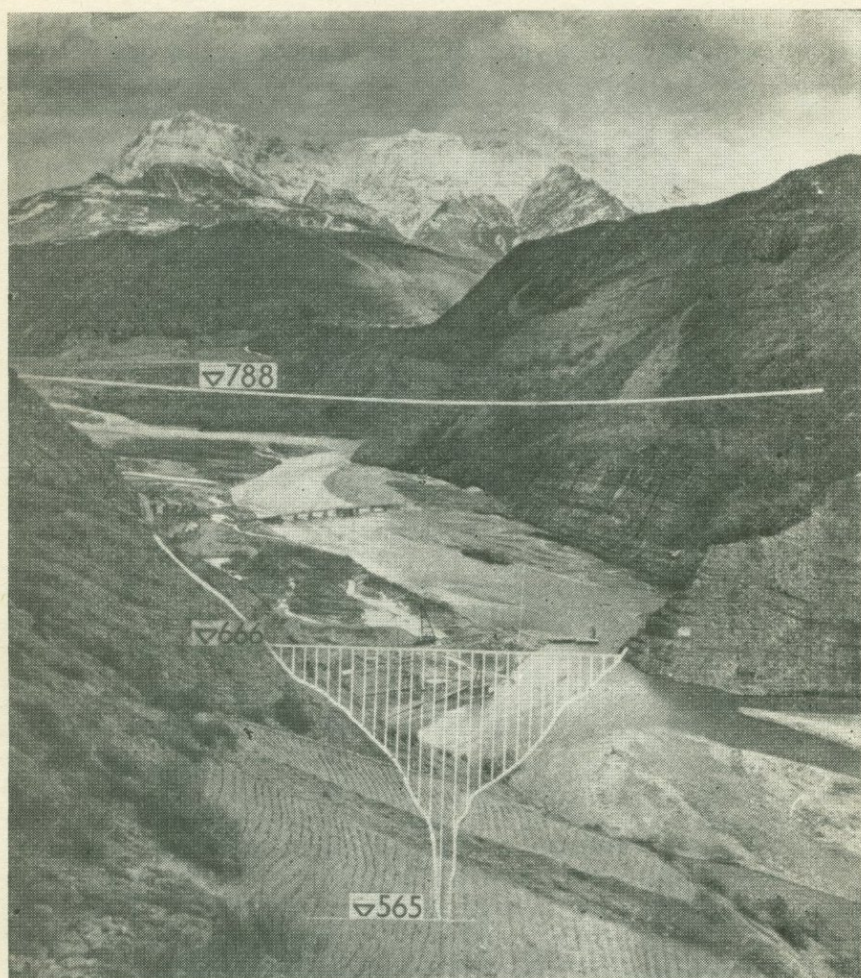


Рис. 8.74. Плотина Сер-Понсон на реке Дюранс.

Долина переуглублена на 100 м и заполнена речными отложениями.

(рис. 8.74), очень неоднородными по гранулометрическому составу и по водопроницаемости. В толще грубозернистых гравелистых песков имеются включения линзовидных прослоев склоновых обломочных образований, состоящих из обломков известняков и мергелей. Скважины обнаружили в аллювии горячие сульфатные воды агрессивного характера с температурой около 60° . Разведочные штольня и шахта, пройденные в 1913 г., были затоплены этими водами, хлынувшими с глубины 55 м.

Для цементации применялись перфорированные трубы с резиновыми муфтами, опущенные в скважины ударно-механического бурения диаметром 90—110 мм. Пространство вокруг труб заполнялось полупластичным материалом. Инъекция велась последовательными интервалами длиной 30—50 см с применением двойных пакеров. Цементный раствор, выжимавшийся из отверстий, раздувал муфты, пробивал пластичное затрубное заполнение и проникал в породу. Преимущество этого метода состоит в том, что в каждом интервале давление инъекции

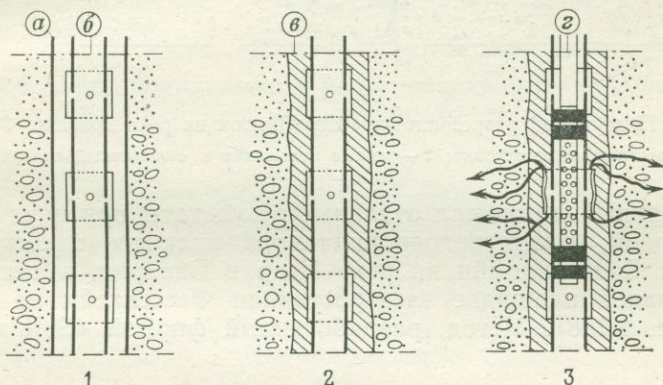


Рис. 8.75. Цементация песчано-гравелистых грунтов методом, предложенным фирмой «Solétanche».

1 — после бурения с обсадкой в скважину (а) опущены перфорированные трубы с резиновыми муфтами (б); 2 — пространство между обсадными и перфорированными трубами заполнено глинисто-цементной смесью (в), после чего обсадные трубы извлечены; 3 — в перфорированные трубы опущены нагнетательные трубки с двойным пакером (z). Оборудование позволяет цементировать отдельные прослой гравия под различным давлением.

можно было менять в зависимости от характера цементируемой породы. В первую очередь нагнетание велось в наиболее проницаемые гравелистые прослой под малым давлением, с тем чтобы раствор далеко не растекался от скважин. Мелкозернистые пески цементировались под большими давлениями (рис. 8.75).

Завеса в основании плотины Сер-Понсон, созданная таким способом, протягивалась от ядра плотины до коренных пород и состояла из системы скважин, расположенных в виде буквы Т (рис. 8.76). Непосредственно под плотиной завеса шириной 35 м состояла из 12 рядов скважин; с глубиной ширина завесы постепенно сократилась до 15 м, а число рядов скважин — до 4 (рис. 8.77). В аллювий нагнетался бентонитцементный раствор. Всего было пробурено 17 200 погонных метров скважин, в которые было закачено 11 000 т цемента и 24 000 т бентонита. Из-за

присутствия горячих агрессивных вод применялся специальный шлаковый цемент. Такой способ оказался эффективным, и водопроницаемость аллювиальных отложений в дне долины уменьшилась в 1000 раз, т. е. с $5 \cdot 10^{-2}$ см/с до $5 \cdot 10^{-5}$ см/с.

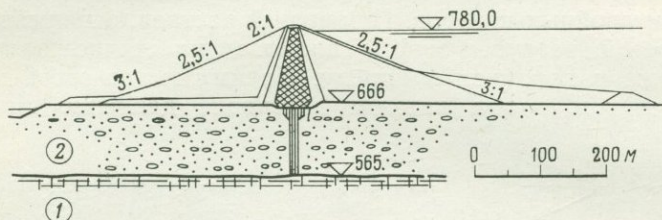


Рис. 8.76. Поперечный разрез плотины Сер-Понсон на реке Дюранс, Франция.

1 — мергелистые известняки; 2 — речные отложения и обломочный материал.

Описанный метод дал отличные результаты при цементации стометровой толщи водопроницаемого аллювия в основании плотины Сильвенштейн на реке Изар в Баварии, а также на строительной площадке электростанции Фессенхейм на Рейне (см. рис. 8.108). Метод, разработанный фирмой «Solétanche»,

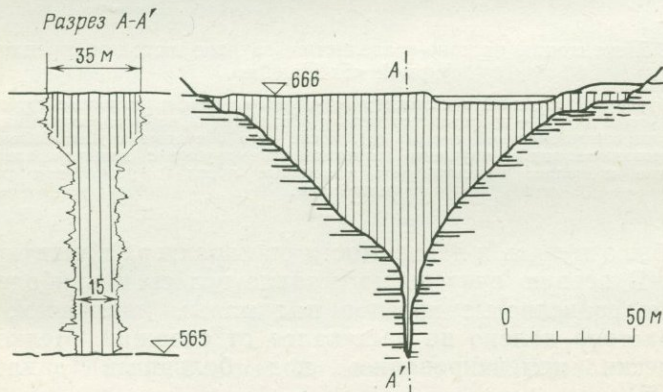


Рис. 8.77. Цементационная завеса в основании плотины Сер-Понсон.

обычно применяется для цементации рыхлых отложений. Он был с успехом использован на строительстве метрополитена в Париже (разд. 7.10) и для уплотнения и упрочения водоносных песков при сооружении Пражского метро.

8.12. Изыскания в районах водохранилищ. При геологических изысканиях для гидротехнических сооружений во многих

случаях главное внимание обращается на проблемы, связанные с выбором створа плотины. Между тем вопросы водонепроницаемости и заиления водохранилища имеют не меньшее значение с точки зрения стоимости и продолжительности эксплуатации гидроузла. При инженерно-геологических изысканиях должны решаться следующие дополнительные вопросы:

- а) водонепроницаемость чаши водохранилища (разд. 8.13);
- б) устойчивость бортов водохранилища (разд. 8.14);
- в) заиление водохранилища (разд. 8.15);
- г) экономические последствия затопления территории (разд. 8.16).

8.13. Водопроницаемость чаши водохранилища. Фильтрация воды из водохранилища может происходить как в соседнюю до-

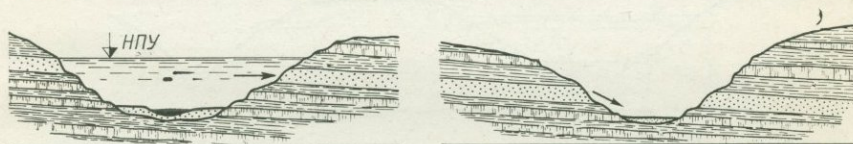


Рис. 8.78. Фильтрация в соседнюю долину через водопроницаемые слои в бортах водохранилища.

лину, так и в обход плотины, в нижний бьеф. В последнем случае она обусловлена водопроницаемостью пород основания плотины и бортов водохранилища.

Утечка воды из водохранилища в соседнюю долину происходит тогда, когда борта сложены водопроницаемыми породами, например трещиноватыми песчаниками. Наибольшие потери наблюдаются в случае горизонтального или слабонаклонного залегания проницаемых слоев, фильтрация воды в которых происходит по всей длине водохранилища (рис. 8.78). Значительные фильтрационные потери могут быть решающим фактором при выборе горизонта воды верхнего бьефа, так как устройство водонепроницаемого покрытия в водохранилище обычно связано с большими затратами. В задачу инженерно-геологических изысканий входит установление участков, на которых склоны долины прикрыты слабопроницаемыми или непроницаемыми отложениями, сводящими к минимуму утечку воды. Одновременно решается вопрос, может ли быть нарушена устойчивость склонов, где развиты эти отложения, при повышении горизонта воды верхнего бьефа (см. разд. 8.14).

Фильтрация из водохранилища в близрасположенную долину возникает и в том случае, если породы рассечены выдержанными по длине трещинами, простирающимися под прямым или

близким к нему углом к оси долины. При наличии раздробленных пород тектонических зон или закарстованных известняков потери воды могут быть очень большими. Для решения этой проблемы необходимы гидрогеологические исследования территории водохранилища и прилегающих к нему долин. Систематические наблюдения за уровнями подземных вод и за дебитами источников обычно дают более полное представление о водонепроницаемости чаши водохранилища, нежели отдельные испытания на водопоглощение в буровых скважинах.

В некоторых районах гравелистые аллювиальные отложения покрывают водораздельные участки между двумя долинами. При подъеме подпорной отметки до этих отложений потери воды из водохранилища могут быть очень большими, если

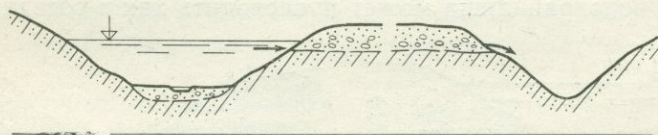


Рис. 8.79. Фильтрация из водохранилища в соседнюю долину через гравелистые аллювиальные отложения, образующие водораздел.

только гравий не закольматирован водонепроницаемым материалом (рис. 8.79).

При оценке водонепроницаемости чаши водохранилища следует обращать внимание на древние *погребенные долины*, во многих случаях заполненные проницаемыми речными или флювиогляциальными отложениями. Такие долины обычно глубоко врезаны в коренные породы, и при соответствующем уровне водохранилища потери воды через залегающие в этих долинах водопроницаемые образования могут быть значительными. Инженер-геолог должен изучить характер и степень водопроницаемости аллювия, глубину залегания кровли коренных пород, направление погребенной долины, длину возможных путей фильтрации и решить, насколько опасна фильтрация и какие меры нужно принять для предотвращения утечки воды из водохранилища. Следует отметить, что погребенные долины могут быть разработаны по тектоническим зонам, в связи с чем исследования должны распространяться и на коренные породы, залегающие ниже дна этих долин.

Значительная фильтрация через погребенную долину наблюдалась из водохранилища, образованного плотиной Соте на реке Драк во Франции [60]. Плотина расположена в суженной части долины, сложенной плотными лейасовыми известняками и мергелистыми сланцами; современная долина реки Драк выше плотины связана с долиной реки Сези доледниковой по-

гребенной долиной (рис. 8.80). Нижняя часть древней долины заполнена водопроницаемыми грубозернистыми гравелистыми песками, выше которых залегает толща озерных ледниковых отложений. Вода, фильтровавшаяся сквозь аллювиальные обра-

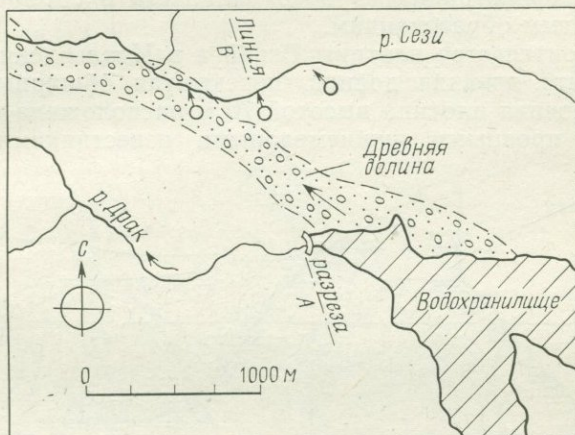


Рис. 8.80. Фильтрация из водохранилища Сесе через гравелистые отложения, заполняющие погребенную доледниковую долину [60].

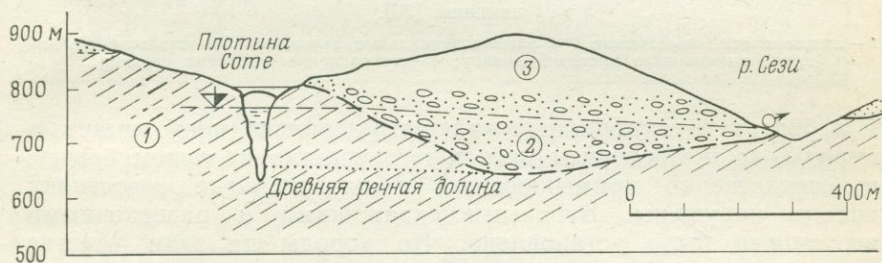


Рис. 8.81. Разрез по линии А—В на рис. 8.80.

1 — лясавые известняки; 2 — грубозернистые пески и гравий; 3 — ледниковые отложения.

зования, выходила в долину реки Сези в виде обильных источников на расстоянии 900—1000 м от водохранилища (рис. 8.81). Коэффициент фильтрации аллювия составлял 2 см/с, и создание завесы в древней долине было связано с большими трудностями.

Этот случай привлек внимание инженеров к проблемам, связанным с погребенными долинами, заполненными водопроницаемыми отложениями. В результате частого изменения режима поверхностных вод в плейстоценовое время образование

боковых переуглубленных долин, выполненных песчано-гравелистыми отложениями древних потоков, представляет собой нередкое явление. Когда горизонт воды в верхнем бьефе поднимается выше водонепроницаемых пород водороздела, может происходить фильтрация из водохранилища в соседние дрены по гравелистым образованиям.

При строительстве плотины Сенайга в Итальянских Альпах была вскрыта древняя долина, перекрытая обширным оползнем [30]. Арочная плотина высотой 70 м расположена в ущелье, сложенном прочными нижнемеловыми известняками. В дне

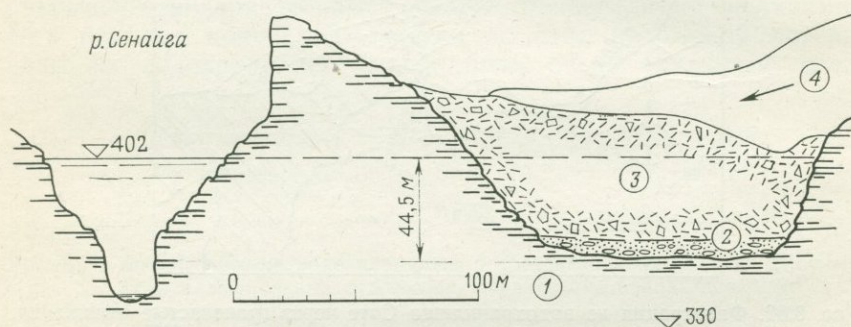


Рис. 8.82. Разрез створа плотины Сенайга и древней долины, перекрытой оползнем [30].

1 — нижнемеловые известняки; 2 — флювиогляциальные отложения; 3 — сползшие известняки, заполнившие древнюю долину; 4 — направление движения оползня.

и в бортах водохранилища залегают довольно непроницаемые породы, за исключением небольшого участка на левом берегу, непосредственно примыкающего к плотине, где известняки сильно нарушены. Буровыми скважинами и разведочными штольнями было установлено, что породы на этом участке сползли вниз по склону, заполнили долину и отжали реку к правому берегу, где она разработала новое русло. Известняки смещены незначительно и сохранили свою стратиграфическую последовательность; только в отдельных местах они раздроблены. Дополнительные изыскания уточнили форму древней долины и характер сползшего массива (рис. 8.82). Долина заполнена сильно водопроницаемыми флювиогляциальными валунными отложениями мощностью 5—6 м. Сползшие блоки известняков, особенно в нижней части, слабопроницаемые, с трещинами, выполненными глиной. На рис. 8.83 показаны размеры оползня и примерное направление древней долины. На рис. 8.84 видно, что долина перекрыта естественной преградой, которая при отметке горизонта водохранилища 402 м

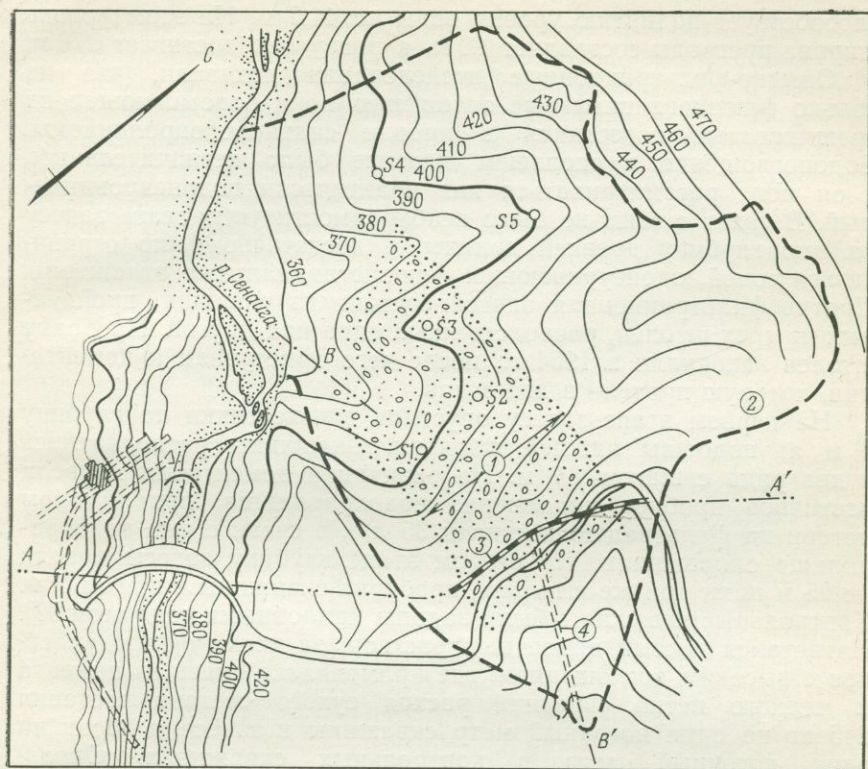


Рис. 8.83. Расположение плотины на реке Сенайга [30].

1 — древняя долина; 2 — границы оползня; 3 — цементационная завеса; 4 — разведочная штольня.

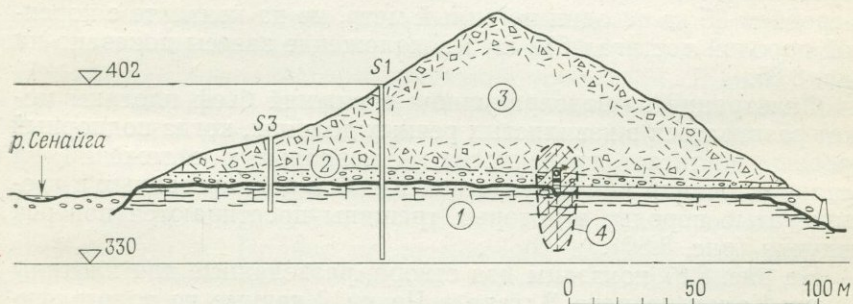


Рис. 8.84. Разрез древней долины, заполненной оползневыми образованиями.

1 — плотные известняки; 2 — флювиогляциальные отложения; 3 — ополневые накопления; 4 — зацементированный участок.

способствует поднятию уровня воды на 44,5 м. На этом уровне ширина преграды составляет 90 м, а внизу она достигает 270 м.

Опытно-фильтрационные исследования показали, что не только флювиогляциальные отложения, но и подстилающие их трещиноватые известняки в кровле сильно водопроницаемы. Водопоглощение в сползшем массиве было незначительным, и он мог рассматриваться как практически водонепроницаемый. В связи с этим не было необходимости устраивать завесу на всю глубину древней долины, а достаточно было ограничиться зоной, оконтуривающей флювиогляциальные отложения. Противофильтрационная завеса состоит из скважин, пройденных из трех штолен, расположенных одна над другой. Проходку штолен закончили в 1954 г., после чего приступили к цементации, которую провели в два этапа.

На первом этапе завесу опустили в известняки на глубину 3 м от подошвы нижней штольни. Скважины располагались в два ряда с шагом 1,7 м. По окончании цементации провели частичное пробное наполнение водохранилища, при котором потери на фильтрацию достигли 35 л/с, в связи с чем водохранилище опорожнили. На втором этапе глубину завесы довели до 25 м ниже той же штольни, пробуравив скважины с шагом 3 м. Контрольные скважины были заданы наклонными под углом 30°. Нагнетался чистый цементный раствор, за исключением участков с высоким поглощением, где применялась смесь из цемента и мелкого песка. Средний расход сухого состава составил 245 кг на один погонный метр скважины в завесе и 83 кг на один погонный метр в контрольных скважинах. Оползшие известняки, расположенные над завесой, цементировались из восходящих скважин верхней штольни на высоту 10 м выше кровли выработки. Скважины, наклоненные под углом 45°, располагались с шагом 3,5 м. Бурение проходило с трудом из-за неустойчивости стенок скважин. Расход цемента составил в среднем 35 кг на один погонный метр, но на контакте с коренной породой достигал 582 кг. Расположение завесы показано на рис. 8.85.

Фильтрация из водохранилища в нижний бьеф плотины может развиваться в извилистых речных долинах, когда подпорный уровень достигает гравелистых аллювиальных отложений на останцах меандр или на участках изгибов рек, врезанных в трещиноватые породы, в которых трещины простираются поперек излучин (рис. 8.86).

На рис. 8.87 показаны два створа, разведанные для плотины Дивчи-Камен на реке Влтава в Чехии. Удачные по топографическим условиям оба створа в значительной степени обесценены присутствием закарстованных водопроницаемых кристаллических известняков, залегающих прослоями в толще биотитовых

гнейсов. При возведении плотины в створе *a* необходимо было изолировать несколько прослоев известняков, залегающих на левом берегу и могущих служить путями фильтрации в нижний бьеф. Выбрав створ *б*, надо было изолировать не только обширный слой известняка на левом берегу, но и два прослоя на правом, через которые могла происходить утечка воды в глубокую долину притока Влтавы.

Значительная фильтрация может возникнуть, если борта водохранилища сложены молодыми трещиноватыми эффузив-

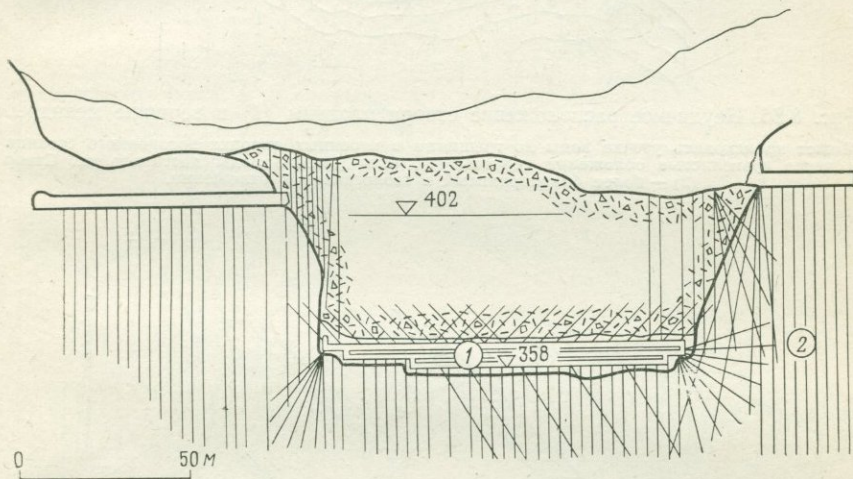


Рис. 8.85. Противофильтрационная завеса и укрепительная цементация по контуру древней долины.

1 — завеса, состоящая из трех галерей, расположенных одна над другой; 2 — цементационные скважины.

ными породами. Створ плотины Слешка-Харта расположен в долине реки Моравице, Силезия, врезанной в плотные нижнекаменноугольные сланцы и граувакки (рис. 8.88). Долина отделена от соседнего ручья грядой базальтового потока вулкана Велки-Рудни (гряда имеет длину 5,4 км и ширину 50—57 м). Базальты слагают верхнюю часть правого склона современной долины реки Моравице и заполняют раннеплейстоценовую долину, на дне которой сохранились гравелистые пески мощностью 2—5 м. Правое плечо плотины должно опираться на сланцы и базальты. Последние залегают крупными блоками, разделенными трещинами шириной до 5 м (рис. 8.89), направление и ширина которых определялись геофизическими методами. В связи с возможными потерями воды на фильтрацию, оцениваемыми в несколько десятков литров в секунду, и

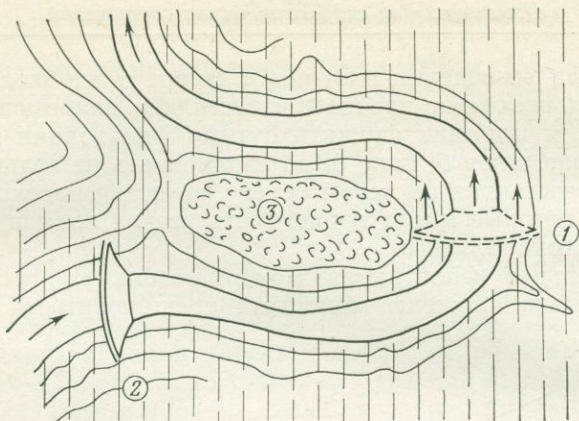


Рис. 8.86. Неудачное расположение створа плотины (1) в вершине меандры. Может происходить утечка воды по трещинам в коренных породах эрозионного останца и через гравелистые отложения террасы (3), если уровень воды достигнет их. Створ (2) — более благоприятный в геологическом отношении.

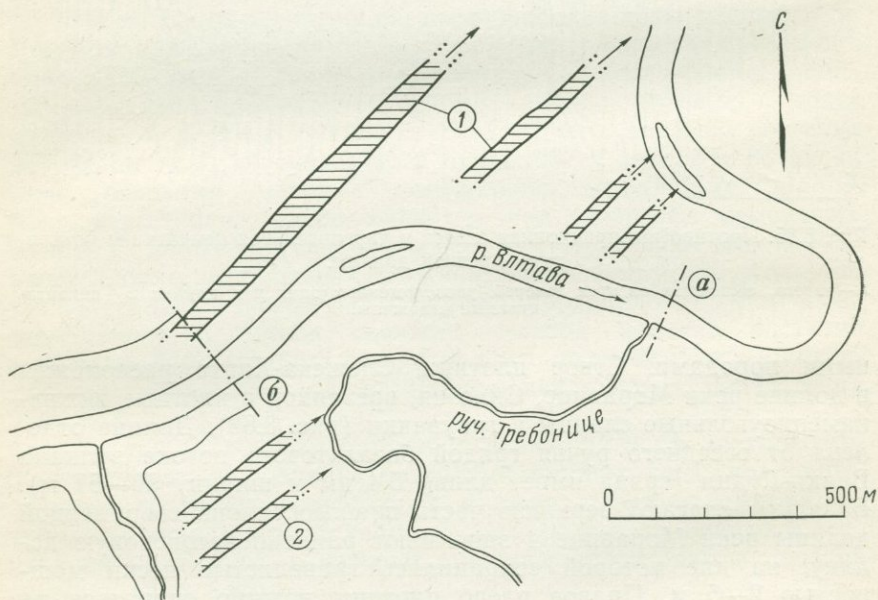


Рис. 8.87.

При расположении плотины в створе (а) возможна фильтрация из водохранилища по закарстованным известнякам (1) в нижний бьеф. В случае выбора створа (б) известняки (2) необходимо цементировать на левом и правом берегах, чтобы избежать утечки воды в соседнюю долину.

трудностями, связанными с цементацией базальтов, образующих на большом протяжении борт водохранилища, от строительства плотины отказались.

В рудных районах существует опасность фильтрации воды через заброшенные и обвалившиеся штольни с расщелками, соединяющимися с соседними долинами или выходящими в подпруженную долину ниже расположения плотины.

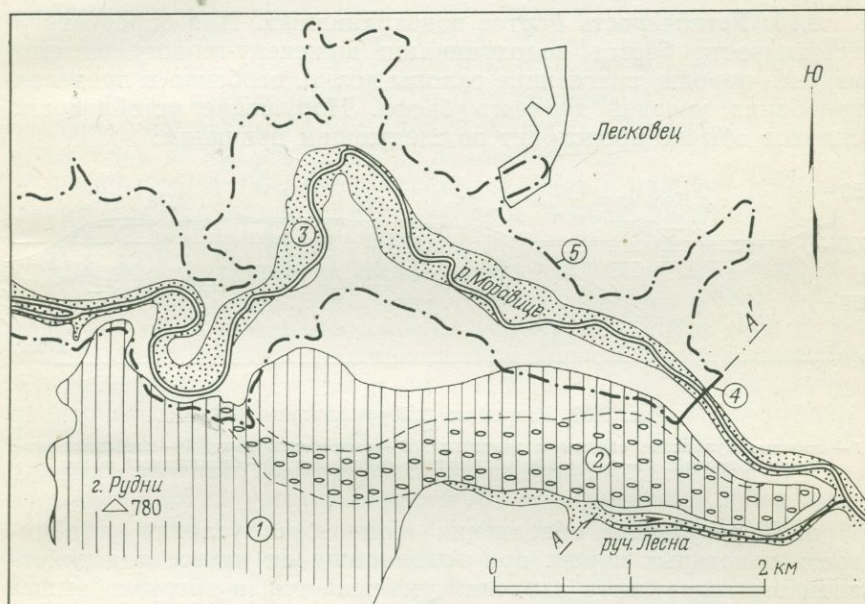


Рис. 8.88. Створ плотины вблизи города Слезска-Харта, Силезия [80].

1 — базальтовый поток, заполняющий древнюю долину реки (2); 3 — пойма реки; 4 — предполагаемый створ плотины; 5 — границы затопления.

В некоторых случаях не требуется абсолютной водонепроницаемости чаши водохранилища, создаваемого в карстовом районе. Фильтрационные свойства известняков в большинстве случаев не влияют на устойчивость плотины; поэтому для строительства гидроузла, предназначенного для регулирования паводковых расходов, водонепроницаемость водохранилища не является обязательным требованием. Необходимость гидроизоляции водохранилища Перуча в Динарском Карсте, Югославия, рассматривалась с техникоэкономической точки зрения. Требовалось решить, окупится ли высокая стоимость цементации закарстованных известняков увеличением выработки электроэнергии за счет сокращения утечки воды из водохранилища.

Геологические изыскания показали, что вода из водохранилища может фильтроваться только в нижний бьеф, где ее можно перехватить расположенной ниже плотиной. Поскольку гидроэлектростанция, использующая максималный напор водотока, находится ниже второй плотины, нет необходимости в производстве дорогостоящих цементационных работ на верхнем водохранилище [89].

8.14. Устойчивость бортов водохранилища. Для определения устойчивости бортов водохранилищ инженеру-геологу следует изучить породы, слагающие склоны долин, особенно в пределах колебания уровней верхнего бьефа. Нарушение устойчивости склонов обычно происходит по следующим причинам:

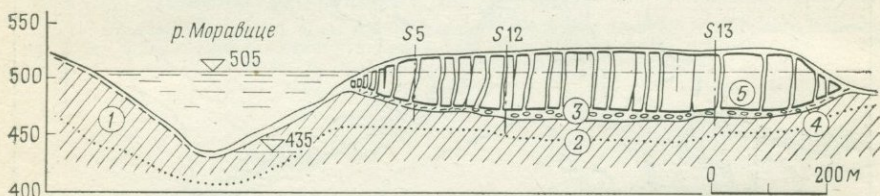


Рис. 8.89. Разрез по створу плотины [80].

1 — прочные кульмские сланцы и граувакки; 2 — выветрелая зона; 3 — плейстоценовые пески и гравий; 4 — склоновые обломочные отложения; 5 — базальтовый поток.

а. В результате обводнения изменяются условия устойчивости некоторых пород; при водонасыщении их вес под действием взвешивающего давления уменьшается, а нагрузка вышележащих пород остается неизменной. Одновременно значительно уменьшается сцепление в дисперсных грунтах. При резком снижении уровня воды породы испытывают фильтрационное давление, направленное в сторону водохранилища. Все это может привести к развитию оползней на склонах водохранилища.

б. Волны (ветровые и от проходящих судов) размывают борта водохранилища и, подобно морской абразии, образуют типичные отмели, ограниченные уступом. Наносы формируют береговую полосу. В отличие от естественных озер искусственные водохранилища испытывают большие суточные или сезонные колебания уровня воды, связанные с работой гидроэлектростанции. В результате этих колебаний наносы отмелей подвергаются размыву и сносятся вниз на дно водохранилища. Склон, подрезанный крутым абразионным уступом, может разрушаться.

В тех случаях, когда борта водохранилища сложены прочными породами, опасность их разрушения вследствие водонасы-

шения отсутствует, несмотря на значительные изменения горизонтов верхнего бьефа. Однако, если борта прикрыты обломочными образованиями, аллювиальными песками или глинистыми отложениями, на устойчивость бортов следует обратить особое внимание. При большой мощности покровных отложений, залегающих наклонно или ранее нарушенных оползнями, колебания уровней в водохранилище могут привести к возникновению новых или к оживлению старых оползней с нарушением общей устойчивости берегового склона. Оползни на бортах водохранилищ широко развиты в Апеннинах, и изучение этих явлений входит в задачу инженерно-геологических изысканий. Обводнение склонов и колебания уровней воды вызывают оживление оползней на временно-устойчивых берегах. Разрушение склонов — одна из причин заиления водохранилищ.

Вопрос об устойчивости горных склонов в районах расположения водохранилищ привлек к себе особое внимание после катастрофы на плотине Вайонт, Италия (см. гл. 4, стр. 151). Примером детального изучения оползней на склонах, вызванных колебаниями уровней воды, служит плотина Гепач в Тироле, Австрия. После наполнения водохранилища в 1965 г. на левом берегу возникли подвижки, захватившие склоновые отложения, слюдистые сланцы и гнейсы. Недавно на горном склоне произошел оползень объемом около 100 млн. м³, перекрывший флювиогляциальные отложения дна долины. Движения наблюдались в течение 1966—1969 гг. при помощи створного метода, а также аппаратуры, установленной в нескольких исследовательских штольнях, пройденных в склоне. Результаты наблюдений по двум створам, приведенные на рис. 8.90, показывают, что вертикальная составляющая вектора движения преобладает в верхней части оползневого склона, а горизонтальная — в подошве склона. Векторы, измеренные в штольне, показывают, что устье и забой штольни (профиль б) двигались примерно с одной и той же скоростью; следовательно, склон нарушен на глубину, превышающую длину штольни, т. е. больше чем на 185 м от дневной поверхности. Длина штольни на профиле а составляет 244 м; сильно разрушенные и ослабленные породы прослежены в ней до глубины 90 м, а частые открытые или заполненные суглинками трещины и зоны милонитизации встретились на расстояниях 94—99 м и 227—234 м от устья. Обе зоны приблизительно параллельны поверхности склона. Наблюдения свидетельствуют, что движения склона были связаны с колебаниями уровней воды и постепенно убывали.

Этот пример следует принимать во внимание при проектировании водохранилищ, расположенных в таких районах, как Карпатский флишевый пояс, где имеется много потенциально неустойчивых склонов. При наполнении водохранилища близ

города Рознов на реке Дунаец в Польше на его берегах возникли оползни, распространившиеся выше подпорного уровня.

При проектировании водохранилища вопрос об устойчивости его бортов должен тщательно изучаться. Выбор подпорной отметки гидроузла может зависеть от стоимости работ по стабилизации склонов, особенно в районах, где оползни могут затронуть ценные уголья или застроенные территории.

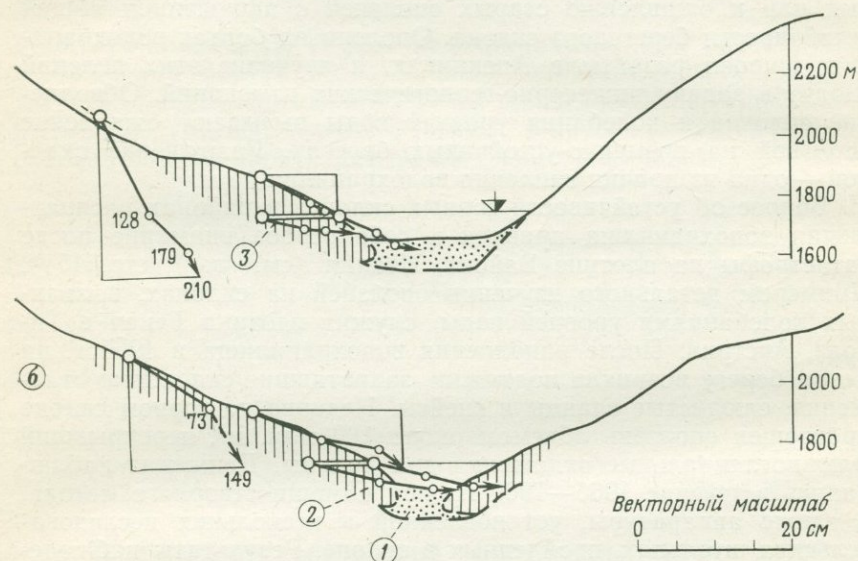


Рис. 8.90. Водохранилище Гепач в Тироле, где в 1966—1969 гг. наблюдались гравитационные деформации на северном склоне [142].

1 — сжатые флювиогляциальные отложения в долине; 2 — гнейсы и выветрелые породы, смещенные гравитационными подвижками; 3 — штольня.

Детальные исследования бортов водохранилища проводились в районе гидроузла Слапи на реке Влтава, Чехия. Борта сложены в основном коренными скальными породами, за исключением нескольких участков, где залегают аллювиальные отложения и мелкозернистые пески, перекрытые лёссовыми суглинками. Мнение об устойчивости бортов водохранилища подтвердилось в 1954 г., когда оно было почти полностью наполнено паводковыми водами. Водосбросные сооружения к этому времени еще не были готовы, а наполнение до отметки гребня плотины шло очень быстро. В течение последующих двух месяцев уровень водохранилища постепенно снизили на 9 м для того, чтобы завершить строительные работы. Понижение уровня не вызвало нежелательных явлений в склонах, сложенных скаль-

ными породами, если не считать единичных смещений блоков пород по трещинам, падающим параллельно склону, и оползней на участках, где развиты песчано-гравелистые и суглинистые отложения. На рис. 8.91 показан оползневой участок, сложен-

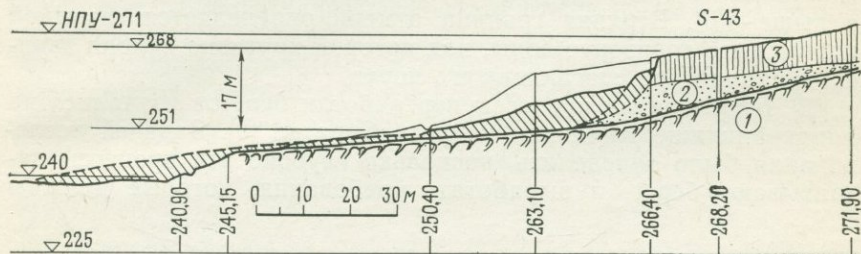


Рис. 8.91. Борт водохранилища Слапи, Чехия, нарушенный оползем после снижения уровня воды на 17 м (в 1954 г.).

1 — амфиболит; 2 — аллювиальные песчано-гравелистые отложения; 3 — лёссовые суглинки.

ный лёссовыми суглинками мощностью 7 м, которые залегают на тонкозернистых песках, подстилаемых гравелистыми отложениями. Тонкозернистые пески пришли в движение под влиянием фильтрационного давления при быстром снижении горизонта

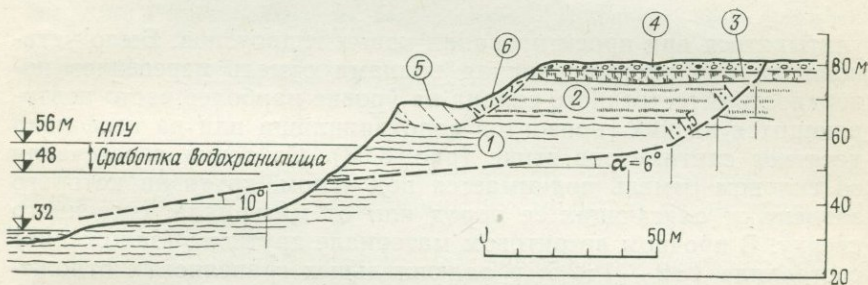


Рис. 8.92. Изменение очертания берега водохранилища (по Ф. П. Саваренскому).

1, 2 — юрские глины; 3 — юрские песчаники; 4 — песчано-гравелистые отложения; 5 — оползшие глины; 6 — склоновые обломочные отложения.

воды в водохранилище. Покрывавшие их суглинки разделились на блоки и стали сползать в водохранилище. Одновременно возникли оползни на крутых бортах оврагов, врезанных в суглинки и пески.

Большой опыт по изучению берегов крупных водохранилищ и по борьбе с переработкой этих берегов приобрели советские геологи. На рис. 8.92 показано изменение очертания берега,

сложенного плотными верхнеюрскими глинами. Под воздействием волн в пределах интервала колебаний уровня воды и несколько глубже вырабатывается новый профиль берега. В нижней части на уступе отмели, где скапливаются мелкие обломки, снесенные сверху, крутизна склона составляет около 10° , а выше — 6° . Верхняя граница отмели определяется отметкой наивысшего горизонта воды, над которой крутизна склона зависит от характера слагающих его пород.

В Чехословакии процессы переработки берегов изучались на водохранилище Книнички на реке Свратка [8]. Задачей исследования было определить, насколько глубоко эти процессы захватывают берег, и выработать требования, которые должны

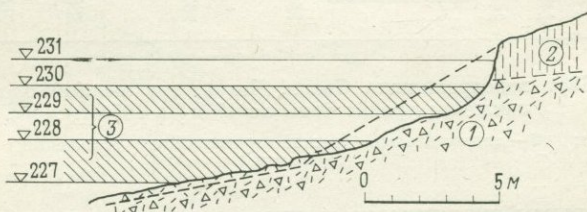


Рис. 8.93. Берег водохранилища Книнички, Моравия, подвергшийся переработке.

1 — диоритовый детрит с суглинком; 2 — лёссовый суглинок; 3 — наиболее частые уровни водохранилища.

учитываться при проектировании новых гидроузлов. Было установлено, что сформированная волнами отмель пересекает поверхность естественного склона на уровне наиболее часто повторяющихся низких горизонтов водохранилища или на несколько десятков сантиметров выше (рис. 8.93). От точки пересечения со склоном отмель поднимается под углом, крутизна которого зависит от слагающих ее пород или от материала, снесенного сверху. В прочном детритовом материале крутизна (заложение) составляла $1:2$ — $1:2,5$; в аллювиальных гравелистых отложениях и в детрите с суглинком — около $1:2,5$; в лёссовых суглинках — $1:4$; в неогеновых глинах — $1:7$ и в аллювиальных суглинках — $1:11$. Верх отмели, или подошва подмываемого уступа, находилась на несколько десятков сантиметров выше наиболее часто повторяющихся высоких уровней водохранилища. Там, где уступ сформировался в твердых породах, он почти вертикален; если он сложен четвертичными породами, то на нем образуются сплывы, смещающиеся к урезу, где они размываются волнами. Процесс продолжается до тех пор, пока уступ не придет в состояние равновесия.

На берегах водохранилища Нехранице, северо-западная Чехия, сложенных неогеновыми глинами с прослоями мелких

песков, активные оползни возникали после каждого снижения уровня воды, образуя мысы, выступающие в водохранилище (рис. 8.94, 8.95).

Рекомендуется следующая методика изучения устойчивости бортов водохранилищ.

Берега водохранилищ делят на примерно одинаковые по морфологическим особенностям участки, в пределах которых выделяют типичные разрезы для проведения вдоль них детальных разведочных работ. Строят геологические профили, на которых указывают форму и крутизну склонов реки. Там, где склоны

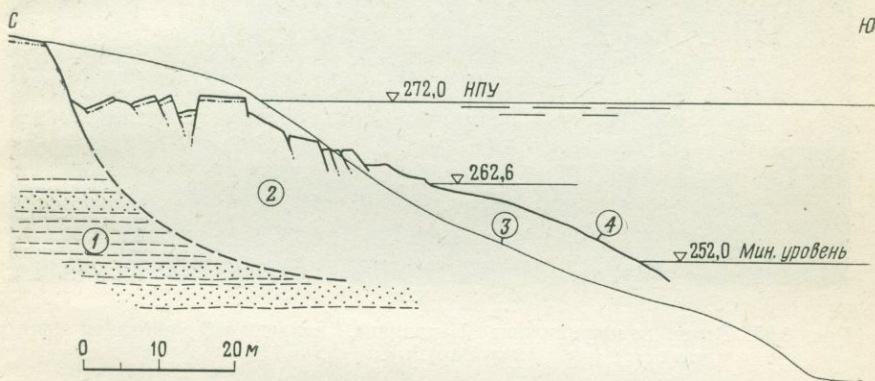


Рис. 8.94. Разрез оползня на водохранилище Нехранице после снижения уровня воды на 20 м.

1 — неогеновые глины с прослоями песка; 2 — оползшие глины; 3 — первоначальная поверхность земли; 4 — поверхность склона после оползня.

крутые, изучаются оползневые и другие явления. Разрабатываются рекомендации по мероприятиям для укрепления берегов в зависимости от экономического значения территории. Выделяются участки:

а) подверженные интенсивной переработке, которую нельзя предотвратить инженерными мероприятиями по техническим или экономическим соображениям;

б) с активными оползнями, борьба с которыми возможна разными способами, например устройством подпорных стенок, уплаживанием склонов и т. д.;

в) подверженные размыву, остановить который посадкой соответствующей растительности невозможно; в этом случае определяют параметры размыва берега и окончательный профиль его равновесия;

г) которые могут быть защищены от размыва лесомелиоративными мероприятиями;

д) устойчивые, сложенные твердыми породами.



Рис. 8.95. Берег водохранилища Нехранице, нарушенный оползнем (фото Зарубы).

Необходимо изучать также устойчивость берегов естественных озер, намечаемых к использованию в целях гидроэнергетики. Во многих случаях наблюдалось, что понижение постоянного уровня воды в таких озерах приводило к появлению оползневых подвижек на склонах. При строительстве гидростанции Давос-Клостер в Швейцарии уровень воды в озере Давос был снижен, в результате чего на обнажившихся берегах возникли небольшие оползни. В 1923 г., когда горизонт воды снизили на 11,3 м, большая часть пролювиального конуса ручья Тодтальбах объемом около 900 000 м³ сползла в озеро. Движение было настолько быстрым, что создало большую волну, взломавшую ледяной покров толщиной 0,8 м, унесшую с собой много человеческих жизней и причинившую материальный ущерб. Пролувиальный конус, выдвинувшийся в озеро, состоял из грубозернистого песка и мелкого гравия, а в его подошве залегали глинистые породы. Оползень был вызван выносом тонких фракций в основании конуса и увеличением вследствие этого веса обнажившейся из-под воды толщи пород.

Аналогичные оползни произошли при снижении уровня воды в озере Шпаллерзе в Тироле, которое представляет собой интересный объект для изучения подобных явлений, так как его

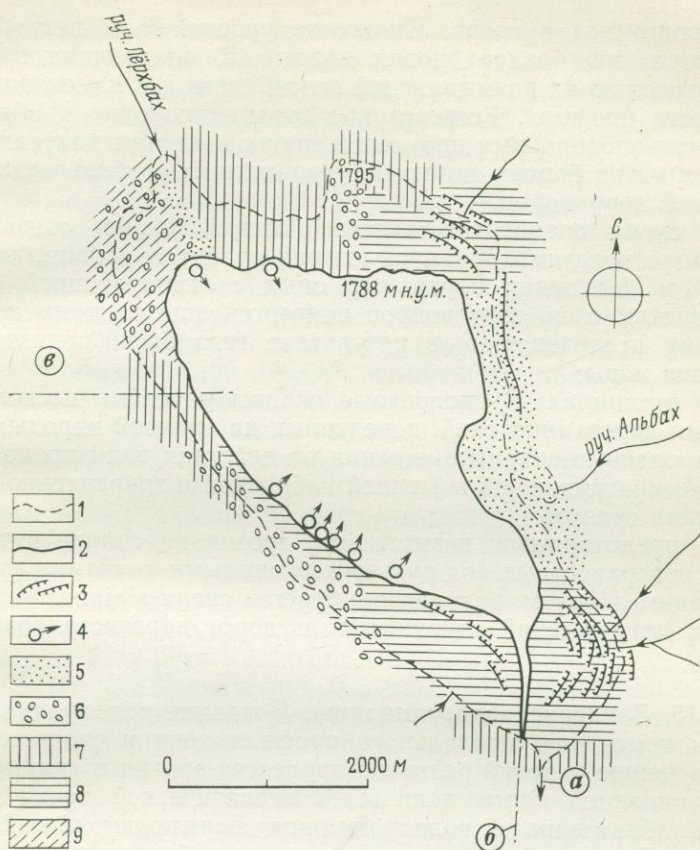


Рис. 8.96. Разрушение берегов водохранилища Шпаллерзе после снижения уровня воды на 7 м [3].

1 — первоначальный уровень воды; 2 — сниженный уровень воды; 3 — трещины, образовавшиеся при оползневых движениях склона; 4 — родники; 5 — песок и гравий; 6 — крупные валуны; 7 — коренные породы; 8 — слюдяная глина; 9 — морена; а — естественный отток; б — дренажная галерея; в — отводящий туннель; н. у. м. — над уровнем моря.

берега сложены различными типами пород (рис. 8.96). Больше всего оползней возникло на северо-восточном и юго-восточном берегах озера, где развиты мелкозернистые слюдяные глины. Восточный крутой берег, образованный речным аллювием, также был захвачен оползнями. Западный берег, сложенный частью скальными породами, частью моренными отложениями, остался ненарушенным [3].

При понижении уровня воды в озере пролювиальные конусы и дельтовые отложения могут быть размывы водными потоками,

вливающимися в озеро. Снижение уровня воды ведет также к понижению базиса эрозии водотоков, впадающих в озеро, к повышению их размывающей способности и к изменению продольного профиля. Регрессивная эрозия приводит к образованию каньонобразных промоин в пролювиальных конусах с развитием на их бортах оползней, угрожающих стабильности окружающей территории.

В схеме водноэнергетического использования озера Ахен в Тироле предусматривалась зимняя сработка уровня озера на 5—10 м. Учитывая неудачный опыт с эксплуатацией других альпийских озер, этот вопрос подвергся тщательному геологическому исследованию, в результате чего были приняты следующие меры:

- а) потенциально оползневые склоны укрепили несколькими рядами деревянных свай, доведенных до прочной породы;
- б) опасные склоны защитили от действия волн проволочной сеткой, пригруженной каменной наброской и закрепленной деревянными сваями;
- в) предотвратили возможность эрозии на склоне путем отвода поверхностных вод ручьев деревянными лотками.

Таким образом, разрушение берегов свели к минимуму и никаких повреждений сооружений и дорог зарегистрировано не было.

8.15. Заиление водохранилища. Создание водохранилищ ведет к изменению продольного профиля реки и соответственно к изменению условий развития процессов эрозии и аккумуляции в затопленной части долины. С геологической точки зрения вновь образованные водохранилища формируют новый базис эрозии. В верхней части водохранилища образуются дельтовые отложения, скорость формирования которых зависит от многих факторов; их оценка является одной из задач инженерно-геологических изысканий.

Заиление водохранилища зависит от его размеров и формы, от скорости и расхода поступающей в него воды, от количества приносимых наносов. Эти переменные величины зависят от характера водосборного бассейна и климатических условий. Основными факторами являются количество и годовое распределение атмосферных осадков, градиент водотока, геологическое строение района, крутизна и характер склонов долины (обнажены или покрыты растительностью), а также некоторые специфические особенности водосборного бассейна.

Наносы, влекаемые потоком, обычно состоят из тонких глинистых и илистых частиц, находящихся во взвешенном состоянии, а также из песка и гравия. Последние передвигаются по дну реки во время паводков.

Взвешенные частицы, составляющие главную часть паводковых наносов, как правило, в малых водохранилищах не оседают, а проносятся дальше до устьев рек на берегах озер или морей. Но эти фракции осаждаются в крупных искусственных или естественных водоемах, где скорости течения небольшие. В Европе наибольшее количество взвешенных наносов переносится реками, стекающими с Тоскано-Эмилианских Апеннин, бассейны которых сложены большей частью мягкими, слабо сцементированными и разрушенными породами. Висентини по данным 3—9-летних наблюдений подсчитал, что годовой твердый сток бассейна реки Энца составляет $5280 \text{ м}^3/\text{км}^2$, а реки Панаро — $4305 \text{ м}^3/\text{км}^2$. Река Арда ежегодно приносит в водохранилище Миньяно $2300 \text{ м}^3/\text{км}^2$ взвешенных наносов дополнительно к $157 \text{ м}^3/\text{км}^2$ донных наносов.

Тонкий материал оседает на дне озер и крупных водохранилищ, образуя сплошной покров, или передвигается плотным потоком по дну. Когда в 1948 г. после 13 лет эксплуатации опорожнили водохранилище Соте (Франция), на его дне у правого крыла плотины обнаружили 30-метровый слой ила [60]. Мутная, холодная и, следовательно, более тяжелая вода может протекать на значительное расстояние по дну озера. Такого рода плотные потоки наблюдались также в водохранилище гидроузла Боулдер на реке Колорадо в США.

В малых водохранилищах большая часть взвешенных наносов сносится в нижний бьеф, если скорость движения воды в них не уменьшается настолько, что происходит выпадение осадка. В крупных водохранилищах водосбросные отверстия следует располагать в нижней части плотины, чтобы иметь возможность периодически смывать наносы, накопившиеся в водохранилище.

Заиление водохранилища может происходить очень быстро, если в нем аккумулируются паводковые воды, несущие обычно огромное количество мелких частиц. Количество песка и гравия, влекомых по дну во время высоких вод, трудно поддается непосредственному измерению. В особенности трудно определить средние величины, так как одним паводком может быть принесено больше наносов, чем нормальным потоком в течение нескольких лет. Точно установить количество грубозернистого материала можно, измерив объем наносов, накопившихся в течение нескольких лет после подъема напора на плотине.

Применяют сравнительные методы оценки количества донных наносов. Сравниваются режимы рек, где создается подпор, и рек, впадающих в озера или в водохранилища. Объем накопившихся осадков устанавливается путем систематических, с интервалами 5—10 лет, замеров в нескольких поперечных сечениях водохранилища, в ходе которых определяется влияние

как паводковых, так и постоянных расходов реки. Глубина дна водохранилища измеряется ультразвуковым методом, вполне применимым для грубозернистого материала, образующего дельтовые накопления в верховьях озер или водохранилищ. С большими трудностями связано определение объемов илистых наносов, образовавших тонкий покров на дне водохранилища.

В некоторых районах интенсивное заиление водохранилища приводит к уменьшению его полезного объема. Этот вопрос обсуждался на Международном конгрессе по высоким плотинам в городе Дели в 1950 г. Согласно представленным докладам, количество наносов, поступающих в водохранилища, изменяется в широких пределах в зависимости от местных условий. Друин [43] в сводном докладе привел данные по твердому стоку для нескольких водосборных бассейнов (в $\text{м}^3/\text{км}^2$ в год). Для небольших бассейнов (до 20 км^2) в южной Калифорнии количество наносов за один паводок составляло $25\,000 \text{ м}^3/\text{км}^2$. В Алжире были зарегистрированы количества от 3500 до $10\,000 \text{ м}^3/\text{км}^2$ в год. Во Франции количество смытого материала составило всего $30 \text{ м}^3/\text{км}^2$ для Центрального массива и $70 \text{ м}^3/\text{км}^2$ для Пиренеев. Твердый сток в водохранилище Соте во Французских Альпах в течение 1927—1930 гг. равнялся $800 \text{ м}^3/\text{км}^2$ в год, а в 1935—1945 гг. — только $166 \text{ м}^3/\text{км}^2$ в год. Водосборный бассейн реки Соте площадью 987 км^2 сложен следующими породами: граниты, гнейсы и кристаллические сланцы — 30%; твердые известняки — 10%; легко выветривающиеся мергели и слоистые глины — 25%; песчаники — 15%; моренные и детритовые отложения — 20%.

Среднегодовое выпадение осадков — 1450 мм, среднегодовой расход реки — $33 \text{ м}^3/\text{с}$; при низком уровне воды он составляет $7\text{—}8 \text{ м}^3/\text{с}$, а при нормальном высоком уровне — $150\text{—}200 \text{ м}^3/\text{с}$.

На рис. 8.97 показано заиление опытного водоема Пон-дю-Лу на реке Драк, впоследствии затопленного водохранилищем Соте. Каменная плотина Пон-дю-Лу имела высоту 30 м, а начальный объем водоема составлял $1\,750\,000 \text{ м}^3$. Наблюдения за заилением бассейна велись систематически в течение 1927—1930 гг. одновременно с составлением проекта плотины Соте. По поперечным створам, расположенным на расстоянии 50 м друг от друга, производились замеры глубин с шагом 20 м. В 1928 г. исключительно высоким паводком с расходом $750 \text{ м}^3/\text{с}$ в бассейн было принесено $536\,000 \text{ м}^3$ наносов, т. е. около $550 \text{ м}^3/\text{км}^2$. Еще $464\,000 \text{ м}^3$ наносов в том же году было принесено паводком с расходом около $700 \text{ м}^3/\text{с}$. Поступление наносов в относительно сухом 1929 г. не превысило $230\,000 \text{ м}^3$. По кривым на рис. 8.97 прослеживается повышение дна водоема после паводков 1928 г. В 1930 г. слой наносов в хвосте водоема на 6 м превысил нормальный уровень воды в нем, а в 1932 г. водоем

был практически полностью заилен. После нескольких неудачных попыток расчистить водосбросные сооружения прошли туннель, расположенный на 23 м ниже уровня воды. Конечный участок туннеля взорвали зарядом в 400 кг динамита, и через пять минут вода стала размывать и выносить из водоема плотно слежавшиеся илы. В течение четырех дней часть водоема, непосредственно прилегающая к плотине, была полностью очищена от наносов.

Водохранилище Соте заполнили в 1935 г. и спустя десять лет в 12 поперечных створах провели разведочное бурение, показавшее, что на дне водохранилища образовались наносы мощ-

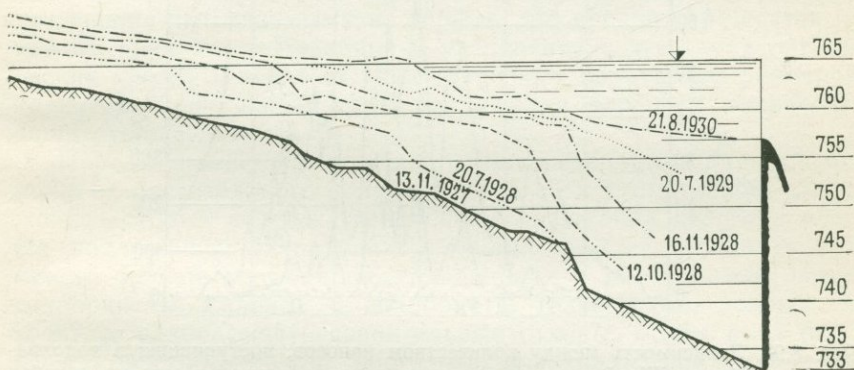


Рис. 8.97. Заиление водохранилища Пон-дю-Лу во Французских Альпах в течение трехлетнего периода [43].

ностью в 14 м, поверхность которых примерно параллельна дну водохранилища. В нижней части аллювиальный конус имеет продольный уклон 1:1, в поперечном направлении поверхность конуса субгоризонтальная. Объем отложившегося материала составил 1 330 000 м³, что соответствует твердому стоку в 166 м³/км² в год, значительно меньшему, чем в 1927—1930 гг., когда два катастрофических паводка сильно увеличили количество донных наносов.

Водохранилище Гебиден на реке Масса, притоке реки Роны, в Швейцарии почти с самого начала заполнилось наносами, огромное количество которых принес осенний паводок с Алечинского ледника. На рис. 8.98 показана зависимость объема переносимых материалов от расходов реки. В 1958 г. общее количество наносов достигло 500 000 м³, из которых 20% составляли пески и гравий, а 80% поступили во взвешенном состоянии. На площади водосборного бассейна в 200 км² твердый сток составил 2500 м³/км² в год. В плотине были устроены специальные водосбросные отверстия для промывки наносов.

На плотине Ла-петит-Ру (река Дордонь на Центральном массиве) в течение 1927—1938 гг. накопилось 60 000 м³ наносов с водосборного бассейна 182 км², т. е. твердый сток составлял 30 м³/км² в год. Такое малое количество снесенного материала объясняется густым растительным покровом и благоприятным геологическим строением бассейна, сложенного андезитами (30%), базальтами (35%), гнейсами (30%), аллювиальными и ледниковыми отложениями (5%).

Известны случаи заиления водохранилищ в течение весьма короткого времени. Плотина Остин на реке Колорадо была по-

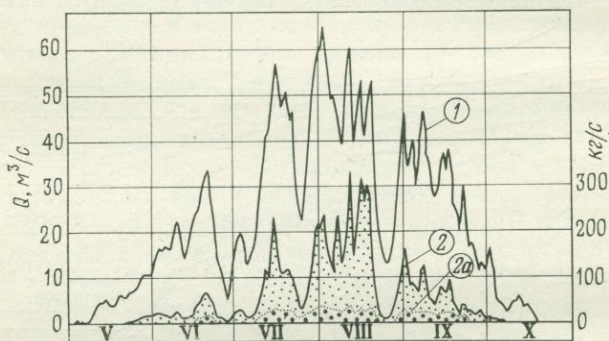


Рис. 8.98. Зависимость между количеством наносов, поступивших в водохранилище Гебиден, Швейцария, и расходом реки за период с мая по октябрь 1958 г. [218].

1 — расход воды, м³/с; 2 — общее количество наносов, кг/с; 2а — количество наносов с размером зерен >1 мм, кг/с.

строена в 1913 г., а в 1926 г. 95% объема ее водохранилища оказалось заполненным наносами. Бассейн тепловой станции Чисмон в Италии в течение десяти лет заилен больше чем на половину своей емкости.

С целью расчета количества и выявления источников материала, несомого паводковыми водами, необходимо составлять прогнозные (эрозионные) геологические карты водосборного бассейна. Особое внимание следует обращать на конусы выноса детрита, склоновые обломочные образования, ледниковые и флювиогляциальные отложения, из которых обычно образуется большое количество речных наносов. По данным геологических исследований можно запланировать мероприятия, направленные на борьбу с развитием эрозии, например лесонасаждения по берегам рек, укрепление потенциальных оползневых участков, подпруживание селевых потоков.

8.16. Экономические последствия затопления территории. До строительства плотины целесообразно выяснить, какие ценные

месторождения полезных ископаемых могут оказаться затопленными водохранилищем. Инженерно-геологические изыскания должны дать исходные данные для экономического сравнения ущерба от затопления упомянутых месторождений с выгодами от постройки плотины. В тех случаях, когда затрагиваются небольшие по площади месторождения (например, строительных песков и гравия), рекомендуется их разработать до затопления. Вредное влияние на месторождения оказывает подпор грунтовых вод, связанный с наполнением водохранилища.

Иная проблема возникает при затоплении торфяных залежей. Если плотина возведена в верховьях реки, может происходить обогащение обычных мягких вод органическими кислотами, постепенно вымываемыми из торфов, что вредно отражается на бетоне. Скорость вымывания и увеличение содержания органических кислот зависят от типа торфяного болота, его размеров, характера покрова, степени разложения торфа и количества фильтрующейся воды.

Перед наполнением водохранилища необходимо очищать его ложе от растительного покрова, деревьев и кустарников, разложение которых ведет к увеличению содержания кислот в воде. На подлежащей затоплению площади следует оставлять возможно больше материалов, содержащих в растворимой форме гидроокислы кальция и карбонаты (известняки, доломиты), а также разбрасывать строительные отходы, чтобы вода была известковистой. Можно обогатить водохранилище негашеной известью, но это очень дорогостоящее мероприятие.

В верхнем бьефе плотины могут затопливаться карьеры строительного камня, расположенные в нижних частях склонов долины. Например, водохранилищем Орлик в среднем течении реки Влтавы, Чехия, затоплено много карьеров гранита отличного качества, находившихся на низких отметках, в верхней же части склонов граниты (рис. 8.99) на значительную глубину выветрели до состояния песчаного элювия.

Серьезные проблемы связаны с затоплением источников водоснабжения коллективных хозяйств и городов, расположенных выше подпорной отметки водохранилища. Очень часто приходится создавать новую систему водоснабжения, если только воду нельзя получить из скважин, пройденных в ранее сухих породах склона.

Подпор грунтовых вод на берегах водохранилища может вызвать нежелательные последствия для близрасположенных населенных пунктов, промышленных предприятий и сельскохозяйственных угодий. Могут быть затоплены подвалы или подтоплены фундаменты зданий; строения повреждаются, так как кирпичная кладка постоянно находится во влажном состоянии. Размеры ущерба, наносимого сельскохозяйственным угодьям,

зависят от формы и строения берегов водохранилища и ширины зоны подтопления. Необходимо изучать с этой точки зрения влияние подпора воды, особенно на равнинных участках, сложенных водопроницаемыми песчано-гравелистыми породами, в которых режим грунтовых вод может меняться на обширных пространствах.

8.17. Сброс воды из водохранилища. Характер геологических изысканий, необходимых для проектирования водосбросных сооружений и пропуска строительных расходов, зависит от компо-

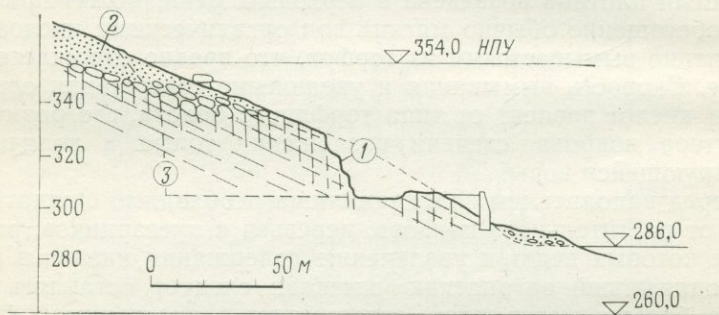


Рис. 8.99. Многочисленные гранитные карьеры, затопленные водохранилищем Орлик.

Открыть новые карьеры выше уровня водохранилища было нельзя, так как здесь граниты выветрели на большую глубину.
1 — крепкие граниты; 2 — элювий гранитов; 3 — возможные пределы экономической эксплуатации карьера до затопления.

новки гидроузла. На гидроэлектростанциях вода сбрасывается через туннели или по каналам, а паводковые расходы пропускаются непосредственно через гребень плотины или по боковым водопропускным устройствам.

Главной задачей инженерно-геологических изысканий является изучение сопротивления породы размыву ниже водосливных блоков водосбросных сооружений. Влияние падающей струи воды на породу должно исследоваться с особой тщательностью, поскольку многие плотины были повреждены подмывом из-за недостаточной прочности пород основания.

Основание носка плотины Уилсон на реке Теннесси, сложенное плотными известняками, было размыто водными потоками и водоворотами на глубину до 10 м, что вызвало необходимость дорогостоящих ремонтно-восстановительных работ. Аварию плотины близ города Остин на реке Колорадо, построенной на прочных породах (трещиноватых известняках), вызвал постепенный подмыв ее основания с низовой стороны.

Водозаборные устройства располагаются с учетом возможного заилиения водохранилища, так чтобы работа их не нарушалась быстрым накоплением тонких наносов у напорной грани плотины. При расположении плотины на участке с малоустойчивыми склонами водозаборное сооружение может оказаться под оползнем, вызванным колебаниями уровня воды в водохранилище. Такую возможность не следует упускать из виду при выборе местоположения водозаборных сооружений.

Отвод вод по деривационным каналам. Для повышения напора на ГЭС строят деривационные туннели или каналы, которые отводят воду на значительное расстояние вследствие разницы в уклонах реки и деривационного канала. На трассе деривации располагают одну или несколько гидроэлектростанций, использующих созданный таким образом напор. Высоко над станцией вода собирается в подводящем тракте и после прохождения через турбины сбрасывается по отводящему туннелю или каналу.

1. *Подводящие каналы.* Поскольку уровень воды в канале должен быть выше дна долины, целесообразнее сооружать канал в борту долины, а не в высокой насыпи на ее дне. В задачу инженерно-геологических изысканий входит получение данных, необходимых для выбора трассы подводящего канала. Вопрос этот подлежит рассмотрению как с геологической, так и с экономической точек зрения. Проходка канала в твердых породах трудна, однако мягкие породы не гарантируют устойчивости откосов канала. Вполне благоприятные условия создают гравелистые террасовые образования и отложения аллювиальных конусов выноса.

Если трасса пересекает средние по высоте отметки в склонах долины и в ее боковых притоках, требуется большое количество выемок и насыпей, а также проложения необходимых транспортных путей. Для каждой из этих работ возникают свои проблемы. Строительство канала всегда связано с большими трудностями, так как его откосы не могут быть дренированы выемкой. Грунтовые воды и воды, фильтрующиеся через облицовку канала, необходимо отводить в боковые долины. На рис. 8.100 показано удачное расположение деривационного канала в подошве крупного аллювиального конуса, подрезанного рекой Ваг близ города Липовец, Словакия. С геологической точки зрения не было возражений против сооружения канала в выемке, так как гранитный щебень представлял собой надежное основание, обеспечивал устойчивость откосов и служил хорошим материалом для строительства дамбы. В отличие от этого (рис. 8.101) канал вблизи Турани нельзя было расположить в выемке, на склоне долины, поскольку при этом нарушалось бы состояние древнего оползня; кроме того, песчано-гли-

нистый детритовый материал из выемки нельзя было бы использовать для возведения насыпи.

Для оценки фильтрационных потерь воды из канала необходимо определить водопроницаемость грунтов в его основании и на откосах и залегание подземных вод на прилегающей территории. Для предотвращения утечки воды из канала его поверхность защищают водонепроницаемым покрытием. Канал близ города Пухова на реке Ваг, показанный на рис. 8.102, имеет бетонную облицовку; такое покрытие применимо, когда канал проходит в песчано-гравелистых грунтах и имеет устойчивые крутые откосы.

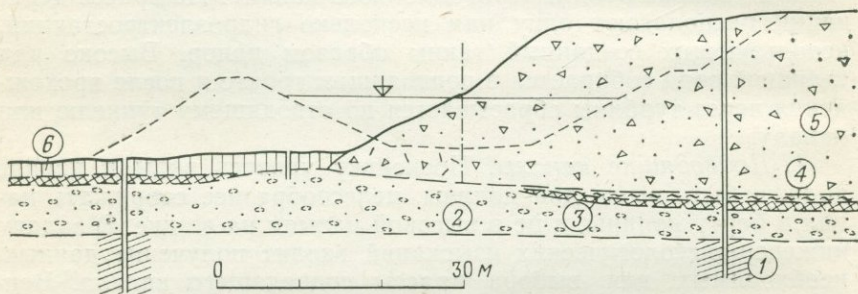


Рис. 8.100. Благоприятное расположение деривационного канала близ города Липовец, Словакия, на аллювиальном конусе выноса.

1 — неогеновые мергели; 2 — речной гравий; 3 — заболоченный грунт; 4 — глины; 5 — гранитный обломочный материал конуса выноса; 6 — голоценовые речные отложения.

В задачу инженерно-геологических изысканий входит изучение следующих вопросов:

а. Осадка канала после его наполнения. В аллювиальных песчано-гравелистых образованиях осадка относительно небольшая вследствие высокого внутреннего трения грунтов. Неблагоприятные условия создаются в аллювиальных отложениях с примесью органических веществ, в илистых песках и заболоченных грунтах. Такие сильно деформируемые грунты удаляют до начала возведения насыпи. Вблизи города Турани, Словакия (рис. 8.101, вариант II), из-за опасения оползней трассу канала сместили со склона на дно долины, но здесь обнаружили древнее русло реки, заполненное сильно сжимаемыми торфами. Чтобы избежать неравномерных осадок и повреждения бетонной облицовки, торфы были частично выбраны.

б. Водопроницаемость грунтов в основании гравийных насыпей. Вода, фильтрующаяся через трещины или строительные швы водонепроницаемого покрытия, может размывать низовой откос насыпи. На рис. 8.103 показано устройство для отвода

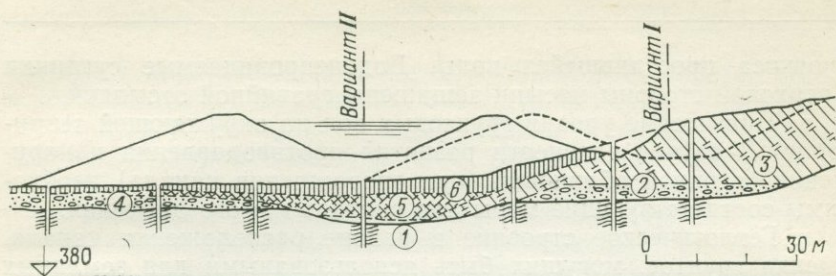


Рис. 8.101. Влияние геологических условий на расположение подводящего канала.

При варианте I канал врезан в древние оползни; при варианте II необходимо удаление сжимаемых заболоченных грунтов.
 1 — палеогеновые мергелистые сланцы; 2 — песчано-гравелистые аллювиальные отложения; 3 — глинисто-песчаные массы древнего оползня; 4 — речной гравий; 5 — заболоченный грунт; 6 — супесь.

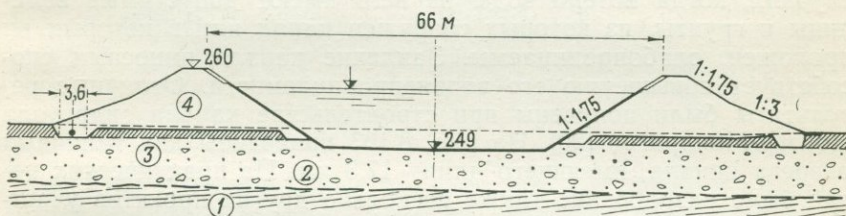


Рис. 8.102. Подводящий канал близ города Пухова в долине реки Ваг, Словакия.

Дамбы отсыпаны из песка и гравия и облицованы бетонными плитами.
 1 — мергели; 2 — песок и гравий; 3 — супесь; 4 — гравийная насыпь.

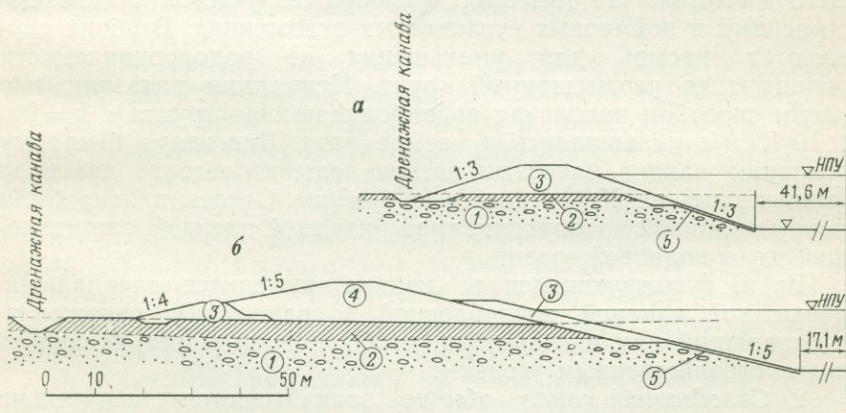


Рис. 8.103. Разрезы через подводящий канал Донзер-Мондрагон [20].

1 — песок и гравий; 2 — аллювиальный суглинок; 3 — гравийная насыпь; 4 — насыпь из смеси суглинка с гравием; 5 — битумное покрытие.

с откоса просочившейся воды. Водонепроницаемые суглинки с верховой стороны насыпи защищены гравийной отсыпкой.

в. Повышение уровня грунтовых вод на окружающей территории. В случае опасности развития противодействия и нарушения бетонной облицовки (при опорожнении канала) необходимы соответствующие меры для снижения этого давления.

г. Геологическое строение в районе расположения канала. Оценка грунтов, могущих быть использованными для земляных сооружений.

Достаточно толстое водонепроницаемое глинистое покрытие канала выдерживает осадку порядка нескольких дециметров, но при этом необходимы тщательные наблюдения, так как при опорожнении канала глина препятствует разгрузке воды в откосах сооружения.

Деривационный канал можно оставлять без покрытия в тех случаях, когда потери воды из него имеют допустимые величины и грунты, из которых сооружен канал или в которых он проложен, слабопроницаемы. Заиление канала наносами способствует повышению его водонепроницаемости. Отличные результаты были получены при строительстве канала гидроузла Донзер-Мондрагон [20]. На рис. 8.103 приведены два типичных разреза канала, имеющего длину 17,3 км. Из практических целей было разработано также несколько других проектов участков канала, чтобы лучше приспособить сооружение к грунтам, в которых он был пройден или которые были использованы в насыпях. На рис. 8.103,а показано поперечное сечение участка канала, пройденного в гравелистых террасовых отложениях с учетом залегания покровных суглинков малоподходящего качества. На рис. 8.103,б изображен участок канала, построенный в пойменных суглинистых отложениях. В обоих случаях в насыпь для уменьшения ее водопроницаемости укладывался перемешанный грунт. Испытания показали, что таким способом начальная водопроницаемость грунта с $k=2 \times 10^{-1}$ см/с уменьшалась в четыре раза. Благодаря быстрому заилению канала наносами потери воды из него за два года уменьшились на 25% и дошли до 1 м³/км. Откосы канала были покрыты тонкой водопроницаемой битумной пленкой, защищающей их от волновой эрозии.

Вода, фильтрующаяся из канала, выводится специальной дренажной канавой, заглубленной в гравелистые отложения, в отводящий канал гидроузла, чтобы она не могла повредить сельскохозяйственным угодьям.

2. *Отводящий канал* обычно закладывается значительно ниже дна долины, во многих случаях он глубже аллювиальных отложений. Уровень воды в канале, непосредственно за гидроэлектростанцией, временами может быть ниже уреза реки.

В связи с этим необходимо изучить характер и свойства пород, в которых должен быть пройден отводящий канал, и предусмотреть защиту его откосов от размыва фильтрующей в него речной водой устройством гравийной отсыпки или каменной отсыпки.

С созданием отводящих каналов связаны серьезные гидрогеологические проблемы. Уровень грунтовых вод при прокладке глубокого канала настолько снижается, что почва сильно осушается и обрабатываемые земли приходится орошать. Так случилось с отводящим каналом гидроузла Донзер-Мондрагон,

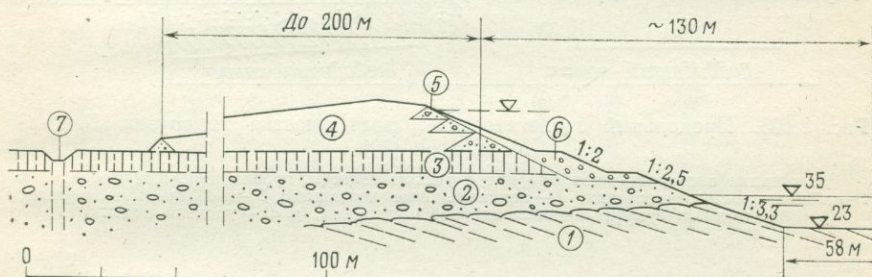


Рис. 8.104. Разрез через отводящий канал гидроузла Донзер-Мондрагон.

1 — неогеновые мергели; 2 — песок и гравий; 3 — аллювиальный суглинок; 4 — отвалы из мергелистых пород; 5 — гравийная отсыпка; 6 — упорная призма из гравия; 7 — инфильтрационная канава.

земли вдоль которого пришлось орошать. Вода из оросительных канав инфильтруется в гравий через специальные поглощающие колодцы или скважины (рис. 8.104).

8.18. Инженерно-геологические изыскания площадок электростанций. Электростанции следует располагать на прочных, возможно менее проницаемых породах, в топографических условиях, позволяющих максимально использовать напор воды на турбинах. На рис. 8.105 показано расположение сооружений гидроузла Донзер-Мондрагон, хорошо увязанное с геологическими условиями. Водосбросное и водозаборное сооружения, здание станции и судоходные шлюзы поставлены на прочные породы, а каналы проложены в речном аллювии и мергелях. Кровля выступа сеноманских песчаников была оконтурена методом электроразведки.

Морфологические условия во многих случаях вынуждают размещать станцию у подножия склона, концевой участок подводящего канала в склоне, а отводящий канал на дне долины. При таком расположении возможно повреждение станции оползнями; кроме того, строительство ее может быть сопряжено

с трудностями из-за наличия разрывных нарушений в дне долины. Гидроэлектростанция Сучани на реке Ваг расположена в весьма удачных топографических условиях; подводящий

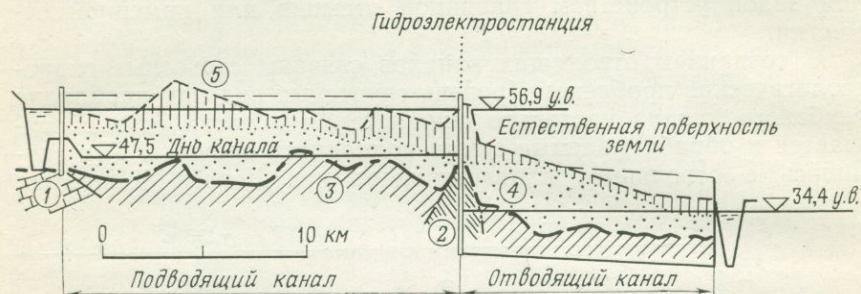


Рис. 8.105. Продольный геологический разрез участка гидроузла Донзер-Мондрагон [20].

Площадка электростанции выбрана с учетом рельефа кровли коренных пород. 1 — нижнемеловые известняки; 2 — верхнемеловые песчаники; 3 — плиоценовые мергели; 4 — песок и гравий; 5 — аллювиальные суглинки; у. в. — уровень воды.

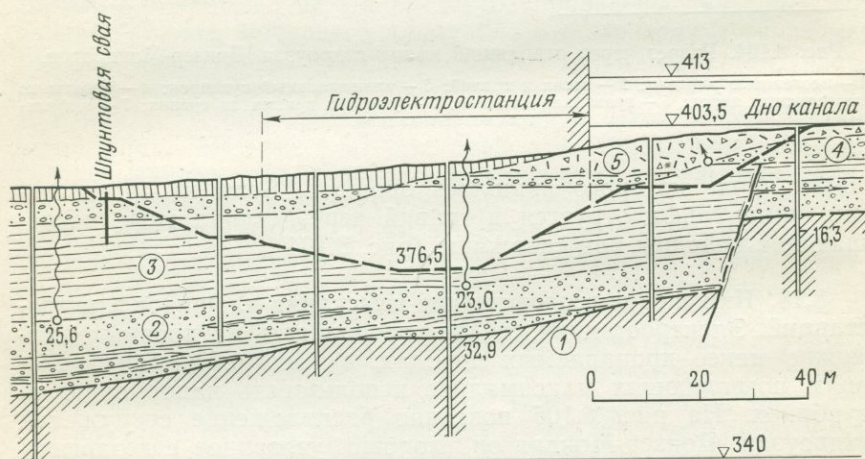


Рис. 8.106. Геологический разрез участка гидроэлектростанции Сучани на реке Ваг, Словакия [245].

1 — палеогеновые слоистые глины; 2 — неогеновые конгломераты; 3 — неогеновые песчаные мергели; 4 — песок и гравий; 5 — гранитный щебень аллювиального конуса выноса.

канал ее проложен в аллювиальном конусе (рис. 8.106). Строительство станции в низкой части долины, сложенной неогеновыми мергелистыми алевролитами и конгломератами, содержащими напорные воды, было связано с трудностями. Конгломе-

раты, в которые вода поступала по разрывным нарушениям в неогеновой толще, были вскрыты строительным котлованом, и, чтобы избежать прорыва вод, из них приходилось непрерывно вести откачку. Необходимо было также дренировать воды, поступающие из гранитного детрита и гравия, которые перекрывают неогеновые отложения и были вскрыты в откосах котлована.

Строительство электростанций в широких долинах часто осложняется, если кровля коренных пород залегает глубоко. Поучительным примером служит строительство гидроэлектростанции Фессенгейм на канале, идущем вдоль реки Рейн [106].

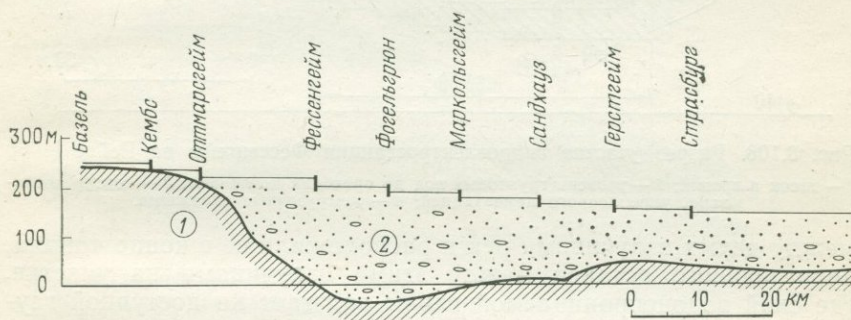


Рис. 8.107. Продольный профиль долины реки Рейн между городами Базель и Страсбург.

1 — коренные породы; 2 — четвертичные отложения.

Ниже Базеля долина Рейна врезана в плотные известняки, к северу от гидроузла Кембс погружающиеся под четвертичные отложения (рис. 8.107). При проходке котлована под станцию Оттмарсгейм коренные породы были обнаружены на глубине около 30 м, в связи с чем для закладки фундамента станции пришлось применить шпунтовое ограждение, опущенное до скальных пород. Проектировщики полагали, что такие же условия будут и в створе плотины Фессенгейм. Однако изыскания установили, что коренные породы здесь залегают на глубине более 100 м; это обстоятельство связано с тем, что долина Рейна представляет собой грабен, погружение которого продолжалось до палеогена. Было решено заложить фундамент станции на глубине 27 м, укрепив основание и сделав вокруг него и под ним противофильтрационную завесу (рис. 8.108). После детального изучения гранулометрического состава и водопроницаемости современные аллювиальные отложения были зацементированы по способу, описанному в разделе 8.11.

Геологические условия существенно повлияли на расположение станции Изола-Серафини на реке По в Италии. Широкая

долина реки По сложена водопроницаемыми гравелистыми породами, мощность которых бурением установить не удалось. Для работы станции использовали перепад уровней в 6,5 м

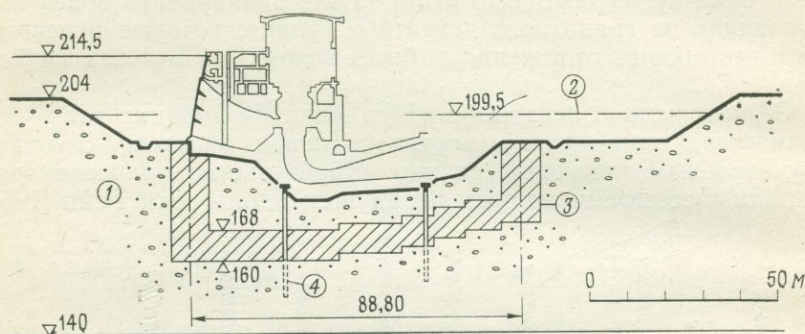


Рис. 8.108. Разрез участка гидроэлектростанции Фессенгейм на Рейне [106].

1 — песок и гравий; 2 — уровень грунтовых вод до проходки котлована; 3 — контур котлована, укрепленного цементацией; 4 — разгрузочные скважины.

между двумя излучинами рек и расположили ее в конце канала, прорезающего останец между этими излучинами на участке, где слой водонепроницаемой глины залегает на доступной глу-

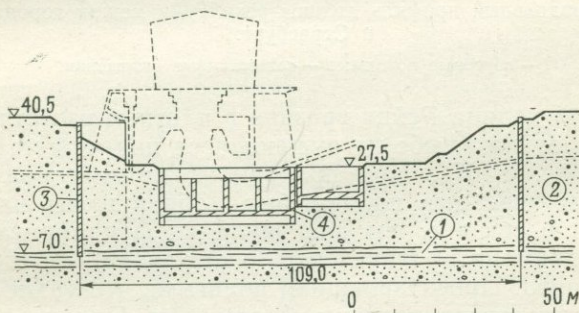


Рис. 8.109. Разрез участка гидроэлектростанции Изола-Серафини на реке По. Италия.

Вокруг строительного котлована сделана гидроизоляция в виде диафрагмы из бетона с добавлением битумной эмульсии. Глинистый прослой в гравии использован для ограждения котлована от притока в него воды.

1 — глина; 2 — песок и гравий; 3, 4 — бетонно-битумная диафрагма.

бине. Для защиты от воды строительную площадку огородили бетонно-битумной диафрагмой по способу ICOS (рис. 8.109).

Для расположения гидроаккумулирующей электростанции требуются специфический рельеф и геологические условия, позволяющие сооружение верхнего бассейна необходимого объема

и на доступной высоте. Во многих случаях ограждающая дамба бассейна близко подходит к склону, покрытому рыхлыми отложениями, и если нет уверенности в устойчивости последних, их необходимо удалить.

Чтобы избежать фильтрации воды из бассейна и повреждение дамб, в дне и бортах бассейна устраивается водонепроницаемое покрытие, например из асфальта.

Просачивающаяся вода собирается и отводится дренажными устройствами, заложенными под дном бассейна и в по-

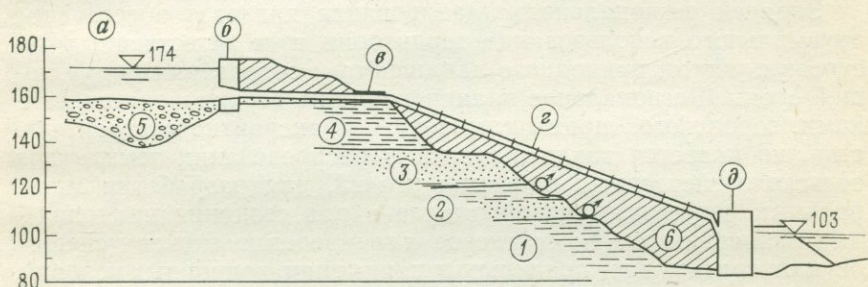


Рис. 8.110. Схематический разрез участка гидроаккумулирующей электростанции на Днепре вблизи города Киева [186].

1 — палеогеновые мергели и алевриты; 2 — палеогеновые пески; 3 — неогеновые пески с лигнитовым прослоем в подошве; 4 — неогеновые глины; 5 — флювиогляциальные и моренные отложения; б — песчано-гравелистая насыпь; а — открытый подводящий канал длиной 700 м; б — водозабор; в — подводная штольня с железобетонной обделкой; г — напорный трубопровод; д — электростанция, 220 МВт.

дошве дамбы. Если бассейн строится вблизи склона, на котором могут возникнуть оползни, заблаговременно проводят укрепительные работы. На рис. 8.110 показан разрез проектируемой Киевской гидроаккумулирующей электростанции на Днепре [186]. Станция расположена на берегу реки высотой 70 м, сложенном третичными песками и глинами, затронутыми глубокими оползнями. В связи с этим верхний аккумулирующий бассейн отодвинут далеко от бровки склона и соединен с напорным трубопроводом станции каналом длиной 700 м. Под бассейном и каналом заложены дрены. Во избежание развития оползней во время строительства станции грунтовые воды отводятся двумя дренажными галереями, а нижняя часть склона пригружена песчаным банкетом.

ЗАДАЧИ ГЕОЛОГИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ ПРИ РЕГИОНАЛЬНОМ ПЛАНИРОВАНИИ И В СВЯЗИ С ОХРАНОЙ ОКРУЖАЮЩЕЙ СРЕДЫ

Задачей регионального планирования является обеспечение оптимального использования территории и ее естественных ресурсов с учетом природного ландшафта и сохранения окружающей среды. Региональное планирование не ограничивается рамками городского, промышленного и транспортного строительства, но касается также баланса в распределении земель для сельскохозяйственных и лесных угодий, для разработки минеральных ресурсов, для зон отдыха и для создания национальных заповедников. Комплексное планирование может успешно осуществляться при правильном понимании природных условий, в том числе геологических, и влияния на эти условия инженерной деятельности человека.

9.1. Человек как геологический фактор. В давно застроенных районах поверхность земли существенно изменена под влиянием деятельности человека. Истребление растительности на горных склонах во многих районах привело к усилению эрозионных процессов и к полному опустошению земель. В результате систематической вспашки на обширных пространствах усилились сток поверхностных вод и плоскостная эрозия (рис. 9.1). Нарушение естественного гидрологического режима района может иметь пагубные последствия. Непродуманное регулирование водотоков и уничтожение водоемов усиливают сток поверхностных вод, а систематический каптаж и откачки подземных вод ведут к снижению их уровня. Осушение территории приводит к нежелательным изменениям климата. В последние годы воздух и водные источники все больше и больше подвергаются загрязнению промышленными стоками и газовыделениями.

Деятельность человека усиливается с развитием техники. Громадное количество земляных работ производится при строительстве дорог и гидротехнических сооружений, огромные объемы грунта перемещаются при добыче песка, гравия, угля и руды.

В результате деятельности человека со всевозрастающим использованием механизмов во многих районах коренным образом изменился характер окружающего ландшафта, т. е. раститель-



Рис. 9.1. Глубокие эрозионные овраги в базальтовых туфтах, образовавшиеся в условиях умеренного климата после уничтожения леса на склонах, северо-западная Чехия (фото Зарубы).

ный покров, рельеф, дренирование поверхностных и подземных вод и даже климатические условия. Нарушились геологические, гидрогеологические и биологические взаимосвязи, так как человек не всегда в состоянии правильно оценить последствия своей деятельности и тесную взаимосвязанность всех природных процессов. В связи с непрерывным ростом населения земного шара необходимо прекратить наносить вред природе и, насколько возможно, восстановить первоначальные природные условия. Следует проводить мелиорацию сельскохозяйственных угодий, рекультивацию заброшенных земель и организовывать охрану природной среды.

Каждая индустриально развитая страна нуждается в большом количестве минеральных продуктов, добыча которых ведется не всегда разумно. Важнейшая задача геологических исследований — определить, насколько правильно и рентабельно ведутся добыча и использование минеральных ресурсов, не уменьшаются ли промышленные запасы минерального сырья за счет застройки территорий перспективных месторождений. Опубликовано много инструкций и указаний по охране и правильному

использованию естественных ресурсов, но не все они соблюдаются при выборе участков под новостройки. Во многих случаях этот выбор можно было бы сделать с сохранением возможности будущей разработки месторождений.

Следует предпринять генеральное планирование землепользования, направляющее деятельность человека в соответствии с требованиями охраны окружающей среды. Для выполнения этой задачи проектанту и инженеру нужна помощь опытного геолога, понимающего взаимосвязи факторов и способного приспособить проектируемое сооружение к окружающему ландшафту. Сотрудничество инженера и геолога должно превратить деятельность человека в созидательный, а не разрушительный геологический фактор.

9.2. Региональное планирование. В последние годы в большинстве высокоразвитых стран были изданы законы, касающиеся регионального планирования и охраны окружающей среды. В связи с этим составляются планы землепользования трех типов: а) региональные планы главных экономических районов или зон; б) планы градостроительных комплексов в широких границах; в) детальные планы поселков и городов.

Региональные планы (а) составляются для экономически важных областей и служат основным руководством для городского и промышленного строительства, ставящим задачу наилучшего использования природных возможностей. Планы составляются с перспективой на 10—15 лет и предоставляют возможности преимущественного развития определенным видам строительства.

Планы градостроительных комплексов (б) охватывают как сам комплекс, так и окружающий его район и направлены на решение проблемы сочетания строительства с окружающей средой. В них выделяются природные участки и исторические памятники, подлежащие охране, и решаются вопросы водоснабжения, создания необходимых дренажных устройств, удовлетворения рекреационных и социальных нужд, коммунального обслуживания и т. д.

Детальные планы поселков и городов (в) составляются с учетом основных принципов, заложенных в региональных планах. Этими планами устанавливаются типы, характер и параметры проектируемых зданий и сооружений, высотно-плановое положение их, расположение улиц, парков, коммуникаций и вспомогательного хозяйства.

Разработка региональных планов требует всестороннего знания осваиваемых территорий. Любое обсуждение оптимального использования и районирования территории не имеет смысла, прежде чем не будет проведено детальное обследование ее.

Сложность геологического строения, разнообразие рельефа, неодинаковость грунтовых, гидрогеологических и климатических условий определяют степень неоднородности отдельных районов и выдвигают большие требования при составлении региональных планов. Они должны составляться на основе научного анализа ландшафта, имеющего целью получение информации о физических особенностях района, современном использовании их и возможностях дальнейшего развития. Исследования, необходимые для оценки окружающих природных условий, в общих чертах должны быть следующие:

а. *Географический анализ.* Морфологические особенности района отражаются на топографических картах. Если таковых нет, они должны быть составлены с помощью наземных или аэрофотографических методов. Таким образом, под географическим анализом понимается изучение картографического материала и натурное обследование территории. Геоморфологические условия, отражающиеся в формах рельефа, представляют критерии для выбора участков под жилищное и гражданское строительство и для развития коммуникаций; эти условия следует рассматривать и с точек зрения рекреационных мероприятий, сельского и лесного хозяйства и биологических особенностей ландшафта.

б. *Геологический анализ.* Основой регионального планирования служит инженерно-геологическая карта, составленная по данным детальных изысканий. Если такая карта отсутствует, анализ проводится с использованием геологических, почвенных и гидрографических карт, данных картирования склоновых явлений, архивных материалов и результатов полевых исследований. Определяются степень использования и наличие неразработанных минеральных месторождений, имеющих решающее значение для потенциального развития района; на основе таких данных дается оценка экономического значения этих ресурсов.

в. *Водно-хозяйственный анализ.* В дополнение к гидрологическим и гидрогеологическим данным такой анализ дает представление о водопроницаемости покровных отложений, о размерах лесных массивов и о других факторах, влияющих на аккумуляцию атмосферных осадков и грунтовых вод (разд. 9. 4).

г. *Агропочвенный анализ.* В региональных планах сельскохозяйственных районов учитываются агropочвенные условия, т. е. оценка почв с точки зрения их плодородности. Результаты исследований представляются в виде почвенных карт, составленных с учетом генетических особенностей, типа и мощности почв, их физических, химических и биологических свойств. В основе анализа заложены методы почвоведения.

д. *Климатологический анализ.* В этот анализ входит рассмотрение факторов, влияющих на формирование климата.

Конечной задачей анализа является разделение территории по степени пригодности для размещения жилых комплексов, зон отдыха, промышленных и крупных гражданских сооружений.

В дополнение к основным видам анализа природных факторов при составлении региональных планов рассматриваются социально-экономические (анализ народонаселения, размещения населенных пунктов и промышленных объектов) и биологические (растительность, лесные массивы) аспекты, транспортные и другие условия.

9.3. Геологический анализ базируется на всеобъемлющем изучении района, результаты которого представляются в виде инженерно-геологических карт, содержащих все сведения, необходимые для региональных планов. На основании этих общих карт составляются специализированные карты, на которых выделяются зоны (области), одинаковые по типичным признакам. Для новых жилых комплексов, создаваемых в сложных геологических условиях, составляются карты, на которых показаны типы грунтов, в различной степени пригодных для строительства, и территории, исключаемые из застройки (месторождения полезных ископаемых, заповедные зоны и т. д.). Геологический анализ включает регистрацию месторождений строительных материалов и карьеров камня, гравия, песка, суглинка и др. материалов.

Месторождения полезных ископаемых имеют существенное значение для регионального планирования, так как от них зависит развитие соответствующих видов индустрии, занятость населения, размещение населенных пунктов, путей сообщения и т. д. Таким образом, месторождения, пригодные для промышленной разработки, в значительной мере определяют направление экономического развития района. Территория месторождения полезного ископаемого наносится на карту как запретная зона для строительства. Расположение градостроительного комплекса на необнаруженном месторождении затруднит его разработку в дальнейшем. К тому же подземная разработка часто приводит к оседанию поверхности земли над выработками. Чтобы избежать этого, приходится оставлять целики, что экономически нецелесообразно.

Нельзя усложнять эксплуатацию месторождений, например, подтоплением их вновь создаваемыми водохранилищами. Разрабатывать месторождения следует разумно и бережно, так как запасы не восстанавливаются, а потребность в сырье с развитием промышленности все возрастает. В прошлом многие месторождения разрабатывали бессистемно, преследуя максимальную выгоду при минимальных затратах. Таким способом немало месторождений ценных полезных ископаемых оказались

в короткий срок истощенными, а при нормальной эксплуатации они могли бы служить долгое время. Например, во многих странах практиковалась чрезвычайно неэкономичная камерно-столбовая система разработки, при которой добывалось не более 40% запасов угля (рис. 9.2). Многие нефтеносные поля оказались преждевременно истощенными из-за бесхозяйственной эксплуатации.

Нередко беспланово разрабатываются торфяные залежи, значение которых недооценивается. Торф представляет собой очень ценное сырье, а торфяные болота являются фактором, регулирующим поверхностный сток и микроклимат обширных территорий. Недопустимо бессистемно осушать болота и разрабатывать только верхнюю часть мощной залежи торфа, так как болото после этого оседает, а оставшийся торф становится рыхлым и малопригодным для использования. Территория становится недоступной и в течение долгого времени опасной для людей и животных (рис. 9.3).

Экономически неоправданно оставлять неразработанные торфяные залежи на дне создаваемых водохранилищ. Нежелательно это и с точки зрения насыщения воды органическими кислотами, вымываемыми из торфов. Во всех случаях надо принимать во внимание рентабельность создания гидроузла и убытки от затопления и подтопления месторождений полезных ископаемых.

Поспешное и технически безграмотное открытие новых карьеров строительных материалов в периоды резкого увеличения потребности в них приводит к нежелательным последствиям как экономического характера, так и для окружающей среды. Нередко еще неотработанные запасы сырья засыпаются отвалами вскрышных грунтов, что приводит к неоправданному расхищению природных богатств.

Плановая разработка полезных ископаемых позволяет наиболее целесообразно использовать их. Чистые известняки представляют собой очень ценное химическое сырье, и использование их для строительных и дорожных работ (для которых вполне пригодны известняки со значительно меньшим содержанием CaCO_3) с экономической точки зрения невыгодно. То же можно сказать о мраморе, в особенности если запасы его ограничены. Мрамор является отличным облицовочным материалом, поэтому не следует использовать его наряду с прочими известняками в качестве цементного сырья, заполнителя для бетона или щебня.

Защита плодородных земель. При выборе территории для нового строительства серьезное внимание должно обращать на сохранение сельскохозяйственных угодий; планировщик не должен допускать их застройки, а обязан сохранить их для

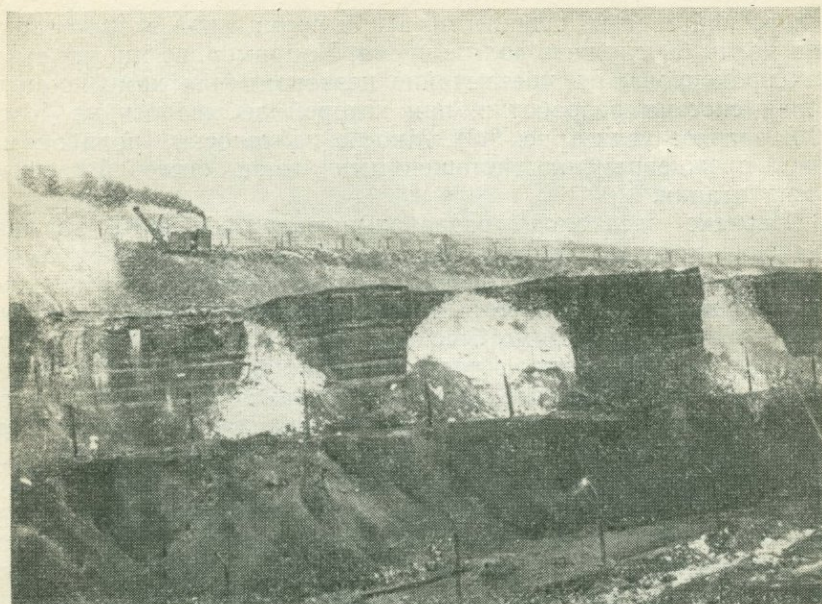


Рис. 9.2. Старые открытые разработки бурого угля камерно-столбовым способом (фото Зарубы).

Выработанные пространства засыпаны вышележащими глинами.

сельскохозяйственного использования. В ряде стран существуют строгие законодательные ограничения, направленные на сохранение сельскохозяйственных земель, многие тысячи гектар которых уже утрачены в связи с городским и промышленным развитием или из-за разработки полезных ископаемых.

Эта проблема особенно важна для густонаселенных районов, где забота об обеспечении населения продовольствием стоит на первом месте. В связи с этим целесообразнее выбирать участки под новую застройку, разрушая старые непригодные здания или реконструируя существующие городские кварталы, чем губить плодородные земли и вырубать леса.

9.4. Гидрогеологический анализ распространяется на значительно бóльшую территорию, нежели другие исследования, и охватывает весь водосборный бассейн. Для его проведения требуется много времени, так как надежные результаты можно получить только путем многолетних наблюдений за распределением и количеством атмосферных осадков, испарением, инфильтрацией, дебитами родников, колебаниями уровней грунтовых вод и т. д. На основе полученных данных составляются

гидрогеологические карты, на которые наносятся реки, озера, пруды, искусственные водоемы, колодцы и источники; показываются уровни и химический состав подземных вод. При достаточном количестве исходных данных глубина залегания подземных вод изображается в изолиниях. На карты наносятся зоны охраны водных ресурсов и минеральных источников.

Пользуясь гидрогеологическими картами и результатами режимных наблюдений, можно определить водные ресурсы района и установить, какую часть их допустимо использовать для выработки электроэнергии, водоснабжения, судоходства и ирригации. Выявление условий водообеспечения городов и промышленных предприятий является одной из основных задач анализа. Горожанам, не испытывавшим нехватки в воде, трудно представить, насколько важно снабжение водой в достаточных количествах. Многие полагают, что источники водоснабжения практически неисчерпаемы, и мало кто понимает, насколько сложны задачи водного хозяйства. В связи с ростом населения, улучшением санитарных условий жизни и увеличением потребления воды на душу населения (после второй мировой войны расход воды на одного человека оценивался в 120 л в сутки, а в настоящее время в больших городах эта цифра достигла 400 л в сутки)



Рис. 9.3. Нерациональная разработка торфов в южной Чехии (фото Зарубы).

проблемы водоснабжения приобрели глобальный характер. Рост промышленности и сельскохозяйственного производства постоянно требует все большего и большего количества воды.

Одновременно с увеличением водопотребления увеличивается количество отработанных вод от жилых, промышленных и сельскохозяйственных комплексов. Поскольку очистка сточных вод налажена далеко не везде, загрязненные воды стекают в реки и просачиваются в водоносные горизонты. В результате ухудшается качество поверхностных и подземных вод.

Систематическое осушение земной поверхности в городских районах и регулирование рек приводят к увеличению поверхностного стока и к постепенному снижению уровня грунтовых вод. Каптаж источников и эксплуатация водоснабженческих скважин приводят к заметному уменьшению запасов подземных вод. Ухудшение качества и уменьшение количества вод находится в противоречии с растущим потреблением. Для обеспечения вновь создаваемых городских и промышленных комплексов питьевой и технической водой необходимы следующие мероприятия:

а) охрана водных ресурсов от загрязнения и от изменений их качества;

б) сохранение водных ресурсов.

Во многих районах для водоснабжения используются подземные воды, в связи с чем важнейшей задачей является охрана территорий, в пределах которых находятся источники водоснабжения. Такие территории должны быть особо выделены с целью длительной эксплуатации водных ресурсов. При выборе участков для размещения жилых массивов и производственных предприятий самому серьезному рассмотрению подлежат вопросы водообеспечения. Водные ресурсы могут быть уменьшены или испорчены в связи с застройкой водосборной площади или поверхностным загрязнением области питания водоносного горизонта (рис. 9.4). Недопустимо строить предприятия, технологический процесс которых связан с загрязнением окружающей среды, например нефтеперерабатывающие заводы или крупные скотоводческие фермы, на водопроницаемых и трещиноватых породах, залегающих в пределах зоны формирования подземных вод.

Режим поверхностных и подземных вод может существенно нарушаться горными разработками, так как воды через шахты и штольни могут уходить в глубокие горизонты осушенных подземных выемок. Так случилось на старом руднике Кутна-Гора в Чехии. Судя по характеру рельефа, большая часть его территории сложена водонепроницаемыми породами, по которым в лощинах между возвышенностями протекают небольшие ручьи, бурные в дождливое время года. В нижней части ме-

ловых отложений на водонепроницаемых гнейсах залегает мощный водоносный горизонт. В процессе эксплуатации месторождения поверхностные и подземные воды были дренированы многочисленными шахтами и горизонтальными выработками рудника. После того как добыча серебра была прекращена и рудник оказался заброшенным, уровень подземных вод восстановился до уровня воды в реке Врхлице. Во многих рудных районах гидрогеологические условия сходны с обстановкой карстовых областей: большая часть дождевых осадков быстро просачивается в подземные полости и трещины, и по ним воды выходят на поверхность на дне глубоких долин.

На основании гидрогеологического анализа выделяются области с большими запасами подземных вод, которые могут быть

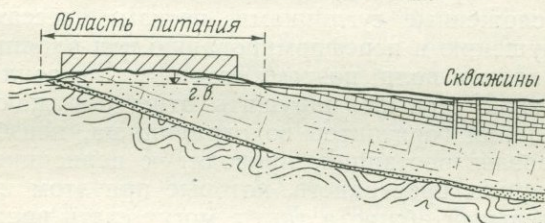


Рис. 9.4. Ресурсы водоносного горизонта, уменьшившиеся из-за застройки области питания.

г. в. — уровень грунтовых вод.

использованы в соседних районах, страдающих их дефицитом. Другими словами, в таких районах в качестве питьевой воды должны использоваться поверхностные воды. Для этих целей необходимо создавать водохранилища.

В региональных планах надо предусматривать защиту водосборных бассейнов рек, используемых для водоснабжения. В ряде случаев необходим запрет строительства по берегам рек и водохранилищ городов и промышленных объектов, сточные воды которых могут загрязнять поверхностные воды.

Вопросы отвода сточных вод и загрязнения водотоков подлежат решению при составлении региональных планов. Многие европейские реки сильно загрязнены вредными стоками, так как часто соблюдение производственных интересов наносит ущерб народному благосостоянию.

Возведение гидротехнических сооружений приводит к серьезным изменениям геологических и биологических условий территории. Накопленный опыт показывает, что такие мероприятия, как регулирование в больших масштабах поверхностных водотоков, осушение прудов, болот и сельскохозяйственных

угодий и откачка вод из рудников, неблагоприятно отражаются на режиме подземных вод, ускоряют поверхностный сток и снижают уровни подземных вод. В результате происходит осушение земель, уменьшение их плодородности и истощение запасов подземных вод. Следовательно, гидротехнические сооружения надо проектировать, стремясь как можно меньше нарушить водный режим, являющийся основой биологического равновесия окружающего района.

При проектировании крупных плотин и водохранилищ рассматривается широкий круг вопросов, не ограничивающийся решением одной задачи, например выработки электроэнергии. На ранних стадиях проектирования изучаются такие проблемы, как защита берегов водохранилищ от переработки, переустройство коммуникаций, перенос населенных пунктов и т. д. Борты водохранилищ, сложенные суглинками, песками, лёссами, подвергаются разрушению и переформированию под влиянием колебаний уровня воды и волн; поэтому их следует укреплять, но так, чтобы возможно меньше нарушить этим окружающий ландшафт. Колебания горизонтов водохранилища, неизбежные при работе гидроэлектростанции, приводят к периодическому осушению обширных пространств, которые при этом приобретают непривлекательный облик, а также могут стать вредными с санитарной точки зрения. В населенных районах такие участки подлежат защите с помощью постройки дамб, поддерживающих в верховьях водохранилища необходимый уровень воды.

9.5. Геологические изыскания для планировки и строительства жилых комплексов. При планировке новых жилых массивов мы неизбежно встречаемся с несколькими проблемами, тесно связанными с окружающей природой. Проектировщик должен отдавать себе отчет в том, что жилой комплекс не является таким объектом, которому должны быть подчинены окружающие условия, а наоборот, каждое сооружение этого комплекса должно быть составной частью окружающего ландшафта и соответствовать региональному плану застройки. Проектировщик должен стремиться к достижению полной гармонии между строительством и окружающей средой.

План застройки составляется с учетом топографических, геологических и гидрогеологических условий территории, плодородности почв и требований к охране окружающей среды. Расположение жилых массивов и промышленных предприятий утверждается генеральным планом развития района. Принимаются во внимание расположение месторождений полезных ископаемых, необходимых для намечаемого развития промышленности, условия питьевого и производственного водоснабжения и требования к осушению территории.

При планировке новых городов по геологическим причинам застройке не должны подлежать следующие территории:

а) периодически затапливаемые речные долины, заболоченные участки и торфяные поля;

б) участки возможного развития оползней и других склоновых явлений;

в) крутые склоны и склоны с обнажениями коренных пород;

г) подработанные территории, участки, прилегающие к заброшенным карьерам, и районы с развитым карстом;

д) зоны молодых разломов в сейсмически активных районах.

а. *Речные долины.* Широкие поймы речных долин привлекательны для городского строительства, но обычно сложены молодыми четвертичными осадками и постоянно затапливаются в половодья. Форма и ширина долин зависит от истории развития района, уклонов и расходов рек, количества переносимых наносов и других факторов. Долина не отделима от русла реки с ее паводковыми водами. Это один из серьезных доводов против застройки пойм речных долин. Не менее важными причинами являются, с одной стороны, сохранение общего ландшафта долины и ее плодородных почв, с другой — малоподходящие микроклиматические условия и трудности, связанные с возведением фундаментов.

Закладка фундаментов на речных поймах — дело сложное, требующее водоотлива во время строительных работ, изоляции фундаментов от грунтовых вод, защиты от паводковых вод и от гидростатического противодавления. Голоценовые отложения в долинах обычно представлены богатыми органическими остатками — суглинками, мощность которых местами достигает нескольких метров. Эти грунты большей частью водонасыщены, особенно если они выполняют древние меандры и русла рек; несущая способность их невелика и неодинакова, что иногда приводит к непредвиденным осадкам и повреждениям построенных на них сооружений. Дренаж пойменных участков затруднен из-за малых уклонов поверхности. Подземные коммуникации, например водопроводные и канализационные трубы, кабели, страдают от постоянного пребывания под водой (рис. 9.5).

Развитие городского строительства на пойменных участках нежелательно и с сельскохозяйственной точки зрения, так как земли пойм обычно плодородны и достаточно увлажнены даже в сухое время года вследствие близкого залегания грунтовых вод. Городские или заводские сооружения в поймах рек занимают не только плодородные земли, но причиняют также другой косвенный вред: они снижают пропуск паводковых вод и вызывают затопление вышерасположенной части долины.

Крупный оползень, который произошел в 1961 г. вблизи города Гандловы, Чехословакия, побудил к проведению исследований и регистрации всех опасных в отношении развития оползней склонов. В течение 1962—1963 гг. было зарегистрировано и нанесено на карты масштаба 1:25 000 более 9100 оползней общей площадью около 60 000 га. Из собранного материала стало очевидно, что в некоторых районах оползни представляют реальную угрозу для населенных пунктов, автомагистралей, железных дорог, сельскохозяйственных и лесных угодий.

в. *Строительство на склонах.* В горных районах надо с осторожностью располагать строения и улицы даже в благопри-

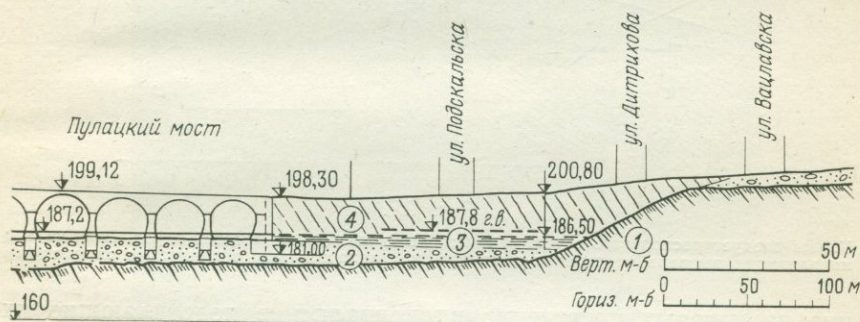


Рис. 9.6. Пример неудачной застройки поймы в Праге.

1 — ордовикские глинистые сланцы; 2 — песчано-гравелистые отложения; 3 — старичные отложения; 4 — насыпной грунт; г. в. — уровень грунтовых вод.

ятных геологических условиях. Во многих случаях при планировании застройки склонов исходят из небольшого объема земляных работ и легкого освоения склона. Недоучет геологических условий иногда приводит к значительным трудностям и затратам в периоды строительства и эксплуатации сооружений.

Насколько велико значение геологического строения склонов при планировке городов, можно убедиться на многих примерах города Праги. Из-за пересеченного рельефа некоторые кварталы города расположены на крутых склонах, сложенных ордовикскими глинистыми сланцами. Устойчивость этих склонов зависит от пространственного соотношения простирающихся и падения пород и поверхности склонов, которая во многих местах изменена строительными выемками, проходящими параллельно простирающую наклонных слоев. На некоторых участках, подрезанных дорожными и глубокими канализационными выемками, возникли серьезные оползневые подвижки по плоскостям напластования в сланцах, повредившие подпорные стенки и постройки (рис. 9.7).

Некоторые кварталы Праги расположены на неустойчивых склонах плато, сложенных меловыми песчаниками. Породы разбиты открытыми вертикальными трещинами на блоки, ниж-

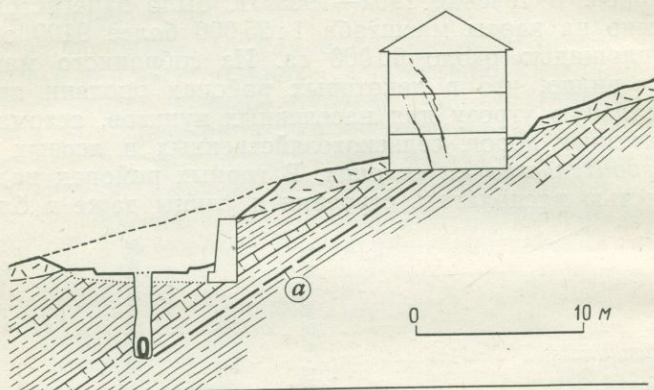


Рис. 9.7.

Улицы следует располагать с учетом простирания и падения пластов пород. Выемка под канализацию вызвала оползневые подвижки по напластованию в глинистых сланцах (а).

ние из которых постепенно вдавливались в подстилающие их мягкие глинистые образования, вызывая этим оползневые смещения всей толщи песчаников. Эти явления, относящиеся по возрасту главным образом к плейстоцену, повторяются в на-

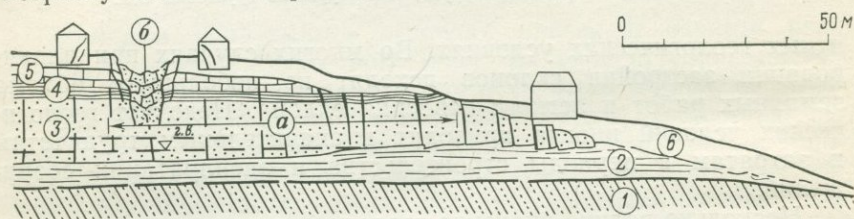


Рис. 9.8. Прибровочные участки плато, сложенные меловыми породами и непригодные для застройки.

Песчаники разбиты открытыми трещинами, нарушены древними оползнями и бессистемными подземными разработками.
 а — подработанная территория; б — просевшая улица; 1 — ордовикские сланцы; 2 — сеноманские аргиллиты; 3 — песчаники; 4 — туронские мергели; 5 — плотные песчаные мергели; б — делювий и насыпной грунт; г. в. — уровень грунтовых вод.

стоящее время на участках, где глины ослаблены подземными водами [232, 239]. В северо-восточной части Праги (рис. 9.8) положение осложняется тем, что в средние века здесь велась подземная разработка песчаников; входы в выработки впоследствии были засыпаны и точное их местоположение не известно,

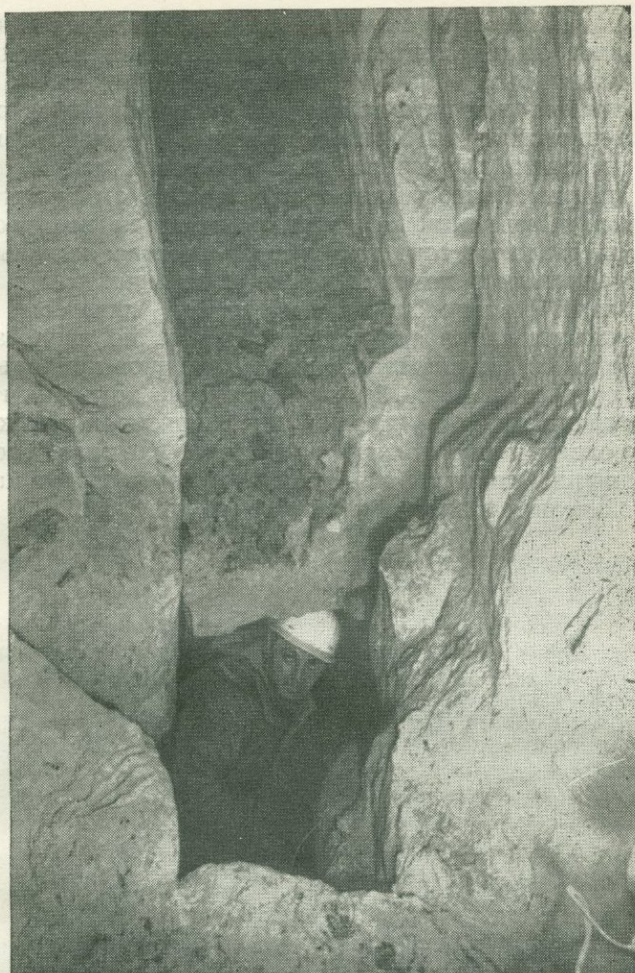


Рис. 9.9. Открытые трещины в сеноманских песчаниках прирбовочной части плато (см. рис. 9.8) в Праге (фото Рыбара).

но местами происходит оседание поверхности земли, опасное для состояния построенных зданий (рис. 9.9). Рекомендуется не застраивать крутые склоны возвышенностей, а защищать их от эрозии и сохранять в естественном состоянии.

На крутых склонах обычно обнажаются твердые породы, земельно-скальные работы в которых для заложения фундаментов, прокладки водопроводных и других линий весьма

дорогостоящи. Особенно трудно вести строительные работы на частично застроенных территориях, где невозможно применение взрывчатых веществ.

г. *Заброшенные каменоломни* и песчаные карьеры, расположенные в окрестностях городов, требуют детального геологического изучения до начала планировочных работ. Прежде старые карьеры обычно частично заполнялись сточными водами и отбросами и рекультивация этих участков не производилась. В проектах развития городского строительства должны содержаться предложения по приведению в порядок таких пустующих земель и включению их в застройку или, если на них имеются интересные геологические объекты, по использованию их как парковых зон с сохранением памятников природы.

Борта старых карьеров бывают настолько крутыми, что угрожают устойчивости окружающей их территории. Инженерам-геологам следует определять, насколько их надо уположить и какой ширины должна быть охранный полоса вокруг карьеров, на которой нельзя возводить сооружения (рис. 9.10).



Рис. 9.10. Оползни на крутых бортах старого карьера кирпичных глин в пригороде Праги, грозящие устойчивости близрасположенных зданий (фото Зарубы).

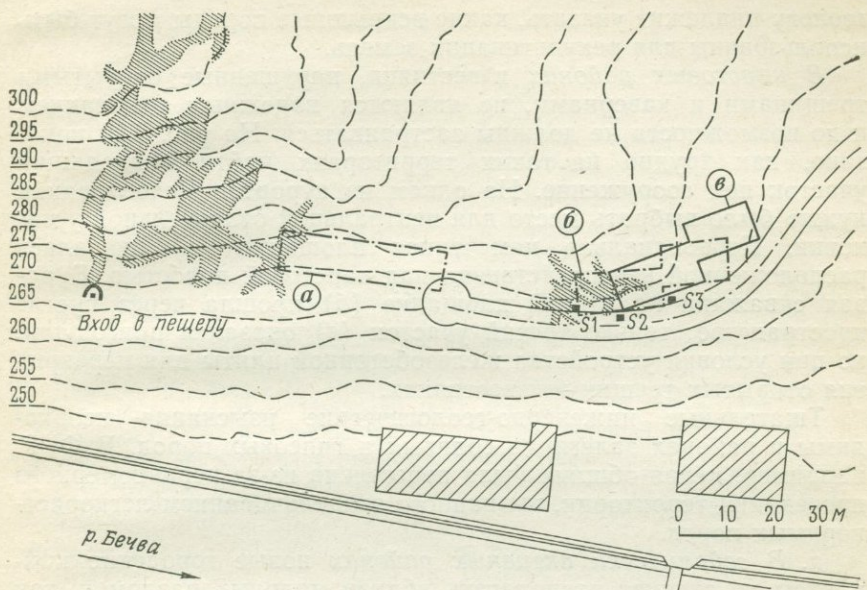


Рис. 9.11. Варианты расположения отопительной установки на склоне, сложенном закарстованными девонскими известняками (буквенные обозначения см. в тексте).

Многочисленные проблемы возникают при городском планировании в районах, где ведется или намечается разработка угольных или рудных месторождений. Такие территории могут страдать от неравномерных оседаний и провалов земной поверхности и загромождаться огромными отвалами пустой породы, в связи с чем их нельзя использовать ни в строительных, ни в сельскохозяйственных целях. Приведение в порядок пустующих территорий и реконструкция индустриальных районов — одна из важнейших экономических задач промышленно развитых стран. В бурогольном бассейне северной Чехии более 10 000 га обрабатываемых земель испорчено угольными разработками. Примерно в таких же количествах опустошены земли в Острава-Карвинском угольном районе Моравии. Некоторые территории очень трудно восстанавливаются из-за заражения почвы химическими веществами.

Рекультивация земель — не подлежащая сомнению обязанность горных предприятий. Работы с применением мощных землеройных машин должны быть организованы так, чтобы имелась возможность восстановить отработанную территорию. При проектировании открытых горных разработок инженеру-

геологу надлежит указать, какие вскрышные породы могут быть использованы для рекультивации земель.

В карстовых районах известняки, нарушенные открытыми трещинами и кавернами, не являются надежным основанием и по возможности не должны застраиваться. На рис. 9.11 показано, как трудно на таких территориях найти подходящий участок под сооружение. На одном из курортов Чехословакии нужно было выбрать место для центральной отопительной установки. Первоначально намеченная площадка (а) оказалась расположенной непосредственно над карстовой полостью. Буровая скважина на второй площадке (б) прошла через пустое пространство; только третий участок (в) оказался пригодным, но при условии устройства железобетонной плиты для перекрытия открытых трещин в известняках.

Тщательные инженерно-геологические изыскания необходимы в районах залегания соляных и гипсовых пород. В ФРГ, например, целая община была переселена из-за неравномерного проседания территории, вызванного выщелачиванием легкорастворимых пород.

д. В сейсмически активных районах новые городские комплексы не следует располагать вблизи молодых разломов, так как сейсмические явления сильнее всего сказываются вдоль современных тектонических нарушений.

Таким образом, названы наиболее важные задачи, стоящие перед инженером-геологом, участвующим в процессе планировочных работ. Инженер-геолог должен использовать свои знания для оценки влияния существующих и планирующихся сооружений на природную среду. Он может помочь проектировщику как можно гармоничнее вписать сооружения в окружающий ландшафт, не меняя его естественного облика и не нарушая сложившегося экологического равновесия. Сохранение природного окружения для будущего поколения — задача почетная и ответственная, которую геолог должен решать совместно с инженерами.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Almagio R.*, Studi geografici sulle frane in Italia, Soc. geogr. italiana, Roma, 1907.
2. *Ambraseys N. N., Zátopek A.*, The Mudurnu Valley earthquake, UNESCO, Paris, No. 622/BMS, RD/AVS, 1968.
3. *Ampferer O., Ascher H.*, Über geologisch-technische Erfahrungen beim Bau des Spullerseeewerkes, Jahrb. der Geol. Bundesanstalt, Wien, 1925.
4. *Andreae C.*, Der Bau langer tiefliegender Gebirgstunnel, Berlin, 1926.
5. *Аверин Н. Д.*, Карьерное хозяйство, Москва, 1953.
6. *Baldovin G., Fattore A.*, Example of slope stabilization in marly-sandstone Flysch, Advances in Rock Mechanics, Proc. Third CISRM, Nat. Acad. Sci., I, Ch. 3B, 1, Washington, D. C., 1974.
7. *Bally R. J. L., Antonescu I. P., Perlea V. D.*, Loess as foundation soil for irrigation systems, Proceedings 6th Internat. Conference S. M. F. E., University Toronto, II, 8—12, 1965.
8. *Bayer M., Mengl V., Pelikán V.*, Erosivní zjevy na březích nádrže na řece Svatce v Kníničkách, Sborník VSS, I, Brno, 1955.
9. *Bělař J., Zajíc J.*, Zajištění stěn při stavbě velkých podzemních prostor, Sborník konference geomechaniky, Brno, 1958.
10. *Benson W. N.*, Landslides and their relation to engineering in the Dunedin District, Economic Geology, New Zealand, 1946.
11. *Berkey Ch. P.*, New York City and vicinity, 16th Int. Geol. Congress, Washington, 151, 1933.
12. *Bertacchi P. E., Carabelli E., Sampaolo A.*, A contribution to the use of geophysical methods for investigation of rock masses, Proc. Inst. Int. Congress Rock Mechanics, Lisabon, I, 45—54, 1967.
13. *Bjerrum L.*, Stability of natural slopes in quick clay, Norwegian Geotechn. Inst., No. 10, Oslo, 1955.
14. *Bjerrum L.*, Progressive failure in slopes of overconsolidate plastic clays and clay shales, Norwegian Geotechn. Inst., No. 77, 29, Oslo, 1968.
15. *Bjerrum L., Jorstad F.*, Stability of rock slopes in Norway, Norwegian Geotechn. Inst., No. 67, 60—78, Oslo, 1966.
16. *Blatter Ch. F.*, Sondierung und Projektionen für Talsperren, Wasser- und Energiewirtschaft, Zürich, 1956.
17. *Bloom A. L.*, The surface of the earth, Prentice-Hall, Inc., New Jersey, 152, 1969.
18. *Bonte A.*, Introduction à la lecture des cartes géologiques, Masson et Cie., Paris, 277, 1969.
19. *Borecki M., Kidybinski A.*, Problems of stress measurements in rocks taken in the Polish coal industry, Proc. 1st Int. Congress Rock Mechanics, II, 9—16, 1966.
20. *Bouvet M. J.*, Les terrassements du Canal de Donzère-Mondragon, Ann. Inst. tech., Paris, 1950.
21. *Брайт П. И., Козаков А. И.*, Наблюдения за осадками фундамента многоэтажного здания на Смоленской площади в Москве, Строительн. промышл., 1950.

22. *Burwell E. B., Nomeymaker B. C.*, Geology in dam construction, Geol. Soc. Am., Berkeley Vol., 12—43, Washington, 1950.
23. *Buxtorf A.*, Prognosen und Befunde beim Hauensteinbasis- und Grenchenbergtunnel und die Bedeutung der letzteren für die Geologie des Juragebirges, Verhandl. d. Naturforsch. Gesell. in Basel, 27, 184—254, 1916.
24. *Cambefort H.*, Etanchement et consolidation des roches, Felsmech. u. Ingenieurgeologie, Vol. 1/2, 1963.
25. *Cambefort H.*, Forages et sondages, leur emploi dans les travaux publics, Paris, 426, 1966.
26. *Cambefort H.*, Géotechnique de l'ingénieur et reconnaissance des sols, Ed. Eyrolles, Paris, 345, 1971.
27. *Campo del A., Peironcelly J. M., Maroto L.*, Foundation of the Santa Eulalia Arch Dam. Trans., 9th ICOLD, Q32, 32, 1967.
28. *Carati F.*, L'impianto idroelettrico di Premadio, L'Energia Elettrica, Milano, 1958.
29. *Casagrande A.*, Classification and identification of soils, Trans. A. S. C. E., 113, New York, 1948.
30. *Ciampi G.*, Diaframma nell'alveo epigenetico del bacino del Senaiga, Geotecnica, Milano, 1958.
31. *Coates D. F.*, Classification of rocks mechanics, Inter. Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 1, no. 3, 421—429, 1964.
32. *Corns C. F., Nesbitt R. H.*, Sliding stability of three dams on weak rock foundation, Trans. 9th ICOLD, 1, 463—486, Q 32, 29, 1967.
33. *Collin A.*, Glissements spontanés des terrains argileux, Carilian—Goeury et Dalmont, Paris, 1846.
34. *Цытович Н. А.*, Механика грунтов, Москва, 528 стр., 1963.
35. *Дандуров М. И.*, Туннели, Москва, 1952.
36. *Dapples E. C.*, Basic Geology for Science and Engineering, John Wiley and Sons, London, 609, 1959.
37. *Deere D. V.*, Geological considerations, In *Stagg K. G., Zienkiewicz O. C.*, Rock Mechanics in Engineering Practice, J. Wiley and Sons, London, 1968.
38. *Deere D. V., Hendron A. J., Patton F. D., Cording E. J.*, Design of surface and near-surface constructions in rock, Proc. 8th Symposium of Rock Mechanics, Ed. Ch. Fairhurst, 237—302, Univ. of Minnesota, 1966.
39. *Desio A.*, Geological features of the reservoirs and of the dam foundation rocks, in Dams for hydroelectric power in Italy, Milano, 1961.
40. *Desio A.*, Geologia applicata alla Ingegneria, Hoepli, Milano, 1194, 1973.
41. *Dodd J. S.*, Morrow Point Underground Power plant rock mechanics investigations, U. S. Bureau of Reclamation, Denver, Col., 1967.
42. *Dow R. B.*, Some rheological properties under high pressure, Rheology 1. Acad. Press, New York, 1956.
43. *Drouhin G.*, Sedimentation des reservoirs et problèmes connexes, 4^e Congrès des Grands Barrages, New Delhi, 1951.
44. *Brouhin G., Gautier M., Dervieux F.*, Slide and subsidence of the hills of St. Rafael—Télemly, Proc. of the II, Int. Conf. on Soil Mech. and Found, Eng. V, 104, 106, 1948.
45. *Dvořák A.*, Test of anisotropic shales for foundation of large bridges, Proc. I. Int. Congress on Rock Mechanics, 537—541, Lisbon, 1966.
46. *Dvořák A.*, Seismic and static modulus of rock masses, Proc. 2nd Congress Rock Mechanics, I, 313—317, Beograd, 1970.
47. *Dvořák A.*, Über felsmechanische Untersuchungen für den Talsperrenbau, Bergakademie, Leipzig, 22, 4, 189—252, 1970.
48. *Eckel E. B.*, Ed., Landslides and engineering practice, Highway Research Board, Spec. Rep. 29, NAS—NRC 544, Washington, 232, 1958.
49. *Eden W. J., Fletcher E. B., Mitchell R. I.*, South Nation River landslide 16, 1971.

50. *Eisenstein Z., Morrison N. A.*, Prediction of foundation deformations in Edmonton using an in situ pressure probe, *Canadian Geotechnical Journal*, **10**, 2, 193—210, May 1971, *Canad. Geotech. Journal*, 8/3, 446—451, Ottawa, 1973.
51. *Емельянова Е. П.*, Основные закономерности оползневых процессов, Изд-во «Недра», Москва, 310 стр., 1972.
52. Engineering geology in country planning, Proc. of Section 12 Int. Geol. Congress, Prague, 1969.
53. *Enslin J. E.*, Sinkholes in dolomite, *Trans. South Afr. Inst. Civ. Eng.*, **1**, No. 5, 1951.
54. *Евдокимов П. Д.*, Проектирование и строительство земляных и каменно-набросных плотин в СССР, X Межд. конгр. по большим плотинам, **1**, вопр. 36, докл. 8, стр. 137—149, 1970.
55. *Fencl J., Záruba Q.*, Geologické poměry okolí Lázní Teplic v Čechách, *Sborník UUG*, **22**, 427—484, 1956.
56. *Fuhr T., Legget R. F.*, ed., *Reviews in Engineering Geology*, Geol. Soc. America, New York, 1962.
57. *Fookes P. G., Dearman W. R., Franklin J. A.*, Some engineering aspects of rock weathering with field examples from Dartmoor and elsewhere, *Quart. Journ. Eng. Geol.*, **4**, No. 3, 139—185, London, 1971.
58. *Fujii T.*, Fault treatment at Nagawado Dam. *Trans. 10th IGOLD*, **II**, Q 37, 9, 1970.
59. *Geology and Fondation Treatment*, Tennessee Valley Auth., **22**, Washington, 1949.
60. *Gignoux M., Barbier R.*, Géologie des barrages et des aménagementst hydrauliques, Masson et Cie, Paris, 339, 1955.
61. *Gilg B.*, Mauvoisin arch dam, in *Behaviour of large Swiss dams*, Zürich, 199—211, 1964a.
62. *Gilg B.*, Göschener Alp, in *Behaviour of large Swiss dams*, Zürich, 297—307, 1964b.
63. *Glossop R.*, The rise of geotechnique and its influence on engineering practice, *Géotechnique*, **18**, 105—150, London, 1968.
64. *Goguel J.*, Application de la géologie aux travaux de l'ingénieur, Masson et Cie, ed., Paris, 373, 1967.
65. *Goguel J., Humbert M.*, Carte des risques géologiques pour la commune de Peisey-Nancroix (Haute-Savoie), BRGM Orléans, 1972.
66. *Goodman R. E., Taylor R. L., Brekke T. L.*, A model for the mechanics of jointed rock, *Proc. ASCE*, 5937, SM 3, 637—659, 1968.
67. *Gramberg J.*, The axial cleavage fracture in brittle materials at compressive loadings, *Laboratory of Mining*, T. Univ. Delft, 1963.
68. *Гришин М. М.*, Гидротехнические сооружения, **I, II**, Москва, 1954.
69. *Harib P.*, Introduction à la fissuration des roches, *Revue de l'Industrie Minière*, **5**, Paris, 1968.
70. *Haefeli R.*, Creep problems in soils, snow and ice, *Proc. of the 3rd Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.*, **III**, 238—251, Zürich, 1953.
71. *Haffen M.*, Grouting deep alluvial fill in the Durance river valley, *Serre Ponçon Dam, France*, *Eng. Geology Case Histories*, No. 4, 33—44, New York, 1963.
72. *Haffen M.*, Etanchement et consolidation des terrains alluvionnaires, Paris, 31, 1967.
73. *Hammer W.*, Geologische Beobachtungen beim Bau des Wasserkraftwerkes bei Mallnitz. *Jahrb. des Geol. Bundesamtes*, Wien, 1927.
74. *Hansen W. R.*, Effects of the earthquake of March 27 1964, at Anchorage, Alaska, *Geol. Survey Prop. Paper 542-A*, Washington, 1964.
75. *Harrison J. V., Falcon N. L.*, Gravity collapse structures and mountain ranges, as exemplified in south-western Persia, *Quart. Jour. Geol. Soc.*, **92**, 91—102, London, 1936.

76. *Hast N.*, Recent rock pressure measurements and their implications for dam building, *Trans. 8, Int. Congress on Large Dams*, 1, Edinburgh, 1964.
77. *Heim A.*, Der Bergsturz von Elm, *Zeitschr. der Deutsch. geol. Ges.*, 1882.
78. *Heim A.*, Bergsturz und Menschenleben, *Naturf. Gesell.*, Zürich, 218, 1932.
79. *Hollingworth S. E., Taylor J. H., Kellaway G. A.*, Large-scale superficial structures in the Northampton Ironstone Field, *Quart. Journ. of Geol. Soc.*, 100, 1—44, London, 1944.
80. *Horský O., Müller K., Trávníček L.*, Průzkum porušení čedičového příkrovu v přehradním místě Slezká Harta geologicko-geofyzikálními metodami, *Sborník HIG*, 10, 39—58, 1972.
81. *Houska J.*, Zkoušky pevnosti hornin v laboratorii, *Metodika inž. geol. výzkumu pevných hornin*, Academia, Praha, 50—74, 1963.
82. *Hruban K.*, Přetvoření a napjatost nelineárního poloprostoru, *Rozpravy ČSAV*, 68, 1, 1958.
83. Hydroelectric development of river Po at Isola Serafini, *Soc. Idroelettrica Medio Alige*, Milano, 1961.
84. *Idriss I. M., Seed H. B.*, Response of earth banks during earthquakes, *Jour. Soil Mech. Found. Eng.*, SM3, *Proc. Am. Soc. Civ. Eng.*, 61—82, 1967.
85. *Ilie M.*, Cercetari geologice in Bazinul Transilvaniei, *An. Com. Geol.*, 28, 354—358, Bucuresti, 1955.
86. *Ischy E.*, Barrage de Castillon, Lutte contre les erosions souterraines, 3^e Congrès des Grand Barrages, Stockholm, 1948.
87. *Ischy E., Haffen M.*, Barrage de Serre-Ponçon, Campagne de reconnaissance, 5^e Congrès des Grands Barrages, Paris, 29, 1955.
88. *Jähde A.*, Injektionen zur Verbesserung von Baugrund und Bauwerk, Berlin, 1953.
89. *Jevdjevič V. M.*, Les bassins d'accumulation en terrains karstiques, V. Congrès de grands barrages, Paris, 1955.
90. *Jovanović D.*, Dams in Ethiopia, in *World's dams today*, Tokyo, 132—137, 1970.
91. *Karl F.*, Ein Beispiel für die Anwendung gefügeanalytischer Arbeitsmethoden in der Baugesologie, Geologie und Bauwesen, Wien, 1954.
92. *Kellaway G. A., Taylor J. H.*, The influence of landslipping on the development of the City of Bath, England, 23rd Internat. Geol. Congr., *Proceed. Sect. 12*, Prague, 1968.
93. *Kerisel J., Sivignon E. C.*, Géologie et géotechnique, *Travaux*, 13—20, Paris, 1969.
94. *Kiersch G. A.*, Vaiont reservoir disaster, *Civil. Eng.*, 34, 32—39, 1964.
95. *Kieslinger A.*, Restspannung und Entspannung im Gestein, *Geologie u. Bauwesen*, 24, 95—112, 1958.
96. *Knill J. L.*, Engineering geology of the Cruachan Underground Power Station, *Eng. Geol.*, 6/4, 289—312, Amsterdam, 1972.
97. *Knill J. L., Price D. G., Higginbottom I. E.*, Aspects of the engineering geology of the City of Bristol, 23rd Internat. Geol. Congr., *Proceed. Sect. 12*, Prague, 1968.
98. *Ko H. Y., Scott R. F.*, A new soil testing apparatus, *Geotechnique*, 17, 40—57, 1967.
99. *Kojan E., Hutchinson J. N.*, The rockslide—debris flow on the Mantaro River, Peru, *Geol. Soc. of America*, 1974.
100. *Коломенский Н. В.*, Методические указания по изучению процессов выветривания горных пород для инженерно-геологических целей. Госгеолиздат, Москва, 1952.
101. *Krantz W.*, Einbrüche—Künstliche Erdfälle beim Bau des Weissenstein—Tunnels, *Bauzeitung*, 19, 187, 188, 1928.
102. *Krynine D. P., Judd W. R.*, Principles of Engineering Geology and Geotechnics, McGraw-Hill, New York, 730, 1957.

103. *Kujundžić B., Colić B., Radoslavljević Z.*, Komplexe Untersuchung des mechanischen Verhaltens der Felsmasse für die Gründung der Bauwerke des Wasserkraft- und Schiffahrtsystems Derdap. Proceedings of the 11nd Congress of the ISRM, Beograd, 599—607, 1970.
104. *Lane D., Torchinsky B. B., Spinka J. V. T.*, Determination of soil moisture and density by nuclear radiation, Eng. Journal, Montreal, 1953.
105. *Lauffer H., Seeber G.*, Die Messung der Felsnachgiebigkeit mit der TIWAG-Radialpresse und ihre Kontrolle durch Dehnungsmessungen an der Druckschachtpanzerung des Kaunertalkraftwerkes, 1. Kongress der Internat. Gesel. für Felsmechanik, Lissabon, II, 347—356, 1966.
106. *Lefoulon M. R., Ischy M. E.*, Usine de Fessenheim, Protection des fouilles par injection des alluvions, 5^e Congrès des Grands Barrages, Paris, 1955.
107. *Legget R. F.*, Geology and Engineering, McGraw-Hill, New York, 884, 1963.
108. *Legget R. F.*, Cities and Geology, McGraw-Hill, New York, 624, 1973.
109. *Лушак В. И., Вронский А. В.* Влияние неоднородности грунтового основания на усилия в конструкциях бескаркасных зданий, Мат. III Всес. сов., Изд. «Будивельник», Киев, 1971.
110. *Lugeon M.*, Barrages et géologie, Librairie de l'Univ. Lausanne, 138, 1933.
111. *Mahút P.*, Príspevok k otázke dlouhodobej nekonsolidovanej pevnosti ilovitej zeminy, Inženýrské stavby, 8—9, 361—365, Bratislava, 1971.
112. *Marty M. H., Montmarin A.*, de, Le barrage de Ben-Metir, V. Congrès de grands barrages, Paris, 1955.
113. *Matula M.*, Inženýrsko-geologická klasifikace hornin, Acta Geol. Univ. Comenianae, Bratislava, 1972.
114. *McConnel D., Mielenz R. C. et al.*, Petrology of concrete affected by cement-aggregate reaction, Geol. Soc. Am., Berkey Volume, Washington, 225—250, 1950.
115. *McCulloch D. S., Bonilla M. G.*, Railroad damage in the Alaska earthquake, Jour. Soil. Mech. Found. Eng., SM5, Proc. Am. Soc. Civ. Eng., 89—100, 1967.
116. *McGill J. T.*, Growing importance of urban geology, Geol. Surv., circ. 487, Washington, 1964.
117. *Mead W. J.*, Engineering geology of dam sites, 2nd Congress of Large Dams, Washington, 1938.
118. *Меуер П. А.*, Гюмушская гидростанция Севанзангийского каскада, Гидротех. стр-во, Москва, 1936.
119. *Mejzlík L., Mengl V.*, Příspěvek ke statistickému řešení sypaných přehrad, Vodní hosp., 309—317, Praha, 1973.
120. *Mencl V.*, Mechanika zemin, NCSAV, Praha, 254, 1955.
121. *Mencl V.*, Proportions of cohesion and of internal friction in the strength of rocks, Publ. No. 61, Norges Geotekniske Institutt, Oslo, 1965.
122. *Mencl V.*, Mechanika zemin a skalních hornin, Academia, Praha, 328, 1966.
123. *Mencl V.*, Plastizitätslehre und das wirkliche Verhalten von Gebirgen, Geot. Kolloquium, Salzburg, in Felsmechanik u. Ingenieurgeologie, 1968, Suppl. IV, 1—8, 1967.
124. *Mencl V.*, Klassifikation von festen Felsmassen, 10, Ländertreffen, I. B. G., Leipzig, 122—125, Akademie-Verlag, Berlin, 1970.
125. *Mencl V.*, Vibration of structures caused by settlement of foundation rocks, Proc. 2nd ICRM, 3, 8—5, 1970.
126. *Mencl V., Mengl J.*, Tunely, SNTL, Praha, 1956.
127. *Mencl V., Trávníček I.*, Relaxationsversuche an Gesteinen, Bericht 6, Ländertreffen I. B. G., 81—84, Akademie-Verlag, Berlin, 1964.
128. *Mermel T. W.*, Progress of dam construction in the world, World's dams today, 76—78, Tokyo, 1970.
129. *Meyerhof G. G.*, Bearing capacity of foundations, Géotechnique II, 4, 301, London, 1951.

130. *Minassian W. T., Sabarly F., Londe P.*, Comment protéger les barrages-voûtes contre la pression de l'eau dans les appuis, Trans. 9th ICOLD, 1, Q 32, R 12, 1967.
131. *Moor R.*, Der Uferabbruch am Davoser See, Schweizer, Bauzeit., 82, 1923.
132. *Morgenstern N. R., Tamuly Phukan A. L.*, Stresses and displacements in a homogenous non-linear foundation, Int. Symp. Rock Mech., III-7, Madrid, 1968.
133. *Moos A., Quervain F.*, Technische Gesteinskunde, Basel, 1948.
134. *Müller L.*, Setzungen von Bauwerken auf Felsuntergrund, Vorträge der Baugrundtagung in Hannover, Hamburg, 1953a.
135. *Müller L.*, Die Darstellung geologischer Flächen in Bauplänen, Geologie und Bauwesen, Wien, 1953b.
136. *Müller L.*, Geomechanische Auswertung gefügekundlicher Details, Geologie und Bauwesen, IV/5, 1958.
137. *Müller L.*, Der Felsbau, Enke Ver. Stuttgart, 624, 1963.
138. *Müller L.*, The rock slide in the Vaiont valley, Rock Mechanics a. Eng. Geol., 2, 148—212, 1964.
139. *Nemčok A.*, Gravitational slope deformation in high mountains, 24 Inter. Geol. Congress, Section 12, Eng. Geology, 132—141, Montreal, 1972.
140. *Nemčok A., Pašek J., Rybář J.*, Classification of landslides and other mass movements, Rock Mechanics, 4, 71—78, 1972.
141. *Němeček K.*, Sanace petřínské stráně v Praze, Geol. průzkum, 9, 12, 361—363, Praha, 1969.
142. *Neuhauser E., Schober W.*, Das Kriechen der Talhänge und elastische Hebungen beim Speicher Gepatsch. Proc. of the II. Congress of the ISRM, 447, 458, Beograd, 1970.
143. *Novosad S.*, Porušení svahů v godulských vrstvách Moravsko-slezských Beskyd, Sborník geol. věd., HIG, 5, 71—86, 1966.
144. *Olivier-Martin M., Kobilinsky M.*, L'exécution d'un grand souterrain pour l'aménagement hydroélectrique d'Isère-Arc, Construction, X, 4, 145—156, 1955.
145. *Ondrášik R.*, Inžiniersko-geologický výskum kory zvetrávania skalných hornín na Slovensku, Acta geol. et geogr. univ. Comenianae, 11, 5—24, Bratislava, 1968.
146. *Пальшин Г. В., Тржцинский Ю. Б.*, Оползни в скальных и полускальных породах на склонах южного Приангарья, Геология и геофизика, 6, стр. 97—108, Новосибирск, 1964.
147. *Pašek J.*, Užití filmu a televize v geologickém průzkumu, Geologický průzkum, 8, Praha, 1959.
148. *Pašek J., Rybář J.*, Znázornění inženýrsko-geologických poměru v mapě 1 : 25 000, Geol. průzkum, 2, 45—47, Praha, 1961.
149. *Pašek J., Rybář J.*, Svahové pohyby na černomořském pobřeží Bulharska, Casopis pro miner. a geol., 14, 3—4, 273—284, Praha, 1969.
150. *Perret W. R.*, Electrical resistivity exploration as a complement to boring in deep alluvial deposits, Proc. II ISMFE, 7, Rotterdam, 1948.
151. *Песковский Л. М., Перескочкова Т. М.*, Инженерная геология, Изд-во «Высшая школа», Москва, 1971.
152. *Peter A.*, Essai de carte géotechnique, Sols-soils, 16, 13—29, 1966.
153. *Petránek J.*, Usazené horniny, Academia, Praha, 418, 1963.
154. *Petrášek J., Záruba Q.*, Použitie geodetických metód pre sledovanie pohybu na zosuvnom území medzi Sučanmi a Kľačanmi, Staveb. čas. SAV, 7, 33—42, 1959.
155. *Pfeffer F.*, Die Konstruktion des Hochhauses in Wein I, Ecke Schottenring — Kai, Österr. Bauzeitschrift, No. 6, 1955.
156. *Полянов П. Ф.* Вибраторы в разведочном бурении, Москва, 1956.
157. *Полов И. В.*, Инженерная геология, Москва, 510, 1959.
158. *Pouba Z.*, Geologické mapování, NCSAV, Praha, 523, 1959.

159. Price D. G., Engineering geology in the urban environment, Quart. Jour. Eng. Geol., 4/3, 191—208, London, 1971.
160. Приклонский В. А. и др., Инженерно-геологические изыскания для планировки и строительства городов, Москва, 1950.
161. Prokhorovich N. P., A Comparison of Surface and Subsurface Structural Patterns at Spring Creek Conduit and Dam, Trinity River Division, Central Valley Project, California, Bulletin of the Assoc. of Eng. Geologists, IX/4, 359—375, 1972.
162. Přehradní výbor, Přehrady v Československu, Příl. čas. Inženýrské stavby, Bratislava, 1967.
163. Rabcevicz L., Die Nordrampe der Transiranischen Eisenbahn, Bautechnik, 1938.
164. Rabcevicz L., The new Austrian tunnelling method, Water power, Dec. 1964, Jan. 1965, 1964, 1965.
165. Radley Squier L., Versteeg J. H., The history and correction of the Omsi-Zoo landslide, Proceed. of the 9th Annual Eng. Geol. a Soils Eng. Symposium, Boise, Idaho, 237—256, 1971.
166. Rawlings G. E., The role of the engineering geologist during construction, Quart. Jour. Eng. Geol., 4, 209—217, London, 1971.
167. Reuter F., Die Wasserdurchlässigkeitsprüfungen und Baugrundvergütung als ingenieurgeologische Untersuchungsmethode bei Talsperrenbauten, Zeitschr. für angew. Geologie Berlin, 1958a.
168. Reuter F., Hangrutschungen bei den Baustellen des Bodeswerkes, Zeitschr. für angewandte Geol., 2/3, 94—98, 1958b.
169. Rocha M., Lopes J. B., da Silva J. N., A new method of the determination of stresses inside rock masses, Proc. 1st Conf. ISRM, II, 57—68, Lisbon, 1967.
170. Rosenquist I. Th., Consideration on the sensitivity of Norwegian quick clays, Norwegian Geot. Inst., Oslo, 1953.
171. Rořh Z., Skalní proudy, ledovcové kary a ledovce, Rozpravy České akad., Praha, 1944.
172. Rořh Z., Stabilita skalních zářezů a tlaky při raření řtol v pevných horninách, Technický obzor, 53, 201—288, 312—315, Praha, 1945.
173. Rosa C. A., Сопротивление скальных пород основания гидротехнического сооружения сдвигающим усилиям, Москва, 1952.
174. Rybář J., Shrnutí vrstev na okraji hnědouhelné pánve u Kadaně, Věstník UUG, 36, 223—227, Praha, 1961.
175. Rybář J., Tektonisch beeinflusste Hangdeformationen in Braunkohlenbecken, Rock Mechanics, 3, 139—158, Wien-N. York, 1971.
176. Rybář J., Dobr J., Vrásové deformace v severočeské hnědouhelné pánvi, Sbor. geol. věd. HIG, 5, 107—139, Praha, 1966.
177. Repka L., Proudový sesuv u Řiečnice, Geol. průzkum, 5, 8—10, Praha, 1963.
178. Řžiřha F., Die Gewinnungsfestigkeit der Erd- und Felsmassen in Einschnitten, Zentralblatt der Bauverwaltung, Wien, 1889.
179. Саваренский Ф. П., Инженерная геология, Москва, 1937.
180. Seed H. B., Idriss I. M., Analysis of soil liquefaction by Niigata earthquake, Jour. Soil. Mech. Found. Eng., SM3, Proc. Am. Soc. Civ. Eng., 83—108, 1967.
181. Selli R., Trevisan L. et al., La frana del Vaiont, Annali del Museo geologico di Bologna, 32, 68, 1964.
182. Selmer-Olsen R., Blindheim O. T., On the drillability of rock by percussive drilling, Proc. 2nd Int. Conf. Rock Mechanics, ref. 5—8, Beograd, 1970.
183. Shannon Wilson E. I., Deere D. V. et al., Design of surface and near-surface constructions in rock, Proc. 8th Symposium of Rock Mechanics, Univ. of Minnesota, 237—302, 1966.

184. *Sharpe C. F. S.*, Landslides and Related Phenomena, Columbia Univ. Press, New York, 137, 1938.
185. *Shepard J. L.*, *Woodward R. J.*, *Cizienski S. F.*, *Clevenger W. A.*, Earth and earth-rock dams, J. Wiley and Son, New York, 725, 1968.
186. *Шмольсон Б. Д.*, Киевская гидроаккумулирующая электростанция, Гидротехн. стр-во, 4, Москва, 1972.
187. *Schardt H.*, Die geologischen Verhältnisse des Stau- und Kraftwerkes Wäggital, Eclogae Geol. Helvetiae, 1924.
188. *Schlosser M.*, Une méthode nouvelle d'étude de l'évolution de la microfissuration des roches mises sous contrainte, Proc. Geot. Confer. of Shear Strength of Natural Soils and Rocks, II, 258—259, Norwegian Geot. Inst., Oslo, 1968.
189. *Schneider B.*, *Menci V.*, Evaluación de los riesgos telúricos en el Callejón de Huaylas (geotechnical part), UNESCO, Paris, 2208 BMS—RD/SCE, 1970.
190. *Schultze E.*, *Muhs H.*, Bodenuntersuchungen für Ingenieurbauten, Berlin, 592, 1967.
191. *Simonds A. W.*, Final foundation treatment at Hoover Dam, Trans. Am. Soc. of Civ. Eng., 116, New York, 1951.
192. *Simonds A. W.*, *Lippold F. H.*, *Keim R. E.*, Treatment of foundations for large dams by grouting methods, Transactions of Am. Soc. Civ. Eng., 116, New York, 1951.
193. *Skempton A. W.*, Colloidal activity of clays, Proc. 3rd Int. Conf. S. M. F. E., I, Zürich, 1953.
194. *Skempton A. W.*, *Hutchinson I.*, Stability of natural slopes and embankment foundations, Proc. 7th Conf. S. M. F. E., State of the Art Volume, 291—340, Mexico, 1969.
195. *Snow D. T.*, Landslide of Cerro Condor-Sencca, Department of Ayacucho, Peru, Eng. geol. Case Histories, 5, 1—6, 1964.
196. Société Nouvelle de Construction et de Travaux, 1968, Fondations du Parc de Stationnement Souterrain "Velpeau—Boucicaut", Travaux Souterrains, 33, No. 153, 47—51, 1968.
197. *Solle G.*, Felsgleitungen in Oberägypten, Notizblatt des Hessischen Landesamtes für Bodenforschung, Wiesbaden Bd. 95, 117—147, 1967.
198. *Solonenko V. P.*, Seismogenic destruction of mountain slopes, 24. Inter. Geol. Congress, Montreal, Section 13, Engineering Geology, 284—290, 1972.
199. *Stiny J.*, Tunnelbaugeologie, Springer-Verlag, Wien, 1950.
200. *Stucky A.*, Ben Metir Dam, Water Power, 1956.
201. *Széchy K.*, Vom Bau der neuen Untergrundbahn in Budapest, Österreichische Ingenieur-Zeitschrift, 1, 7, 1958.
202. *Samalíková M.*, *Kazda J.*, Weathering phenomena in some rock-cuts on the railway near Brno, I. Int. Congress IAEG, 561—572, Paris, 1970.
203. *Skopek J.*, *Rybář J.*, *Dobr J.*, Pore-water pressure observations in a landslide, 24th Inter. Geol. Congress, Montreal, Section 13, Engineering Geology, 150—159, 1972.
204. *Taylor R. K.*, The function of the engineering geologist in urban development, Quart. Jour. Eng. Geol., 4/3, 221—239, London, 1971.
205. *Тер-Степаньян Г. И.*, О длительной устойчивости склонов, Изд-во АН Арм. ССР, Ереван, 1961.
206. *Тер-Степанян Г. И.*, Über den Mechanismus des Hakenwerfens, Felsmechanik u. Ingenieurgeologie, III/2, 1965.
207. *Тер-Степаньян Г. И.*, Типы глубоинной ползучести склонов в скальных породах, Проблемы геомеханики, 3, стр. 55—69, Ереван, 1969.
208. *Terzaghi K.*, Rock defects and loads on tunnel supports, Harvard Univ., 1946a.
209. *Terzaghi K.*, Introduction to tunnel geology, In *R. V. Proctor and*

- White T. L., Rock Tunneling with Steel Supports, The Commercial Shearing and Stamping Co., Washington, Youngstown, Ohio, 1946b.
210. Terzaghi K., Mechanics of landslides, Geol. Soc. of Am., Berkeley Volume, 83—124, New York, 1950.
211. Terzaghi K., Fünfzig Jahre Baugrunduntersuchung, Schweizerische Bauzeitung, 72, No. 4—5, Zürich, 1954.
212. Terzaghi K., Peck R. B., Soil Mechanics in Engineering Practice, Wiley and Sons, New York, 566, 1948.
213. Thomson T. F., San Jacinto Tunnel, Engineering geology in Southern California, Assoc. Eng. Geologists, 104—107, 1966.
214. Timoshenko S., Theory of Elasticity, McGraw-Hill, New York, 1934.
215. Trávníček I., Mencl V., C. Váh, zkoušky napjatosti a deformací ve stěnách štoly, Zpráva kat. geotechniky, VUT, Brno, 1966.
216. Trefzger R. F., Tecolote Tunnel, Engineering geology in Southern California, Assoc. Eng. Geologists, 108—113, 1966.
217. Trollope D. H., The mechanics of discontinua or clastic mechanics, Rock Mechanics in Engineering Practice, J. Wiley and Son, London, 275—320, 1968.
218. Ullmann F., Particular features of the Gebiden Dam of the Massa Hydroelectric scheme, World's Dams Today, Tokyo, 199—206, 1970.
219. Underwood L. B., Classification and identification of shales, Journal Soil Mech. Found. Div., A. S. C. E., SM6, 97—116, 1967.
220. Varnes D. J., Relation of landslides to sedimentary features, Applied sedimentation, J. Wiley and Sons, New York, 1950.
221. Verfel J., Provádění vodních tlakových a injekčních zkoušek, Brno, 1957.
222. Verfel J., Vztlak vody na přehradní těleso a funkce injekční clony, Sborník Přehradní dny, Bratislava, 186—199, 1969.
223. Wagner C. J., Die Beziehungen der Geologie zu den Ingenieurwissenschaften, Spielhagen und Schurich, Wien, 88, 1884.
224. Wahlstrom E. E., Tunneling in Rock, Elsevier, Amsterdam, 250, 1973.
225. Walters R. C. S., Dam Geology, Butterworth, London, 470, 1971.
226. Zajíc J., Geotechnical survey applied to underground hydroelectric plants in Czechoslovakia, Large Permanent Underground Openings, Oslo, 43—55, 1970.
227. Záruba Q., Příspěvek k významu geologie pro městské stavby komunikační, Věstník st. geol. úst., 5, 294—304, Praha, 1929.
228. Záruba Q., O stabilitě svahů nad povltavskou silnicí u Stěchovic a Vraného, Techn. obzor, 39, 293—297, 330—333, 1931.
229. Záruba Q., Výzkumné práce geologické v inženýrském stavitelství (Geological investigations in civil engineering), Masaryk. Akad. práce, Praha, 144, 1932.
230. Záruba Q., Hráz na řece San Gabriel v Kalifornii, Tech. obzor, 42, 357—359, 394—396, 1934.
231. Záruba Q., Určování těžitelnosti hornin, Zprávy veř. služby technické, Praha, 1941.
232. Záruba Q., Periglaciální zjevy v okolí Prahy, Rozpravy České akad., 34, Praha, 1943.
233. Záruba Q., Geologicky podklad a základové poměry vnitřní Prahy, Geotechnica, 5, 81, Praha, 1948.
234. Záruba Q., Deformace hornin vzniklé vytlačováním podloží, Rozpravy CSAV, 66/15, 35, 1956.
235. Záruba Q., Bulged valleys and their importance for foundation of dams, VI. Intern. Congress on Large Dams, 509—525, New York, 1958a.
236. Záruba Q., Plastische Verformung von Schichten in Tälern und ihre Bedeutung für die Gründung von Bauwerken, Zeitschr. f. angew. Geol., 60, 425—428, 1960.

237. Záruba Q., Glaukonit, ein Faktor der erhöhten Neigung zu Rutschungen, Bergakad, Jahrb., 13, 175—181, Freiberg, 1961.
238. Záruba Q., Determination of the height of grouting pressure, VII, Intern. Congr. on Large Dams, Transact. II, 41—45, Roma, 1961.
239. Záruba Q., The influence of geology on the development of the City of Prague, 23 rd Int. Geol. Congress, Proc. Sec. 12, 133—144, Praha, 1968.
240. Záruba Q., The influence of hydrogeological conditions on the construction of the subway in Prague, In Large Permanent Underground Openings, 334—336, Oslo, 1970.
241. Záruba Q., Engineering geology—some experience and considerations, Bull. IAEG I, 15—21, Paris, 1970.
242. Záruba Q., Importance of Quaternary events for the geological conditions of building sites, Colloque Géologie de l'Ingénieur, Liège, 259—272, 1974.
243. Záruba Q., Andrusov D., Srovnání geologických profilů Harmaneckým tunelem na dráze Banská Bystrica—Diviaky, Techn. obzor, Praha, 1939.
244. Záruba Q., Hromada K., Technicko-geologický rozbor území města Kutné Hory, Geotechnica, Praha, 1950.
245. Záruba Q., Mencl V., Inženýrsko-geologické otázky při zakládání hydrocentrály u Sučan na Váhu, Inženýrské stavby, 7, 302—307, 1956.
246. Záruba Q., Mencl V., Rozbor sesuvů u Klačan, Rozpravy ČSAV, 68, Praha, 1958.
247. Záruba Q., Mencl V., Landslides and their control, Elsevier-Academia, Amsterdam, Prague, 205, 1969.
248. Záruba Q., Vachtl J., Pokorný M., Základy geologie a petrografie pro stavební fakulty, SNTL, Praha, 387, 1972.
249. Záruba Q., Zajíc J. et al., Geologie přehrad na Vltavě, Academia, Praha, 222, 1967.
250. Záruba Q., Zeman M., Vývoj a úkoly urbanistické geologie, Sborník geol. věd., HIG, 5, Praha, 1966.
251. Золотарев Г. С., Современные задачи инженерно-геологического изучения процессов и кор выветривания, Изд-во МГУ, Москва, стр. 4—26, 1971.
252. Zoubek V., Geologické podklady k projektu údolní přehrady u Orlických Zlákovic, 1953.

ПРЕДМЕТНЫЙ УКАЗАТЕЛЬ

- Агрессивность воды 193, 312
 Алеврит 33
 Алевролит 98, 367
 Аллювиальный конус выноса 219, 229
 Амфиболит 26, 59, 81
 Анализ агропочвенный 433
 — водно-хозяйственный 433
 — географический 433
 — геологический 433, 434
 — климатологический 434
 — псевдоупругий 49, 58, 61, 62, 76, 89, 93
 — статический 21, 29, 91, 161
 Ангидрит 115
 Анизотропия 70, 240
 Анкерное крепление 197, 209, 227, 233—235, 240, 255, 277, 288, 302
 Антиклиналь 259, 333, 334, 336
 — Грайтерская 259
 Аргиллит 24, 41, 42, 98, 119, 216, 217, 226, 367

 Бентонит 114
 Бетонные сваи 221
 — устои 235

 Вентиляция 290, 292
 Взрывчатые вещества 289
 Вибрация 122, 174—176, 184, 185
 Видоизмененный процент выхода зерна 61
 Влажность 34, 35, 37, 38, 122
 Влияние растительности 104, 123
 Вода абсорбированная 238, 249
 — агрессивная 193, 195, 214, 215, 260
 — грунтовая 122, 171, 191, 193—196, 201, 208, 214, 238, 239, 243, 441
 — жесткая 194
 — кислая 194
 — мягкая 193
 — подземная 265, 269, 270, 293
 — сильноминерализованная 194, 195
 Водонепроницаемая диафрагма 199
 Водопроницаемость водохранилища 397, 405
 — оснований 329
 — пород 313, 332, 338, 346, 353, 370, 378, 380, 422, 427, 433

 Водохранилище аккумулирующее 305
 — Боулдер 415
 — Вайонт 120, 150, 151
 — Гебиден 417, 418
 — Книнички 410
 — Нехранище 410—412
 — Перуча 405
 — Пон-дю-Лу 416, 417
 — Соте 399, 415, 416
 — Шпаллерзе 413
 Волны поперечные (сдвиговые, S волны) 54
 — продольные (сжатия, P волны) 54
 Вывал пород 89, 272, 273, 276, 280
 Выветривание 100, 123, 214, 226, 272, 324, 325
 — избирательное 229
 — морозное 102, 103, 106
 — физическое (механическое) 100, 101, 105, 108
 — химическое 112, 113
 Выемка 232, 236
 Выпор пород 197, 382—385
 Высыхание грунтов основания 171, 173, 174

 Газопроявления 290, 292
 Гидратация 115
 Гидролиз 114
 Гидроэлектростанция Изола-Сера-фини 427, 428
 — Кембс 427
 — Отмарсгейм 427
 — подземная 256, 293, 294
 — — Браз 300, 302, 303
 — — Морроу-Пойнт 298
 — — Премадио 301, 302
 — — Пруц 300, 301
 — — Хожум 303
 — Сучани 426 »
 — Фессенгейм 427, 428
 Гипс 101, 104, 114—116, 194
 Глина 24, 41, 62, 96, 204, 218, 242, 243, 284, 367
 — жирная 34, 35, 96
 — Леда 156
 — ленточная 220
 — лондонская 35, 173, 367
 — окаменелая 98

- Глина тощая 34, 96
 — чувствительная 122, 156
 Гнейс 60, 68, 118
 Горный удар 89, 286
 Гравий 33, 59, 96, 219
 Градиент геотермический 290, 291
 — гидравлический 200
 Гранит 24, 66, 86, 284, 324
 Гранулометрический состав 33, 364
 Граувакка 214, 332
 Гремучий газ 292
 Грунты 9, 62, 95, 96
 — глинистые 24, 28, 62, 240, 367
 — насыпные 186
 — несвязные 188, 236, 286
 — основания, неустойчивые 185
 — связные 31, 189, 236
- Давление боковое** 284
 — взвешивающее 406
 — гидростатическое 192, 244—246, 293, 295, 360
 — горное 9, 260, 273, 275, 280, 281, 284, 293, 310
 — контактное 52
 — набухания 42
 — на обделку туннеля 261, 265, 269, 270, 276
 — поровое 32, 38, 80, 243, 246, 287
 — пород, истинное 280
 — разуплотнения 284
 — смещения 280
 — фильтрационное 199, 406, 409
 — цементации 381, 384
 — эффективное 193, 210
Движение склонов 8, 120, 228
Дезинтеграция пород 100, 104
Детритус 218
Деформационное упрочение 65—67, 70
Деформационные свойства грунтов
 основания 177, 180
Деформация 91, 201, 246
 — бочонковидная 63, 85
 — вязко-пластическая 285
 — длительная 73
 — катакластическая 66, 67
 — нормальная 47
 — общая 110
 — основания 174, 177
 — остаточная 110
 — пластическая 48, 57—59, 64, 70, 241, 242, 280
 — сдвига 55, 56, 58, 62, 279, 285
 — сооружения 221
 — упругая 47, 57—59, 110, 175
Диаграмма круговая 29
- Диаграмма напряжение — деформация** 48
 — радиальная 29
 — трещиноватости 360
Дилатансия 9, 23, 32, 67—70, 76, 78, 81, 234, 239—242
Дисконтинуальность 9, 25
Долина переуглубленная 319, 400
 — погребенная 398, 399
 — речная 441
Дренаж 192, 193, 199, 200, 212, 213, 227, 231, 238, 242—245, 247, 250, 265, 431
Дренажные галереи 269, 298, 349
 — колодцы 193
 — скважины 227, 233, 287, 356
 — трубы 194, 249
 — устройства 248, 255, 295, 355, 432
- Заилнение водохранилища** 407, 414, 417, 418
Закон Гука 49, 57
Здание электростанции 305, 312, 323
Землетрясение 169
 — в Аляске 170
 — — Мехико 170
 — — Перу 170
 — — Турции 169
Земляное полотно дорог 247
Зона активная 221
 — выветривания 116—119
 — контрактантная 241
 — неизменных напряжений 281
 — оползевая 241
 — повышенных напряжений 281
 — разгрузки 281
 — разломов 215
 — разрушения 73
 — разуплотнения 281—285
 — растяжения 277, 279, 281
 — сдвиговая 125
 — скольжения 64, 72, 73
 — Шалует 259
- Известняки** 24, 33, 41, 66, 86, 332, 338, 400
 — закарстованные 215, 338, 339, 398, 402, 405
Изгиб торцов пластов 127—130
Изменение объема 50, 57, 58
Ил 33, 96
 — окаменелый 98
Инженерно-геологические изыскания
 210, 260, 288, 311, 420, 422, 440, 442
 — — в районах водохранилищ 396

- Инженерно-геологические изыскания
 — деталильные 312
 — для земляных плотин 362
 — на площадке электростанции 425
 — на створах плотин 315
 — предварительные 311, 312
 Испытания сдвиговые 75
 — сейсмические 53, 60
 — трехосные 61
 Исследования геологические 16, 249, 262
 — в период строительства 16, 19
 — деталильные 16, 18, 228
 — предварительные 16, 226
 — геофизические 60, 283, 312
- Калифорнийский несущий коэффициент 249
 Каменный поток 126, 132, 133, 138, 150
 Канал деривационный 421, 424
 — отводящий 424—426
 — подводящий 421, 423, 426
 Каолинитизация 114
 Карбонат кальция 38, 114, 115
 Карбонизация 115
 Карпатский флишевый пояс 132, 151, 155, 216, 217, 227, 232, 251, 292, 407
 Карта гидрогеологическая 437
 — инженерно-геологическая 311, 434
 — почвенная 433
 — топографическая 483
 Классификация пород 95, 288
 — — Казаранде 95, 97
 — — Терцаги 288
 — склоновых движений 123
 Консистенция 35
 Консолидация 80
 — грунтов основания 182, 185, 247
 Контрактансия 72, 74, 76, 78, 242
 Концентрация напряжений 278
 Коэффициент активности 36
 — запаса 8, 9, 92, 161, 162, 188, 189, 242, 243
 — кривизны 33
 — однородности 33
 — отпора породы 295
 — пористости 31, 32
 — Пуассона 49
 — трения 22
 — фильтрации 200
 Кристаллизация минералов 104
 Круг Мора 44, 46, 56, 237, 240
- Латеризация 115
- Лёссовые суглинки 203, 204, 366, 409, 410
 Лёссы 122, 185, 186, 220, 366
 — просадочные 186
- Макроструктура 34, 37, 40, 97
 Марказит 114, 116, 194
 Машинный зал 293, 297, 300, 302, 303
 Мергель 62, 86, 107, 216, 218, 226
 Мерзлотное воздействие 123
 Метод аналогий 91
 — извлечения материала 89
 — компенсации деформаций 90
 — конечных элементов 94
 Микротрещины 66
 Модуль деформации 48, 57, 59, 62, 177, 180, 182, 202, 215, 279, 283, 295, 296, 328, 329, 332, 338, 343
 — — мгновенной 53, 62, 89
 — жесткости 56
 — — динамический 54
 — упругости 49, 59, 328, 332
 — — динамический 54, 60
 Моласса 259
 Монтмориллонит 36, 81
 Морозостойкость грунтов основания 228
 — земляного полотна 247
 Мост 249, 251
 — арочный 252, 253
 — Вашингтона 254, 255
 — Нуленский 254
 Мостовые опоры 249, 254
 — устои 249
- Напорный водовод 294, 298, 300, 305
 Напряжение 42
 — вертикальное 86
 — главное 45, 47, 91, 233
 — — максимальное 79
 — — среднее 83
 — горизонтальное 86, 87, 89
 — контактное 43, 180, 187, 205
 — нормальное 43, 44, 56, 237, 240, 241
 — остаточное 102, 197, 198, 241
 — растягивающее 22, 63, 241, 278, 279
 — сдвиговое 22
 — сжимающее 278, 279
 — тангенциальное 43, 44
 — эффективное 80, 243
 Насыпь 245
 Нелинейная упругость 59
 Неравномерность осадки 202—207, 213, 221

- Несущая способность грунтов основания 171, 187—190, 201—204, 208, 209, 218, 220, 225, 228, 251, 441
 — земляного полотна 247, 249
 — известняков 338
 Нормы Люжона 371, 380
- Обвал 125, 126, 154
 Обделка туннеля 261, 265, 269, 270, 273, 280, 282, 288, 293, 295—297
 Область деформационного упрочения 62
 Объемные изменения грунтов основания 171, 216, 218, 226, 285
 Объемный вес 32, 37, 187
 — затопленный 34
 — эффективный 189
 Окисление 114
 Оползень 28, 120, 215, 218, 234, 273, 321, 400, 418, 422, 429, 443
 — Анкоридж 157, 170
 — асеквентный 124
 — Бартанг 154
 — блоковый 145, 147, 148
 — Ваердал 157
 — Вайонт 121, 151
 — в чувствительных глинах 156
 — глубокий 239, 322
 — гравитационный 153
 — действующий 126
 — Днебох 127
 — инсеквентный 124
 — ископаемый (древний) 145, 147, 421
 — консеквентный 124
 — Мантаро 149
 — на бортах водохранилища 407, 411—414
 — неглубокий 237
 — Петрин 130—132
 — поверхностный 126, 130, 131, 244
 — погребенный 126, 421
 — подводный 159
 — по напластованию 149—152
 — Портленд 143, 144
 Оползень-поток 125, 132
 — Гандлова 133, 135—137
 — Ричница 132, 134
 — среза 139
 — Сучани 140—143
 — Фолкстон 143
 Оползневая ступень 229
 Оползневые подвижки 226, 230, 234, 243, 247, 412
 Опытные нагнетания воды 375, 376, 378—380, 384
- Осадка грунтов основания 171, 177—179, 188, 201, 202, 251
 — насыпи 245, 247
 — плотины 329
 — сооружения 180, 190, 193, 206, 218
 — фундамента 183, 209
 Основания арочных плотин 357
 — гравитационных плотин 349
 Отложения гравелистые 219, 229, 244
 — ледниковые 219, 367
 — моренные 219, 220
 — песчано-гравелистые 219
 — склоновые 366
 — флишевые 346—348
 — флювиогляциальные 402
- Пакер 376, 377
 Пелит 33
 Переборы пород 289, 290
 Переработка бортов водохранилища 9
 Перигляциальные районы 105, 107, 109
 Песок 33, 96, 122, 218, 246
 — водонасыщенный 287
 — гравелистый 220, 368
 — пльвунный 138
 — рыхлый 185, 186
 Песчаники 39, 49, 59, 81, 116, 117, 217, 226, 284, 332, 337
 Пирит 114, 116, 194
 Пластическое течение 70, 72
 Пластичность глины 65
 Плоский домкрат Фрейсине 52, 53, 75, 91
 Плотина арочная 331
 — Борегар 389—391
 — Вайонт 407
 — Канкано 319, 320, 338, 342
 — Кастильон 341, 342
 — Курнера 361, 362
 — Мальпасе 360
 — Мовуазен 388, 389
 — Пьеви-ди-Кадоре 318, 338
 — Россенс 332
 — Сенайга 400, 401
 — Соте 398, 399
 — Фум-эль-Герза 391
 — Шошони 329, 330
 — в глинистых сланцах 343
 — метаморфических породах 324
 — известняках 338
 — метаморфических породах 324
 — осадочных породах 332
 — гравитационная 331
 — Боулдер 102, 235, 392, 393
 — Вальзе 323—325
 — Грин-Петер 353

- Плотина гравитационная Зиттербах 328
 — Зула 330
 — Камараса 340
 — Кока 330
 — Орава 356
 — Орлик 317, 331, 358, 378, 379, 387
 — Остин 418
 — Питлохри 319, 320
 — Приттибой 327
 — Раппбодде 322
 — Сент-Франсис 344
 — Слапи 408, 409
 — Уилсон 420
 — Чероки 339
 — земляная 362
 — Вигарио 364
 — Гепач 407, 408
 — Гёшененальп 372
 — Гюмушская 373
 — Каттакурганская 365
 — Лухаковице 365
 — Нехранице 370
 — Нурекская 362
 — Сер-Понсон 394—396
 — Терлицко 366
 — Фресно 364, 370
 — Ясенице 370
 — из неоднородных грунтов (зонированная) 365
 — однородного грунта 363
 — камнеабросная 369
 — Пон-дю-Лу 416
 — контрфорсная 356
 — Бен-Метир 348, 349
 — Фусино 357—359
 Плотность 31, 32, 54
 — объемная 381
 — относительная 32
 Поведение пород вязко-пластичное 286
 — дилатантное 71, 73, 74, 234, 285
 — контрактантное 72—74, 125, 233, 234, 241, 285
 — механическое 276
 — пластичное 72, 74, 241
 — псевдоконтрактантное 286
 — псевдопластичное 72
 Поверхность Людера 29
 — ослабления 102, 276, 277, 304
 — раздела 25
 — скольжения 22, 25, 64, 67, 69, 70, 78, 82, 125, 188, 240—242
 Подготовка основания 331, 335, 340, 346
 Показатель качества 40
 Показатель пластичности 35, 38
 — pH 194
 Ползучесть 125, 252
 Полости 170
 — карстовые 215, 266, 321, 339, 340
 Полувыемка 232, 236, 248
 Понижение уровня грунтовых вод 200, 287
 Пористость 31, 32
 — песка 31
 Породы выветрелые 100, 218, 226, 335
 — изверженные 26, 214
 — катакластические (обломочные) 26, 218
 — кристаллические 25
 — метаморфические 26, 214
 — нецементированные 31
 — осадочные 28
 — разуплотненные 334, 335
 — скальные 9, 63, 97, 226
 — слабые 31, 41, 98
 — твердые 31, 39, 286
 Порталы туннеля 228
 Предел дилатансии 69
 — пластичности 35
 — текучести 35
 — упругости 69
 Пределы Аттерберга 35, 38, 96
 Призма сжатия 187
 Приток воды в туннель 265, 268, 269
 Проекция Ламберта 29, 30
 Промерзание грунтов основания 171, 215
 Пропуск строительных расходов 323
 Противодавление 244, 245, 247, 335, 350, 351, 353, 355—357, 424, 441
 Прѳходка туннелей 287
 — сплошным забоем 287
 — щитовая 287, 306
 Прочность пород 23, 25, 26, 33, 39, 42, 76, 338, 369, 370, 381
 — на сдвиг 22, 76, 80, 233, 234, 243
 — — сжатие 22
 Псаммит 33
 Псефит 33
 Пучение 249, 287
 — морозное 171, 172
 Работа на критической глубине 74
 Разгрузка 197
 — напряжений 28
 Разлом 26, 215, 236, 265, 329
 — Пражский 130
 — продольный 26
 Разрушение откосов 198
 — прогрессирующее 74, 92

- Разрушение сдвиговое 76
 Разуплотнение 197, 200, 322, 326
 Растяжение 44, 47
 Релаксация 252, 272
 Рефракционный молоток Шмидта 39, 40, 53
- Сброс 215, 323, 335
 Свайная стенка 240—242
 Свод напряжений 277, 279, 281, 282, 284
 Свойства пород деформационные 42, 328
 — механические 21
 — физические 29, 31
 — фильтрационные 378, 405
 Связь кристаллические 24
 — молекулярные 24
 — цементационные 24
 Сейсмостойкость сооружений 169, 170
 Сель (мур) 125, 126, 132, 133, 136, 138, 219
 Сжатие 44, 47
 Сжимаемость пород 109, 110, 218, 220, 372
 Силикаты 24, 114
 Синклиналь 259, 335, 336
 Сланцы альгонские 109, 204, 214
 — выветрелые 215, 272
 — глинистые 9, 41, 73, 98, 99, 227, 332, 344
 — известковистые 99
 — илестые 98
 — кристаллические 325
 — ордовикские 110
 — песчаные 98
 — хлоритовые 99
 Солифлюкция 106, 126, 156
 Сопrotивление выпору 382
 — остаточное 80, 85, 353
 — сдвигу 22, 23, 77, 187, 232, 240, 242, 329, 332, 338, 345, 352, 353
 Степень инфильтрации 267
 Сульфаты 195
 Сульфиды 114
 Суффозионные пустоты 295
 Суффозионный вынос 220
 Суффозия 240, 249, 371
 Сцепление 22, 24, 76, 77
 — истинное 77
 — кажущееся 187
 — ложное 24
- Твердый сток 415—418
 Температура горных пород 290
 Температурные колебания 104
- Температурный шов 206
 Терра-росса (остаточная почва) 115
 Тешенит 145, 146
 Трение 22, 23, 76
 — негативное 193
 Трещины 28, 265
 — морозобойные 106
 — отдельности 25, 102
 — открытые 27
 — отрыва 88, 89
 — разгрузки 25, 101, 102, 280
 — разрыва 63
 — растяжения 63, 67, 85, 205
 — сдвига 64
 Туннель 256
 — Брал 265
 — Вёггитальский 271
 — Вейсенштейнский 266, 271
 — Гарманецкий 260, 262, 263, 266—268
 — гидротехнический 293
 — Готардский 266, 270, 290, 292
 — Гренченбергский 258, 259, 266, 291, 292
 — Лёчбергский 270, 292
 — метрополитена 306
 — Монт-де-Ор 266
 — напорный 293—295
 — обводной 323
 — отводящий 293, 294, 302, 305
 — подводящий 293, 305
 — Сан-Джасинто 266
 — Симплонский 260, 266, 286, 290, 292
 — Теколоте 266
 — Унтерштейнский 272, 274, 275
 — Хауенштейн 256, 257
- Угол внутреннего трения 76
 — прочности на сдвиг 76
 — распределения нагрузки 202
 — сопротивления сдвигу 77, 187, 366
 Удельный вес 38
 Уравнительный резервуар 293, 296, 297, 300
 Устойчивость склонов 321, 406, 407, 411
 Уступ отрыва 39, 140, 241
- Филлиты 99
 Фильтрационные силы 287
 Фильтрационный расход 392
 Фильтрация воды 293—295, 329, 333—335, 339, 340, 377, 397—399, 402—405, 429
 Формула скорости волн 54

- Формула Шлейшера 51, 60
Фундамент 166, 191, 200, 204
— высотного здания МГУ 205, 206
— — — на Смоленской площади 221
— глубокого заложения 200
— гостиницы в Брно 205, 207
— коробчатый 208, 211
— ленточный 202
— свайный 170, 176, 200, 201, 203, 208, 209, 214, 220
— уширенный 200, 201, 214, 220
Фундаментная балка 202, 203
— опора 204, 205
— плита 210, 221, 223
- Хрупкий сдвиговый разрыв 67
- Цементационная (противофильтрационная) завеса 9, 339, 342, 343, 349, 354—356, 365, 371, 385—387, 390, 391, 395, 396, 402, 403
Цементация 9, 287, 375, 385—389, 392, 395, 403
- Число плотности 41
— просадочности 187
Чистый сдвиг 55
- Шпунтовое ограждение 199
- Экстензометр 283
Электростанция гидроаккумулирующая 304, 428
— — Круахан 305
— — на Днестре 429
Элювий 214, 218, 367
Эрозия 101, 228, 414, 418, 430
— боковая 229
Эффект анкерный 304
— арочный 281, 283, 285, 357, 359
— Баусчингера 66
— консольный 357, 359
- Ядро плотины 366, 371—373

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие редактора перевода	5
Предисловие. <i>Перевод Р. Р. Тизделя</i>	11
Введение. Совместная работа геологов и инженеров. <i>Перевод Р. Р. Тизделя</i>	13
Глава 1. Геологические исследования. <i>Перевод В. Г. Золотарева</i>	16
1.1. Предварительные исследования	16
1.2. Детальные геологические исследования	18
1.3. Исследования в период строительства	19
Глава 2. Механические свойства пород. <i>Перевод В. Г. Золотарева</i>	21
2.1. Физическая сущность механического поведения пород	22
2.2. Характер поверхностей раздела (дисконтинуальность) и методы их изображения	25
2.3. Физические свойства пород и их показатели	29
2.4. Деформационные свойства пород	42
2.5. Прочность пород	76
2.6. Естественное напряженное состояние пород	86
2.7. Статические решения в инженерной геологии	91
2.8. Классификация пород	95
Глава 3. Выветривание пород. <i>Перевод Р. Р. Тизделя</i>	100
3.1. Физическое выветривание	101
3.2. Плейстоценовое физическое выветривание	105
3.3. Химическое выветривание	112
3.4. Исследование зон выветривания	116
Глава 4. Движения склонов и оползни. <i>Перевод В. Г. Золотарева</i>	120
4.1. Экономическое значение движения склонов	120
4.2. Факторы, вызывающие движения масс	121
4.3. Классификация склоновых движений	123
4.4. Движения поверхностных образований на склонах	127
4.5. Оползни в глинистых породах	139
4.6. Оползневые движения твердых пород	148
4.7. Особые типы движений склонов	156
4.8. Стабилизация склонов в оползневых районах	160
Глава 5. Основания гражданских и промышленных сооружений. <i>Перевод Р. Р. Тизделя</i>	166
5.1. Требования к основаниям сооружений	167
5.2. Механическое поведение грунтов основания	176

5.3. Основания сооружений и грунтовые воды	191
5.4. Проходка строительных котлованов	195
5.5. Выбор типа фундаментов	200
5.6. Изыскания на строительных площадках	210
5.7. Оценка строительной площадки	211
5.8. Характер оснований, связанный с региональными геологическими условиями	213
5.9. Измерения деформаций сооружений	221
Глава 6. Автомобильные и железные дороги. Перевод Р. Р. Тизделя	225
6.1. Геологические требования к проектам транспортных путей	225
6.2. Предварительные изыскания в районе предполагаемой трассы	226
6.3. Детальные изыскания вдоль трассы дороги	228
6.4. Выемки и полувыемки	232
6.5. Насыпи	245
6.6. Земляное полотно дорог	247
6.7. Геологические изыскания для строительства мостов и других сооружений	249
6.8. Деятельность инженеров-геологов в процессе строительства и эксплуатации	255
Глава 7. Туннели и подземные электростанции. Перевод Р. Р. Тизделя	256
7.1. Введение	256
7.2. Задачи инженерно-геологических изысканий	260
7.3. Площадные геологические исследования вдоль основной трассы туннеля	262
7.4. Гидрогеологические условия	265
7.5. Детальные исследования трассы туннеля	270
7.6. Механическое поведение пород и давление на обделку туннелей	276
7.7. Способы проходки туннелей	287
7.8. Температура горных пород и вентиляция	290
7.9. Гидротехнические туннели	293
7.10. Туннели метрополитена	306
Глава 8. Инженерно-геологические изыскания для гидротехнических сооружений. Перевод Р. Р. Тизделя	311
8.1. Предварительные изыскания	311
8.2. Детальные геологические изыскания	312
8.3. Работа геолога в процессе строительства	314
8.4. Исследования на створах плотин	315
8.5. Геоморфологические и геологические условия створа плотин	317
8.6. Плотины в изверженных и метаморфических породах	324
8.7. Плотины в осадочных породах	332
8.8. Основания гравитационных плотин	349
8.9. Основания арочных плотин	357
8.10. Геологические изыскания для земляных плотин	362
8.11. Опытные нагнетания воды, цементного и других растворов	375
8.12. Изыскания в районах водохранилищ	396
8.13. Водопроницаемость чаши водохранилища	397
8.14. Устойчивость бортов водохранилища	406
8.15. Заиление водохранилища	414
8.16. Экономические последствия затопления территории	418

8.17. Сброс воды из водохранилища	420
8.18. Инженерно-геологические изыскания площадок электростанций	425
Глава 9. Задачи геологических исследований при региональном планировании и в связи с охраной окружающей среды. <i>Перевод Р. Р. Тизделя</i>	430
9.1. Человек как геологический фактор	430
9.2. Региональное планирование	432
9.3. Геологический анализ	434
9.4. Гидрогеологический анализ	436
9.5. Геологические изыскания для планировки и строительства жилых комплексов	440
Список литературы	449
Предметный указатель	459

УВАЖАЕМЫЙ ЧИТАТЕЛЬ!

Ваши замечания о содержании книги, ее оформлении, качестве перевода и другие просим присылать по адресу: 129820, Москва, И-110, ГСП, 1-й Рижский пер., д. 2, издательство «Мир».

К. Заруба, В. Менцл

ИНЖЕНЕРНАЯ ГЕОЛОГИЯ

Научный редактор Т. И. Никифорова
Редактор Т. С. Егорова
Художник И. И. Козлов
Художественный редактор Б. Н. Юдкин
Технический редактор М. А. Страшнова
Корректор В. И. Киселева

ИБ № 1323

Сдано в набор 02.10.78. Подписано к печати 12.03.79.
Формат 60×90^{1/16}. Бумага типографская № 2.
Гарнитура литературная. Печать высокая
Объем 14,75 бум. л. Усл.-печ. л. 29,50. Уч.-изд. л. 29,80
Изд. № 5/9827. Тираж 5200 экз. Зак. 412. Цена 4 р. 40 к.

Издательство «Мир»
129820, Москва, И-110, ГСП
1-й Рижский пер., 2

Ленинградская типография № 8 ЛПО «Техническая книга»
Союзполиграфпрома при Государственном комитете СССР
по делам издательств, полиграфии и книжной торговли.
190000, Ленинград, Прачечный пер., 6

ИЗДАТЕЛЬСТВО «МИР»

выпускает в 1979 году книги зарубежных ученых
по геологии

Бауман Л., Тишendorф Г. Введение в металлогению — минерагению: *Пер. с нем., 30 л.*— 4 р. 30 коп.

В книге изложены основы анализа региональных закономерностей формирования и размещения месторождений полезных ископаемых с позиций геотектоники, магматизма, литологии, метаморфизма, геохимии, характеристика металлогенических эпох и провинций, а также минерагения ископаемых солей, горючего сырья и подземных вод. Рассмотрены типы минерагенических карт и методы их составления.

Написанная как учебное пособие, книга по своему научному уровню и актуальности рассматриваемых проблем относится к произведениям, представляющим большой интерес для широких кругов геологов производственных и научно-исследовательских организаций.

ИЗДАТЕЛЬСТВО «МИР»

готовит к выпуску в 1979 году книги серии
«Науки о Земле»:

Ранняя история Земли

Под ред. Уиндли

(The Early History of the Earth. Ed. by B. F. Windley)
Лондон, 1976 г., пер. с англ., 55 л., с илл.— 8 р. 10 к.

Сборник новейших работ ведущих зарубежных ученых по до-геологическому и раннегеологическому периодам эволюции Земли. Актуальность рассматриваемых вопросов в последние годы значительно возросла в связи с исследованиями космоса, достижениями сверхглубокого бурения и изучением дна океанов.

Книга безусловно интересна всем геологам, занимающимся изучением раннего докембрия, а также, в связи с многосторонним охватом проблем,—специалистам в области тектоники, металлогении, геохронологии, геохимии, палеомагнетизма, исследователям эволюции атмосферы, океанов и возникновения жизни на Земле.

4р. 40к.

2833