

С.Б.Ухов

СКАЛЬНЫЕ ОСНОВАНИЯ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

С. Б. УХОВ

СКАЛЬНЫЕ ОСНОВАНИЯ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

(Механические свойства и расчеты)



«ЭНЕРГИЯ»

МОСКВА 1975

В книге представлен аналитический аппарат, описывающий процессы деформирования и разрушения скальных пород — оснований гидротехнических сооружений, приводятся методики опытного определения характеристик механических свойств трещиноватых скальных пород в натурных условиях. Определяется необходимый комплекс инженерно-геологических, геофизических и геомеханических методов исследований для расчетов взаимодействия сооружений и оснований, а также сообщаются основные положения таких расчетов методом конечных элементов. Рекомендуются способы оценки влияния инженерных мероприятий на изменение механических свойств скальных пород.

Книга рассчитана на научных работников и инженеров, занимающихся изысканиями, исследованиями и проектированием гидротехнических сооружений на скальных основаниях.

У $\frac{30211-472}{051(01)-75}$ 56-75

ВВЕДЕНИЕ

Для современной гидротехники характерно строительство гидроузлов с высокими бетонными плотинами облегченных конструкций на скальных основаниях, крупногабаритными подземными выработками, высоконапорными туннелями. Давления, передаваемые плотинами на скальные основания, на площадях, измеряемых многими тысячами квадратных метров, достигают 60—90 кгс/см², пролеты выработок — ста метров и более, напоры в туннелях — десятков килограммов на квадратный сантиметр. Это выдвигает жесткие требования к обеспечению надлежащей прочности и устойчивости оснований, малой и по возможности равномерной их деформируемости, высокой степени надежности системы «сооружение — основание» и вместе с этим экономичности решения инженерных задач.

В комплексе работ по созданию гидроузла инженерные исследования и расчеты скальных оснований занимают одно из важнейших мест. Современная тенденция проектирования, рассматривающая сооружение и основание как единое целое, где составные части взаимно влияют друг на друга, требует значительного повышения уровня информации о строении, состоянии и свойствах основания, совершенствования методов анализа системы «сооружение — основание».

Массив скальных пород представляет собой сложный объект природного образования, подвергающийся видоизменению как в течение всей истории существования, так и в результате строительства гидроузла и заполнения водохранилища. При решении инженерных задач неизбежно приходится упрощать и схематизировать строение скальных оснований, выделяя те признаки,

которые окажутся существенными для поставленной задачи. Это возможно лишь на базе детальных инженерно-геологических исследований, включающих изучение геоструктурных, геоморфологических, гидрогеологических условий, современных геологических процессов, изменений в результате строительства и эксплуатации сооружений.

По сравнению с основаниями из рыхлых горных пород (грунтов), для которых геологией и механикой грунтов достаточно хорошо изучена взаимосвязь между составом, строением, состоянием и механическими свойствами, массивы скальных пород являются качественно иными телами. Прочные и весьма монолитные в образце, скальные породы в массиве рассечены трещинами, формирующими более или менее связанные между собой блоки, содержат различные по размерам зоны дробления, включения материалов, отличающихся своими свойствами и т. п. Не столько литолого-структурные особенности, сколько именно расчлененность скального массива вызывает неоднородность его свойств. Природные напряжения в таких средах формируются в течение длительных периодов времени и являются реакцией массива скальных пород на сложнейшую историю его происхождения и существования.

Проблема инженерных исследований столь сложного объекта должна решаться в соответствии со средствами ее реализации, т. е. принципиально важной является оценка возможностей инженера по учету тех или иных особенностей строения, состояния и свойств массива скальных пород в рамках решения конкретных задач.

В конечном счете инженер стремится использовать количественные методы исследования: опыты на моделях, аналитические расчеты, натурные эксперименты. Для этого он должен базироваться на соответствующих теоретических положениях механики деформируемого тела и принимать во внимание ограничения, налагаемые этой отраслью знания. В отличие от геолога объектом исследования инженера является уже не реальный массив скальных пород, а некоторая его модель, расчетная схема, более или менее адекватная действительности. При разработке такой модели приходится сталкиваться с двумя весьма противоречивыми условиями: во-первых — стремлением отразить все существенные особенности реального массива, что ведет к усложнению модели, во-

вторых — необходимостью создания достаточно простой схемы, позволяющей применять для ее анализа экспериментальные или расчетные методы механики деформируемого тела. От того, насколько успешно удастся сочетать противоречия, определяемые этими условиями, во многом зависит качество решения задачи и соответствие полученных результатов действительности.

В последние годы понятие моделей широко используется при изучении физико-механических свойств грунтов, процессов и явлений, происходящих в грунтовых и скальных основаниях [Л. 14, 69, 70 и др.]. По М. Н. Гольдштейну «моделью обычно называют систему, которая обладает свойствами, подобными свойствам моделируемого объекта (оригинала или прообраза). Модель предназначена для изучения поведения оригинала в тех или иных условиях, в которых проявляются указанные свойства». Л. Б. Розовский следующим образом определяет требования к моделям инженерно-геологических объектов: а) модель должна быть достаточно простой и удобной для использования; б) модель должна отражать все существенные черты строения и свойств массива пород; в) модель должна быть пригодна для инженерных расчетов методами механики деформируемого тела и гидромеханики; г) входящие в модель параметры должны определяться применяемыми в практике методами инженерно-геологических изысканий.

Различают следующие типы моделей:

«понятийные» — схематически выражающие основные качества объекта, например модель грунтовой массы Терцаги — Герсегованова, реологические модели в виде наборов пружин, поршней и т. п.;

физические — представляющие некоторую реальную среду, моделирующую изучаемые явления на основе общности физических процессов (электрогидродинамические и тепловые аналогии, модели из оптически активных, эквивалентных и других материалов и т. п.);

математические — изображающие поведение оригинала в терминах математических символов и операций. В них объекты, силы, события и т. п. заменяются математическими переменными, параметрами, константами. Формулировка математической модели в виде системы уравнений открывает возможность количественного анализа моделируемого объекта или явления.

«Понятийные» модели являются качественными и служат для более четкого выделения основных признаков объекта. В большинстве случаев они используются для последующего построения математических моделей. Физические и математические модели являются основными для решения инженерных задач. Их разработка для реального объекта, например массива скальных пород, сопряжена со значительными трудностями и требует схематизации его строения и состояния и идеализации свойств, т. е. замены реального объекта некоторыми идеализированными представлениями о нем. Как отмечает М. Н. Гольдштейн, идеализация допустима лишь до тех пор, пока результаты исследований, основанных на принятых допущениях, оправдываются опытом и имеют практически приемлемую точность. Однако в процессе разработки моделей обычно не удается воспользоваться количественными критериями для проверки справедливости элементов схематизации и идеализации, вводимых на различных этапах. Поэтому приходится основывать анализ допущений на их непротиворечивости физическим представлениям о работе материалов и подчеркнутым в процессе исследования закономерностям

Одновременно со схематизацией строения и идеализацией свойств материала прибегают к упрощениям в самой постановке задачи, т. е. пренебрежению второстепенными для рассматриваемых вопросов свойствами, процессами и явлениями. Это неизбежно связано с ограниченными возможностями аппарата физического и математического методов исследования.

Исходя из сказанного, общую постановку комплекса инженерных исследований скальных оснований гидротехнических сооружений можно разделить на следующие составляющие:

изучение массивов скальных пород как объектов природного образования, выделение их специфических особенностей, которые могут оказаться существенными для решаемой инженерной задачи, представление реальных массивов в виде схем, отражающих особенности их строения и состояния;

изучение закономерностей деформируемости и прочности трещиноватых скальных пород, исследование механических свойств реальных массивов и разработка расчетных схем (геомеханических моделей) скальных оснований применительно к решаемой задаче и в соответ-

ствии с особенностями их строения и состояния. При этом необходимо принимать во внимание возможности предполагаемых методов анализа;

решение задачи — т. е. определение напряжений, перемещений, деформаций, оценка прочности и устойчивости массива скальных пород — в рамках принятой расчетной схемы теми или иными методами механики деформируемого тела.

Отметим, что иногда геомеханическими моделями называют физические модели, используемые в экспериментальных исследованиях системы «сооружение — основание». В настоящей работе понятие геомеханической модели массива скальных пород соответствует представлениям, сформулированным Н. А. Цытовичем [Л. 102] и автором [Л. 46, 88].

Перечисленные вопросы тесно связаны между собой, пути и методы их решения взаимозависимы и взаимообусловлены. Оптимальное решение может быть достигнуто только при четкой постановке общей задачи, согласовании требований к каждому этапу исследований, взаимодействии в работе инженеров-геологов, специалистов в области механики грунтов и скальных пород (геомехаников) и инженеров-гидротехников. Для этого инженер-геолог должен знать, как и какие исследования будет проводить геомеханик для построения геомеханической модели, какие принципы положены в их основу, отдавать себе отчет в том, как инженер-гидротехник будет реализовывать при расчете и проектировании данные, представленные ему геологом и геомехаником. Геомеханик в свою очередь должен хорошо понимать особенности строения и состояния массива пород, уметь учитывать их при проведении геомеханических исследований и отражать при разработке расчетной схемы, четко представлять себе возможности инженера-гидротехника для решения поставленных задач. Гидротехник также не может ограничиваться лишь реализацией данных, представленных ему геомехаником и геологом. Он должен ясно представлять себе весь путь исследований, предшествующих разработке расчетной схемы, условия, предпосылки и допущения, принятые на разных этапах этого пути, и т. д. Основной фигурой триумвирата «геолог — геомеханик — гидротехник» является именно гидротехник, в частности главный инженер проекта, и от того, насколько он сумеет с помощью остальных

специалистов охватить всю картину в целом, зависит общий успех решения проблемы.

В настоящей работе автор предпринял попытку рассмотреть во взаимосвязи составляющие указанного выше комплекса инженерных исследований скальных оснований гидротехнических сооружений. Основное внимание уделяется геомеханическим (деформационным и прочностным) исследованиям оснований. Вопросы фильтрации не рассматриваются. Поскольку требования к геомеханическим исследованиям скальных оснований в значительной степени определяются тем, как результаты этих исследований будут реализованы для оценки взаимодействия сооружения и основания, в работе приводятся основные положения современных расчетов сложных неоднородных систем с использованием электронных вычислительных машин.

Автор стремился обобщить опыт отечественных и зарубежных исследований скальных оснований, опубликованных в монографиях, журнальных статьях, трудах конгрессов и совещаний и осуществленных в проектных разработках. В значительной мере автор основывался на результатах более чем десятилетних исследований руководимой им лаборатории механики скальных пород кафедры механики грунтов, оснований и фундаментов МИСИ имени В. В. Куйбышева.

Работа выполнена под общим научным руководством заведующего кафедрой чл.-корр. АН СССР Н. А. Цытовича, которому автор выражает искреннюю благодарность.

Автор считает своим долгом отметить, что в исследованиях отдельных вопросов общей проблемы, рассмотренной в настоящей работе, принимали творческое участие научные сотрудники лаборатории: А. М. Корнилов, В. Н. Бурлаков, П. Б. Котов, В. Л. Кубецкий, А. С. Паненков, В. В. Семенов, И. Н. Терновский.

Автор признателен Ю. Б. Мгалобелову и И. В. Дудлеру за полезные советы, сделанные ими в процессе подготовки рукописи к печати.

Все замечания и пожелания по книге просьба направлять по адресу: 113114, Москва, М-114, Шлюзовая наб., 10, изд-во «Энергия».

Автор

Глава первая

МАССИВ СКАЛЬНЫХ ПОРОД КАК МЕХАНИЧЕСКАЯ СРЕДА

1-1. ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ ОСОБЕННОСТИ МАССИВОВ СКАЛЬНЫХ ПОРОД

Горные породы представляют собой плотные или рыхлые агрегаты минералов или обломков других пород, также состоящих из минералов. Каждая горная порода обладает относительно постоянным минералогическим составом и присущей ей структурой и текстурой.

С инженерно-геологической точки зрения по общности прочностных, деформационных и фильтрационных свойств горных пород обычно выделяются следующие типы: скальные, полускальные, нескальные (связные, несвязные). Эти типы выделяются в соответствии с основными классами пород, отражающими особенности структурных связей между минеральными частицами и агрегатами.

В инженерной практике часто различают скальные породы и грунты. По Н. А. Цытовичу [Л. 100] грунтами называют все рыхлые горные породы коры выветривания литосферы — несвязные (сыпучие) или связные, в которых прочность связей во много раз меньше прочности минеральных частиц. К скальным относят горные породы, в которых жесткие связи минеральных агрегатов и зерен имеют прочность того же порядка, что и прочность самих частиц. Несмотря на некоторую условность такого разделения, оно оправдывается тем, что механические свойства, поведение под нагрузкой, а следовательно,

методы исследований и способы производства работ для грунтовых и скальных оснований существенно различны¹.

Скальные горные породы весьма разнообразны по своему происхождению и условиям образования. Они могут быть представлены тремя генетическими группами: магматической, осадочной и метаморфической. Наиболее типичными представителями являются большинство магматических пород (граниты, сиениты, диориты, габбро, порфириты, диабазы, базальты и др.), многие метаморфические породы (кварциты, гнейсы, мраморы, кристаллические сланцы и др.), а также некоторые виды осадочных пород механического (кремнистые песчаники, конгломераты, брекчии и др.), химического и органогенного происхождения (ангидриты, известняки и др.). Всем этим породам присущи определенные минералогический состав, структура и текстура.

Условия образования и существования горных пород осложняются эндогенными и экзогенными процессами, приводящими к дислокации пород, изменениям их состава, строения и свойств. В конечном итоге это определяет формирование неоднородных массивов скальных пород. Сравнительно однородное строение массива является скорее исключением, чем правилом, и встречается лишь в некоторых равнинных областях. Особенно сложны геологические условия в горных районах. Процессы складкообразования здесь приводят к весьма причудливому взаимному расположению пластов, неотектоника и землетрясения делают горные структуры неустойчивыми, деятельность рек проявляется в образовании глубоких каньонов, ущелий, усилении процессов выветривания и т. д. (Л. Д. Белый [Л. 46]).

Рассматривая массив скальных пород как специфическую в механическом отношении среду, выделим прежде всего следующие факторы, обусловленные его составом, строением и состоянием: трещиноватость и блочность, неоднородность и анизотропию, природные напряжения.

Трещиноватость и блочность скальных пород. Известно, что реальные материалы содержат в своей структуре элементы дискретности при любом масштабе исследования. В частности, дефектами кристаллической решетки

¹ В инженерной геологии грунтами принято называть все горные породы, используемые в качестве основания, среды или материала для возведения сооружений. **П р и м. р е д.**

минералов объясняется различие в сотни и тысячи раз между теоретической и фактической прочностью. Весьма сильно проявляются дефекты строения скальной породы в масштабе образца. Поры, микротрещины и другие нарушения приводят к тому, что пустотность образцов скальных пород, часто оцениваемых визуально как монолитные, сплошные тела, оказывается весьма заметной.

Пористость образцов скальных пород оказывает большое влияние на характеристики их механических

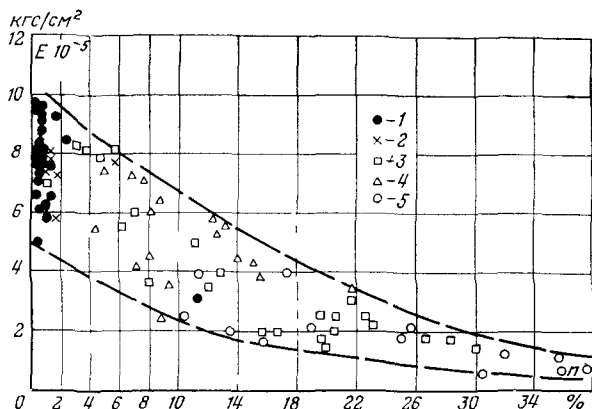


Рис 1-1. Зависимость модуля деформации E от пористости n для образцов скальных пород.

1 — мрамор, 2 — известняк, 3 — доломит; 4, 5 — известняк

свойств. На рис. 1-1 показана зависимость модуля деформации некоторых типов карбонатных пород от их пористости по данным Б. П. Беликова [Л. 4], на рис. 1-2 — временного сопротивления сжатию образцов пород от пористости по данным ряда авторов. По мере увеличения пористости происходит резкое уменьшение модуля деформации E и прочности $\sigma_{сж}$ образцов. В области малой пористости разброс опытных точек более значительный, чем в области большой пористости. Отсюда можно предположить, что дефектность скальной породы (пористости — для образцов, пустотности — для больших объемов) по мере возрастания будет оказывать определяющее по сравнению с минералогическим составом влияние на механические свойства породы. Тогда для инженерных исследований скальных оснований определяющее значение будут иметь фиксируемые в полевых геологических наблюдениях трещины, пересекающие

ных пород оказывают тектонические трещины. По механизму образования различают сколовые трещины, характеризующиеся большой протяженностью и сравнительно постоянной частотой развития, и трещины отрыва — не выдержанные по положению в пространстве, выклинивающиеся и вновь появляющиеся на других участках. Существенно отличается морфология поверхности трещин этих типов: сколовые трещины имеют ровную и гладкую поверхность, отрыва — неровную, шероховатую. Морфология поверхности трещин может иметь существенное значение для оценки прочностных свойств породы при сдвиге по трещине. По масштабу среди тектонических трещин выделяют разломы — крупные разрывные нарушения (сбросы, взбросы, сдвиги и надвиги) со значительными относительными перемещениями крупных блоков массива. Движение блоков по главной трещине разлома вызывает появление оперяющих трещин — сопровождающих разлом и постепенно затухающих по мере удаления от него. Пересечение крупных тектонических трещин образует участки, на которых интенсивно развиваются процессы выветривания, приводящие к разрушению породы на значительную глубину.

Трещины различного происхождения делятся на скрытые, закрытые и открытые. Скрытые трещины чрезвычайно тонки, микроскопичны, трудно устанавливаются осмотром, но легко обнаруживаются при разработке, раскалывании породы молотком или при взрыве. Они являются потенциальными поверхностями разрушения. Закрытые трещины — видимые невооруженным глазом, но с плотно сближенными (сжатыми) стенками. Открытые трещины характеризуются четко видимой полостью раскрытия, они могут быть зияющими (свободными) и выполненными тем или иным материалом (глинкой трещины, милонитизированной породой и др.).

По размерам трещины могут быть малыми (внутри-слойнными) и большими (секущими). Малые трещины обычно не выходят за пределы одного пласта. В слоистых породах они рассекают отдельные пласты преимущественно в направлении перпендикулярном напластованию. Большие трещины обычно тектонического происхождения, рассекают пачки слоев и прослеживаются на расстоянии десятков, сотен метров и более.

Множество трещин, развитых в той или иной части массива, пересекаясь, образуют пространственную решет-

ку трещиноватости. М. В. Рац и С. Н. Чернышев [Л. 62] различают системный, хаотический и полигональный типы сетей трещин. Системные и хаотические сети характерны для тектонических трещин, полигональные — для первичных. В большинстве случаев приходится иметь дело с системной трещиноватостью, на которую могут накладываться и другие типы.

Системой трещин называется множество трещин, примерно параллельных друг другу. Практика показывает, что для инженерных целей такое разделение весьма удобно, так как оно позволяет упорядочить сложную сеть трещиноватости и построить достаточно четкую схему строения скального основания.

В инженерной геологии широко применяются количественные методы изучения трещиноватости, основанные на статистической обработке большого числа измерений. С. Б. Кереселидзе¹, например, отмечает, что на створе Ингурской плотины было выполнено более 13 500 замеров параметров трещин.

Основными геометрическими характеристиками трещин в пространстве являются азимут простирания и угол падения. По величине угла падения различают субвертикальные трещины ($75-90^\circ$), крутые ($45-75^\circ$), пологие ($15-45^\circ$), субгоризонтальные ($0-15^\circ$). Двумя другими важнейшими показателями трещин являются: частота трещин той или иной системы a , определяемая как среднее расстояние между соседними трещинами этой системы, и ширина (раскрытие) трещины Δa .

При решении инженерных задач часто оказывается удобно вводить понятие порядка трещин, классифицируя их по ширине раскрытия. Граничные размеры трещин того или иного порядка стремятся выбирать, соотносясь с блочностью породы и характером задачи. Так, при схематизации строения основания Андиганской плотины все трещины были систематизированы по следующим порядкам: первый порядок $\Delta a > 10$ см; второй $\Delta a = 2 \div 10$ см; третий $\Delta a = 1 \div 2$ см; четвертый $\Delta a < 1$ см. Это позволило разработать удобную схему изучения деформационных свойств пород основания [Л. 88, 101].

¹ Кереселидзе С. Б. Структурно-тектонические особенности и трещиноватость карбонатных пород горно-складчатых областей как основа их инженерно-геологической оценки (на примере Ингури ГЭС). Дис. на соиск. учен. степен. канд. геолого-минералог. наук М., 1972 (МГУ).

Для оценки интегральной трещиноватости пользуются коэффициентом трещинной пустотности $K_{т.п.}$ определяемым как отношение суммарной площади полостей трещин на некоторой площадке к ее площади, выраженное в процентах. Недостаток этого показателя заключается в том, что при изучении следов трещин на плоскости могут быть не приняты во внимание трещины, субпараллельные этой плоскости. Тогда параметр $K_{т.п.}$ не будет характеризовать действительную трещиноватость участка.

Если в процессе изучения трещин на некотором участке массива уверенно выделены все системы, то оказывается возможным определить объемный коэффициент трещинной пустотности Π , иногда называемый трещинной пустотностью породы:

$$\Pi = 100 \sum_{i=1}^n \frac{\Delta a_i}{a_i + \Delta a_i} \approx 100 \sum_{i=1}^n \frac{\Delta a_i}{a_i}, \quad (1-1)$$

где n — количество систем трещин; i — номер системы.

Если массив пород расчленяется лишь крутопадающими трещинами, как это имеет место, например, в основании Андиганской плотины, где субгоризонтальные трещины составляют около 2% общего количества, то коэффициент трещинной пустотности, определенный по эталонным площадкам, с достаточной точностью характеризует общую трещинную пустотность породы участка массива.

Формула (1-1) может быть использована для определения трещинной пустотности Π_m , образованной лишь трещинами порядка m . Для этого в нее подставляют средние значения a_i и Δa_i трещин требуемого порядка. Суммарная трещинная пустотность определится как

$$\Pi = \sum_{[m]} \Pi_m. \quad (1-2)$$

Ни $K_{т.п.}$ ни Π строго не характеризуют истинной пустотности породы, так как эти показатели не учитывают пористость породы между трещинами и пористость материала — заполнителя трещин. Поэтому истинная пустотность всегда оказывается иной, чем рассчитанная по формуле (1-1).

Системы трещин, рассекая массив пород в разных направлениях, образуют отдельности (блоки) различной

формы и величины. Для механики скальных пород оказывается удобным, так же как и при классификации трещин, ввести понятие порядка отдельностей (блоков). Тогда более крупные трещины формируют блоки больших размеров, более мелкие — малых. Такое представление упрощает действительное строение скальных пород, так как трещины, особенно небольшие, не всегда располагаются в массиве так, чтобы полностью отсекают один блок от другого. Между выделенными блоками породы могут иметься своеобразные «мостики» — целики, связывающие их в единое тело весьма сложной формы. В этом случае трещины лишь «намечают» блочное строение скальной породы. Кроме того, из-за неправильной формы, неровностей и шероховатости поверхностей блоки в массиве пород всегда находятся в «зацеплении». Однако именно эти мостики и места зацепления наряду с трещинами являются потенциальными поверхностями разрушения. Приложение нагрузок к массиву скальных пород прежде всего вызывает разрушение этих участков и способствует формированию более четкого блочного строения массива.

Если расположение трещин основных систем в массиве близко к ортогональному, то легко определяется объем блока, ограниченного трещинами того или иного порядка m :

$$V = a_{mx} a_{my} a_{mz}, \quad (1-3)$$

где a_{mx} , a_{my} , a_{mz} — соответственно средние расстояния между трещинами одного и того же порядка m в системах, перпендикулярных осям x , y , z . Когда приведение трещин к ортогональной системе является слишком условным, приходится ограничиваться схематизацией строения массива в предположении равновеликой кубической формы блоков. Это позволяет ориентировочно оценить соотношение размеров блоков, ограниченных трещинами различного порядка. Средний объем блока, формируемого трещинами порядка m , равен [Л. 61, 85]:

$$V = \frac{a_{1m} a_{2m} a_{3m}}{\left(1 + \frac{\sqrt[3]{a_{1m} a_{2m} a_{3m}}}{a_{1m}}\right) \left(1 + \frac{\sqrt[3]{a_{1m} a_{2m} a_{3m}}}{a_{2m}}\right)}, \quad (1-4)$$

где a_{1m} , a_{2m} , a_{3m} — средние расстояния между трещинами одного и того же порядка m для основных трех систем

1, 2, 3; a_{4m} , a_{5m} ... — то же для второстепенных, реже встречающихся систем трещин 4, 5...

Приведенный размер блоков и соотношение размеров блоков разных порядков зависят от того, какие размеры трещин принимались в каждом случае в качестве граничных для того или иного порядка. Так, для метаморфических сланцев основания Андижанской плотины в пойменной части было установлено, что соотношение размеров блоков первого и второго порядков находилось в пределах 3,2—4,6. Для известняков основания Токтогульской плотины, как указывает В. В. Каякин¹, были выделены блоки трех порядков с размерами ребра в приведении к кубической форме: 30—40 м, 2—8 м, 0,1—0,15 м. Для коренных известняков основания плотины Вайонт Л. Мюллер [Л. 49] приводит следующие порядки блоков (по объему): 10^5 — $5 \cdot 10^6$ м³; $5 \cdot 10$ — $5 \cdot 10^3$ м³, 0,01—1,0 м³.

Неоднородность и анизотропия скальных пород. Неоднородность массива скальных пород определяется совокупностью по крайней мере следующих причин:

неоднородностью состава и физического состояния, обусловленной литологической изменчивостью пород в массиве, характером напластования, складчатости и трещиноватости различных участков, включая отдельные крупные нарушения, интрузии и зоны дробления, проявлением процессов выветривания, обводненностью и т. д.;

неоднородностью напряженного состояния, вызванной природными напряжениями в массиве пород и изменениями напряжений в результате возведения гидроузла (подрезка склонов, проходка выработок, давление от сооружений, водохранилища, изменение гидродинамического режима и т. п.);

масштабной неоднородностью — качественно и количественно различными свойствами скальных пород при исследовании разных объемов.

Взаимодействуя между собой, все эти причины формируют неоднородность механических свойств массива скальных пород.

Среди многочисленных попыток классификации неоднородности скальных пород задачам механики в наибольшей степени соответствует классификация, пред-

¹ Каякин В. В. Экзогенные изменения метаморфизованных известняков и методика их инженерно-геологического изучения. Дис. на соиск учен. степени канд. геолога-минералог. наук. М., 1971 (МГУ)

ложенная М. В. Рацем [Л. 61], который различает неоднородность четырех уровней.

Неоднородность IV уровня — неоднородность реальных кристаллов, слагающих породу: наличие дефектов кристаллической решетки, дислокаций, вакансий, межузельных атомов и т. п.

Неоднородность III уровня — неоднородность состава и структуры скальной породы: различие в химическом и минеральном составе, форме и размере зерен (кристаллов), распределении цемента и пор, различный характер контактов между зернами, наличие микротрещин и т. п.

Неоднородность II уровня — неоднородность строения и состава скальных пород в пределах одной пачки, слоя: переслаивание пород разного состава, наличие макротрещиноватости и т. п.

Неоднородность I уровня — неоднородность массива скальных пород в пределах одной формации: наличие разных по составу, структуре, текстуре горизонтов, фациальная изменчивость, различная степень литификации, тектонические разрывы, зоны гидротермальной проработки, выветривания, разгрузки и т. п. Комплекс неоднородности I уровня определяет геологическое строение массива.

Поскольку подобная классификация является лишь началом схематизации такого сложного объекта, как массив скальных пород, М. В. Рац справедливо делает следующие замечания: а) выделение дискретных уровней неоднородности является условным и преследует, в основном, конструктивные цели; б) в зависимости от изучаемых свойств пород или особенностей решаемой задачи количество уровней неоднородности может быть изменено.

Такой подход позволяет упорядочить задачи схематизации строения массива и изучения механических свойств скальных пород и поставить вопрос о влиянии неоднородности разных уровней при решении конкретных инженерных задач. Очевидно, при определенных условиях неоднородность того или иного уровня будет статистически осредняться в объеме породы, который относительно неоднородности этого уровня может рассматриваться как квазиоднородный. Например, при установлении механических свойств пород крупной пачки допустимо пренебречь неоднородностью IV уровня (неоднородность кристаллов) и зачастую неоднородностью

III уровня (неоднородность состава и структуры породы) и считать породы пачки относительно этих элементов квазиоднородными. Для оценки буримости породы, проходки выработки и т. п. неоднородность I уровня может оказаться несущественной.

Таким образом, понятие неоднородности скальных пород приобретает как бы двоякий смысл: физический, определяемый строением и состоянием породы, и технический, определяемый характером решаемой задачи. Отсюда ясно, что неоднородность скальных пород есть масштабное понятие, более или менее проявляющееся при решении конкретных задач.

Неоднородностью скальных пород можно объяснить часто встречающуюся в природе анизотропию свойств массива или отдельных его участков. Покажем это на следующем примере. Как известно, кристаллы являются телами анизотропными. Если выделить некоторый объем одинаковой по составу скальной породы, то в зависимости от взаимного расположения в нем кристаллов минералов и цемента он может оказаться как квазиизотропным (диабазы), так и анизотропным (сланцы). В более крупных объемах анизотропия может сохраниться, изменить направление осей или исчезнуть, т. е. порода станет квазиизотропной. Это будет определяться характером напластования, взаимным расположением пачек, проявлением трещиноватости и действующими напряжениями. Аналогично тому, как это было при классификации неоднородности, М. В. Рац выделяет четыре уровня анизотропии, обусловленные теми же факторами.

Наиболее часто встречающимися типами анизотропии скальных пород являются ортогональная и трансверсальная изотропия. Ортогонально-изотропными (ортотропными) будут такие породы, у которых деформационные свойства в трех взаимно перпендикулярных направлениях различны. Наиболее простой пример — участок массива, расчлененный тремя ортогональными системами трещин с существенно различной густотой для каждой системы. Д. П. Прочухан [Л. 59] ссылается на анизотропию такого типа, приводя для примера массивные известняки верхнего триаса подземной ГЭС Браз (с отношением модулей деформации в трех взаимно перпендикулярных направлениях 1:1,2:2,7) и данные испытаний образцов гранита основания плотины Альто Робаго (с отношением модулей деформации 1:1,9:2,3).

Трансверсально-изотропные породы — это те, у которых в некоторой плоскости (плоскость изотропии) деформационные свойства постоянны и имеют одно значение, а в перпендикулярном к ней направлении — другое. Типичными представителями таких пород являются сланцы, переслаивание песчаников, аргиллитов и алевролитов (флишевые напластования), т. е. породы с ярко выраженной параллельной системой дефектов или материалов с различными свойствами. Так, проведенные нами исследования образцов хлоритовых сланцев основания Кировской плотины показали, что для них отношение динамических модулей упругости вдоль и поперек сланцеватости достигало 1,6—1,8. В более крупных объемах (1—3 м³) из-за гофрировки сланцеватости — изменчивости направления осей анизотропии — наибольшее отношение динамических модулей упругости снизилось до 1,3. Л. Мюллер приводит данные о весьма значительных отношениях модулей деформации: до 2,5 раз (глинистые сланцы), до 3 раз (выветрелые, трещиноватые граниты).

Сложность представления скальных пород в виде анизотропных тел вызывается тем, что по сравнению с изотропными у них резко возрастает количество независимых переменных (показателей деформируемости), характеризующих напряженно-деформированное состояние массива.

Современные методы исследования массивов скальных пород позволяют выявить некоторые закономерности их неоднородности и анизотропии.

В качестве примера на рис. 1-3 представлены результаты исследований, проведенных на различных объектах. На рис. 1-3,а показано изменение скорости упругих колебаний v_i с глубиной h для метаморфических сланцев основания Андиганской плотины (А. С. Паненков [Л. 46]). Кривая 1 — по данным сейсмопросвечивания в скважинах, пройденных на пойменном участке основания при расстоянии между ними 50—85 м, кривая 2 — по данным ультразвукового каротажа с базой просвечивания примерно 50 см. На рис. 1-3,б представлена зависимость изменения с глубиной показателя i — количества трещин на 1 м длины скважины для различных пород Болгарии. На рис. 1-3,в — изменение коэффициента трещинной пустотности $K_{тп}$ и динамического модуля упругости E_d с удалением от поверхности вреза для известняков основания Токтогульской плотины по данным, приведенным В. В. Каякиным.

Все эти зависимости характеризуются одной важной закономерностью: увеличением сохранности пород с глубиной. Наиболее резкие изменения наблюдаются в приповерхностной (20—50 м) зоне. Ниже этой зоны измене-

ние показателей сохранности пород прослеживается в зависимости от масштаба исследований и особенностей конкретного массива скальных пород в пределах различных глубин: незначительных (основание Андижанской

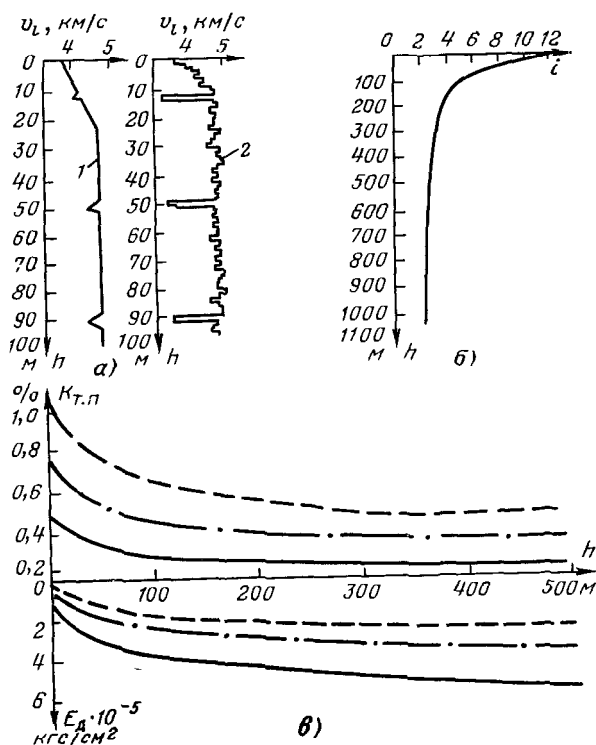


Рис 1-3. Результаты исследований неоднородности скальных пород по глубине

а — изменение скорости упругих колебаний v_L с глубиной h для метаморфических сланцев основания Андижанской плотины; б — изменение густоты трещин i с глубиной h для различных пород Болгарии; в — изменение коэффициента трещинной пустотности $K_{т.п}$ и динамического модуля упругости E_d для известняков основания Токтогульской плотины; 1 — по данным сейсмодопросеивания; 2 — по данным ультразвукового каротажа; — на отметке 20 м; — на отметке 100 м; — на отметке 300 м от дна долины.

плотины), до 200—300 м (основание Токтогульской плотины), свыше 300—500 м (по данным исследования пород Болгарии).

Отмеченное обстоятельство крайне важно для крупных гидротехнических сооружений, имеющих значительные размеры в плане и вовлекающих во взаимодействие массивы пород большой мощности. Оно свидетельствует об улучшении механических свойств пород с глубиной, что должно приниматься во внимание при инженерных исследованиях и расчетах сооружения.

Природные напряжения в массиве скальных пород. Процессы осадкообразования и последующего гравитационного уплотнения (цементации — для осадочных пород; кристаллизации из расплава магмы, перекристаллизации под воздействием высоких давлений и температуры — для магматических и метаморфических пород) приводят к возникновению сложного поля начальных напряжений, искажаемому уже на этой стадии формирования массива трещиноватостью пород. Тектонические движения земной коры, эрозионные процессы и другие

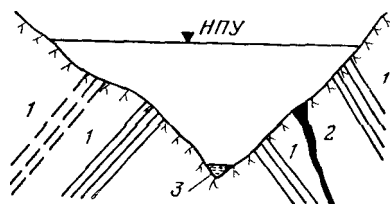


Рис. 1-4. Схема, иллюстрирующая возможность образования очагов глубинной концентрации напряжений.

1 — трещины; 2 — разлом; 3 — русло реки.

факторы во все время существования массива подвергают поле природных напряжений дальнейшим трансформациям. Неоднородная трещиновато-блочная структура массива, передача давления от блока к блоку через контакты и «мостики» породы еще более осложняют картину напряжений.

Наблюдающаяся иногда недооценка роли природных напряжений во взаимодействии гидротехнического сооружения с основанием не является оправданной. Напряжения в массиве скальных пород, возникающие от плотины, давления воды водохранилища, разгрузки массива при проходке горной выработки и т. п., накладываются на уже существовавшие в массиве напряжения и искажают их. Подобные деформации поля напряжений могут приводить к весьма серьезным последствиям. Р. Р. Тиздель [Л. 81], ссылаясь на Ж. Талобра, отмечает, что давление воды водохранилища, передаваясь через трещины в глубь массива, может вызвать значительные концентрации внутренних напряжений, разрядка которых приводит к резким перемещениям отдельных

блоков породы, сопровождающимся сейсмическими толчками. Подобные явления наблюдались при наполнении водохранилища плотины Вайонт. Весьма интересные и разнообразные данные приведены также в работе В. С. Панфилова [Л. 55].

Сказанное можно проиллюстрировать следующим примером (рис. 1-4). Пусть на некотором участке массива в створе строящейся плотины выделены несколько зон крупных трещин и значительный по глубине геологический разлом. Трещины и разлом выполнены дробленным, перемятым глинистым материалом. До наполнения водохранилища вода в них может не находиться в гидравлически непрерывном состоянии, т. е. гидростатическое давление на стенки разлома будет относительно невелико. Подъем уровня воды до отметки НПУ меняет гидрогеологические условия в бортах массива: в трещинах и разломе разовьются с течением времени значительные гидростатические давления, которые могут привести к опасной концентрации напряжений в глубине массива.

На величину и распределение природных напряжений в каждом геолого-генетическом комплексе пород, составляющих массив, оказывают влияние многочисленные факторы, количественный учет которых, как указывает Г. С. Золотарев [Л. 28], чрезвычайно сложен. Поэтому для определения природных напряжений в массиве скальных пород обычно принимаются те или иные допущения. Наиболее простая схема основывается на геостатической гипотезе Гейма. По этой гипотезе вертикальная компонента напряжений на глубине H определяется только весом породы и при горизонтальной поверхности массива равна:

$$\sigma_z = \sum_{i=0}^H \gamma_i h_i, \quad (1-5)$$

где γ_i — объемный вес пород различных пластов; h_i — их мощность.

Горизонтальное напряжение составляет:

$$\sigma_x = \sigma_y = \xi \sigma_z = \frac{\mu}{1 - \mu} \sigma_z, \quad (1-6)$$

где ξ — коэффициент бокового давления; μ — коэффициент поперечной деформации пород. Так как коэффициенты μ и ξ изменяются в пределах: $0 \leq \mu \leq 0,5$; $0 \leq \xi \leq 1$, горизонтальные напряжения всегда будут меньше вертикальных.

Уже из задания граничных условий (горизонтальная поверхность массива) ясно, что геостатическая гипотеза Гейма не может давать истинных значений величин и характера природных напряжений в узких долинах, где возводятся гидротехнические сооружения. В последние годы появились решения, позволяющие аналитически, в замкнутом виде, определять напряжения в массивах горных пород при сложных контурах ограничивающей поверхности (Р. В. Гольдштейн, Э. В. Калинин [Л. 15]; З. Г. Тер-Мартirosян, Д. М. Ахпателов [Л. 79]). Кроме того, для этих целей с успехом применяются численные решения методом конечных элементов (В. В. Семенов, П. Э. Роот, С. Б. Ухов [Л. 53]). Однако и в этих случаях не удастся учесть все многообразие факторов, формирующих природные напряжения. Поэтому большое значение имеют непосредственные измерения напряжений в массивах скальных пород.

Впервые подобные измерения были выполнены Н. Хастом и Т. Нильсоном [Л. 99] в рудниках Скандинавии на глубинах до 1000 м. Опытами было установлено, что измеренные напряжения значительно отличаются от рассчитанных по гипотезе Гейма: сумма горизонтальных главных напряжений $\sigma_x + \sigma_y$ оказалась в несколько раз больше вертикальных σ_z , причем у поверхности земли она доходила до 160 кгс/см², а на глубине 1000 м — до 1050 кгс/см². Замеренные в опытах значения $\sigma_x + \sigma_y$ показаны на рис 1-5 тремя точками.

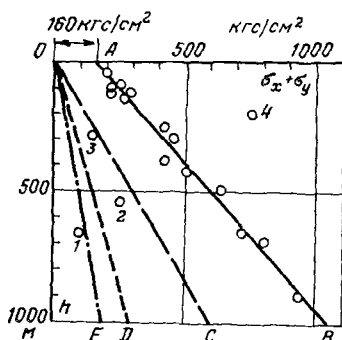


Рис. 1-5. Опытные значения суммы горизонтальных главных напряжений в рудниках Скандинавии.

Если считать справедливой гипотезу Гейма, то при значении объемного веса пород 3,0 тс/м³ изменение вертикальных напряжений с глубиной должно выразиться линией OD , изменение суммы горизонтальных главных напряжений при $\mu=0,25$ — линией OE , а при $\mu=0,5$ — линией OC . Опытные точки, за исключением трех (1, 2, 3), хорошо ложатся на линию AB , существенно отклоняющуюся вправо от остальных. Точка 4 еще больше отклонена вправо, т. е. замеренные значения горизонтальных напряжений значительно превышают рассчитанные по гипотезе Гейма. Выпадающие точки относятся к районам, расположенным вблизи атлантического побережья Норвегии с глубокими открытыми разломами меридионального простирания (точки 1, 2), а точка 3 — к сильно трещиноватым породам. Горизонтальные напряжения, замеренные в разных направлениях, также оказались неодинаковы. Отношение минимального значения к максимальному составляло 0,15—0,6.

В настоящее время проведено большое количество подобных измерений в различных странах и в разных геолого-генетических комплексах пород, подтвердивших указанные закономерности. Например, И. А. Турчаниновым и его сотрудниками [Л. 87] для апатитовых рудников в Хибинах на глубинах около 100—150 м были замерены горизонтальные сжимающие напряжения, в 15—29 раз превышающие рассчитанные по геостатической гипотезе

Приведенные примеры свидетельствуют о том, что массивы скальных пород могут не находиться в равновесном состоянии. Как отмечают Н. Хаст и Т. Нильсон [Л. 99], не исключено, что даже до возведения плотины действующие в породах напряжения могут быть близки к пределу прочности и увеличение давления в результате строительства сооружения и наполнения водохранилища может привести к локальным разрушениям. Возможно, такая картина и имела место при наполнении водохранилища плотины Вайонт.

Большое значение имеет проявление неравновесности природных напряжений в склонах речных долин с узкими каньонами. Многие авторы (А. Г. Лыкошин, Г. К. Бондарик и др.) объясняют этим возникновение трещин бортового и донного отпора.

Непосредственными опытами¹ для пород створов Саянской и Токтогульской плотин было установлено наличие следующих трех зон:

зона пониженных напряжений, располагающаяся у поверхности склона, где напряжения оказываются меньше рассчитанных по геостатической гипотезе. Ее мощность для створа Токтогульской плотины изменяется от 2—5 м в пределах современного вреза, до 20—30 м на уровне верхнечетвертичного вреза и 60—100 м на высоких отметках в пределах среднечетвертичного вреза. Отношение горизонтальных напряжений к вертикальным составляет 0,5—0,7;

зона повышенных напряжений, располагающаяся также почти параллельно склону. Замеренные в этой зоне напряжения превышают до 10 раз рассчитанные от веса вышележащих пород. Отношение горизонтальных напряжений к вертикальным составляет 0,46—0,8. Мощность зоны для известняков Токтогульской плотины составляет около 15—25 м;

¹ Кутепов В. М. Величина и распределение естественных напряжений в массивах трещиноватых кристаллических пород склонов речных долин Дис. на соиск. учен. степени канд. геолого-минералог. наук. М., 1967 (МГУ).

зона неизменных напряжений, где речной врез практически не влияет на величину и характер распределения природных напряжений. Однако и здесь отмечается повышенное отношение горизонтальных напряжений к вертикальным, например для Токтогульской плотины около 0,95—1,15.

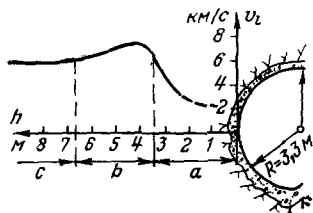


Рис. 1-6. Изменение скорости распространения ультразвуковых колебаний с удалением от контура выработки.

Эти данные хорошо согласуются с физическими процессами, происходящими в массиве пород вблизи поверхности склона.

Подобный характер имеет место в распределении напряжений и состояния породы вокруг подземных выработок.

На рис. 1-6 приведены данные по измерению скорости распространения ультразвуковых волн в известняках туннеля Изер-Арк во Франции [Л. 78]. Измерения показали, что непосредственно к контуру выработки прилежит зона разгрузки *a*, мощность которой составляет около 0,8—1,5 радиуса выработки. Далее следует зона повышенных напряжений *b*, часто называемая «несущее кольцо», приблизительно такой же мощности, переходящая в зону неизменных напряжений *c*, соответствующих природным напряжениям в этой части массива до проходки выработки. Аналогичные данные получены также в опытах А. И. Савича, В. И. Коптева, А. С. Паненкова и других исследователей.

Таким образом, значение природных напряжений в массиве скальных пород заключается не только в том, что они формируют начальное поле напряжений, на которое накладываются напряжения от сооружения и воды водохранилища, но и в изменении состояния и свойств пород в разных зонах, т. е. создании неоднородности напряженного состояния.

1-2. ПРЕДСТАВЛЕНИЯ О МАССИВЕ СКАЛЬНЫХ ПОРОД С ПОЗИЦИЙ МЕХАНИКИ ДЕФОРМИРУЕМОГО ТЕЛА

С позиций механики деформируемого тела рассмотренные в предыдущем параграфе особенности геологического строения массива скальных пород могут быть сведены к следующему:

несплошность (дисконтинуальность) скальных пород при любом масштабе исследования;

неоднородность скальных пород в плане и по глубине;

масштабность строения и свойств скальных пород, т. е. неоднозначность их поведения при исследовании разных объемов;

наличие природных (начальных) напряжений.

На современном этапе развития механики деформируемого тела для количественных исследований массивов скальных пород можно использовать математические модели дискретной или сплошной среды.

Модель дискретной среды. Применительно к грунтам и трещиноватым скальным породам решения разработаны в трудах отечественных и зарубежных ученых: Н. Н. Иванова, Г. И. Покровского, Р. А. Муллера, И. И. Кандаурова, И. Литвинишина, Д. Крсмановича, Д. Троллопа, М. Хаяси и др. Основные положения сводятся к следующему. Порода идеализируется в виде зернистой или блочной среды, которая может быть как распорной, так и безраспорной, т. е. коэффициент поперечной деформации принимается равным или отличным от нуля. Предполагается, что распределение напряжений в дискретной среде подчиняется вероятностно-статистическим законам. Принимая те или иные условия передачи усилий от частицы к частице или от блока к блоку, авторы различных гипотез формулируют определенные законы распределения напряжений. Исходя из этого, разрабатывают схемы расчета напряжений и перемещений в дискретной среде.

В наиболее законченном виде этот подход отражен в работе И. И. Канадунова [Л. 31], где специально рассматривается расчет массивов скальных пород. Предлагается определять напряжения в массиве и осадки его поверхности как некоторые промежуточные значения, вычисленные для упругого монолитного основания и основания блочного строения:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{zск} &= q_{упр} \tau_{zупр} + q_{бл} \sigma_{zбл}; \\ \sigma_{хск} &= q_{упр} \tau_{хупр} + q_{бл} \sigma_{хбл}; \\ \sigma_{уск} &= q_{упр} \tau_{уупр} + q_{бл} \sigma_{убл}; \\ \tau_{ск} &= q_{упр} \tau_{упр} + q_{бл} \tau_{бл}; \\ \omega_{ск} &= q_{упр} \omega_{упр} + q_{бл} \omega_{бл}; \\ q_{упр} + q_{бл} &= 1, \end{aligned} \right\} \quad (1-7)$$

где σ_z , σ_x , σ_y , τ , ω — компоненты напряжений в любой точке и осадка поверхности основания. Индексы «ск», «упр», «бл» относятся соответственно к скальному, упругому, блочному основаниям; $q_{\text{упр}}$, $q_{\text{бл}}$ — вероятности приближения реального скального основания к упругому монолитному или блочному основаниям. По поводу определения $q_{\text{упр}}$, $q_{\text{бл}}$ И. И. Кандауров [Л. 31, с. 83] пишет: «...что касается вероятностей приближения, то они должны определяться по характеру развития трещин в скальном трещиноватом основании на основе геологических обследований».

Как свидетельствуют материалы совещания «Дискретные среды в гидротехническом строительстве» [Л. 21], развитию теории и методов механики дискретных сред и решению частных задач уделяют внимание многие исследователи. Однако экспериментальное подтверждение результатов расчетов получено пока лишь для немногих задач. Н. М. Карпов, например, отмечает, что расчетное и экспериментальное распределение напряжений для случая плоской модели блочного основания показало лишь качественное сходство, а удовлетворительное количественное согласование этих данных не было достигнуто. Значительное отклонение расчетных и экспериментальных напряжений было получено также и в наших опытах на блочных моделях. Все это позволяет считать, что использование модели дискретной среды для практического решения инженерных задач гидротехнического строительства на скальных основаниях нуждается в дальнейших разработках.

Модель сплошной среды. Основными предпосылками механики сплошной среды являются гипотезы о сплошности (континуальности) строения тела и о его естественном ненапряженном состоянии. Кроме того, для применения тех или иных отраслей механики (теории упругости, пластичности, ползучести) требуется выполнение ряда условий. Например, дополнительные предпосылки линейной теории упругости однородного изотропного тела требуют наделения материала свойствами идеальной упругости, шаровой изотропии, совершенной однородности и принятия линейной зависимости между напряжениями и деформациями.

Трещиноватые скальные породы не отвечают этим гипотезам и предпосылкам. Однако и другие реальные материалы (металлы, бетоны, грунты и т. п.), являясь

также дискретными телами, не соответствуют указанным положениям. Тем не менее для практических расчетов считается возможным при определенных условиях применять к ним закономерности механики сплошной среды в форме строгих или приближенных решений. Следовательно, правомочна постановка задачи об установлении условий, при которых с достаточной для инженерных целей точностью было бы возможно идеализировать трещиноватые скальные породы в виде квазисплошной, неоднородной или квазиоднородной среды и использовать закономерности механики континуума для анализа напряженно-деформированного состояния массивов скальных пород. Выяснение этих условий представляется чрезвычайно важным, так как формальное применение математического аппарата механики сплошной среды к трещиноватым скальным породам, как показывает практика, в ряде случаев может лишь дезинформировать исследователя.

В настоящей работе в качестве математической модели трещиноватых скальных пород выбрана модель сплошного деформируемого тела. Определим те условия, при которых реальные скальные породы могут быть идеализированы в виде сплошных сред таким образом, чтобы поведение этих идеализированных сред под нагрузкой было адекватно поведению реальных скальных пород. Для этого рассмотрим особенности распределения напряжений в трещиноватых скальных породах.

Предположим, что в пределах некоторого участка массива выделены два крупных геологических нарушения и системы трещин, показанные на рис. 1-7. Объем породы, ограниченный трещинами первого порядка, будем называть блоком первого порядка, а объемы породы, ограниченные трещинами второго порядка — блоками второго порядка. Эти блоки в свою очередь также расчленяются более мелкими трещинами третьего порядка, не показанными на рис. 1-7 и формирующими блоки третьего порядка, и т. д. Ясно, что представленная схема упрощена по сравнению с действительностью и характер трещиноватости может быть более сложным.

Известно, что на границе разреза сплошной среды, т. е. на трещине, поле напряжений претерпевает разрыв. Следовательно, в пределах каждого блока любого порядка, если рассматривать его как квазисплошную среду, поле напряжений по мере приближения к грани-

цам будет искажаться. Из-за неправильной формы блоков, сложных граничных условий, неоднородности материала в пределах блока и других причин, характер усилий, передаваемых на него от соседних блоков, будет крайне неопределенным. Поэтому в общем случае поле напряжений в реальных трещиновато-блочных породах может быть определено лишь как некоторая условно-статистическая характеристика. Строго говоря, подобное

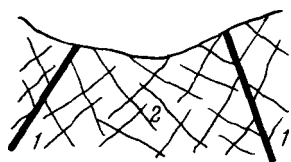


Рис. 1-7. Схема участка массива скальных пород.

1 — трещины первого порядка,
2 — трещины второго порядка

обстоятельство имеет место и в других материалах. Однако в металлах, грунтах и т. п. размеры зерен или частиц по сравнению с размерами исследуемых деталей или нагруженными площадями обычно настолько малы, что при инженерных расчетах эти материалы принимаются квазисплошными.

Проанализируем качественный характер распределения напряжений в трещиноватой среде. Ограничимся наиболее простой схемой участка массива, рассеченного прерывистыми трещинами одного порядка и одной системы и находящегося под действием равномерно распределенной сжимающей нагрузки (рис. 1-8,а). Для пластины, ослабленной двумя коллинеарными трещинами равной длины, когда к бесконечно удаленным торцам пластины приложены внешние равномерные усилия p , направленные перпендикулярно к линии расположения трещин, В. В. Панасюк [Л. 54] предлагает следующее решение:

$$\sigma_y(x, 0) = \frac{2(c_0 x^2 + c_2)}{\sqrt{(x^2 - b^2)(x^2 - a^2)}}, \quad (1-8)$$

где $c_0 = \frac{1}{2} p$; $c_2 = b^2 c_0 \frac{E(e)}{F(e)}$; $E(e)$, $F(e)$ — полные эллиптические интегралы II и I рода с модулем $e = \sqrt{b^2 - a^2}/b$; a , b — расстояние от начала координат до ближнего и дальнего конца трещины.

Примем, что $l_1 = l$, а соотношение между модулями деформации породы целиков и материала заполнителя трещин таково, что 90% внешнего усилия передается через целик и 10% — через трещину, причем передача усилия через трещину осуществляется равномерно. Вос-

пользуемся формулой (1-8) для определения напряжения σ_y при $p=1$ в сечении, проходящем через плоскость трещин. Рассчитанные таким образом напряжения в приведении к ступенчатой эпюре показаны на рис. 1-8,б. Если предположить, что имеется лишь один ряд трещин и рассмотреть нижнюю половину пластины, заменяя влияние отброшенной верхней части полученными эпюрами напряжений σ_y , можно рассчитать

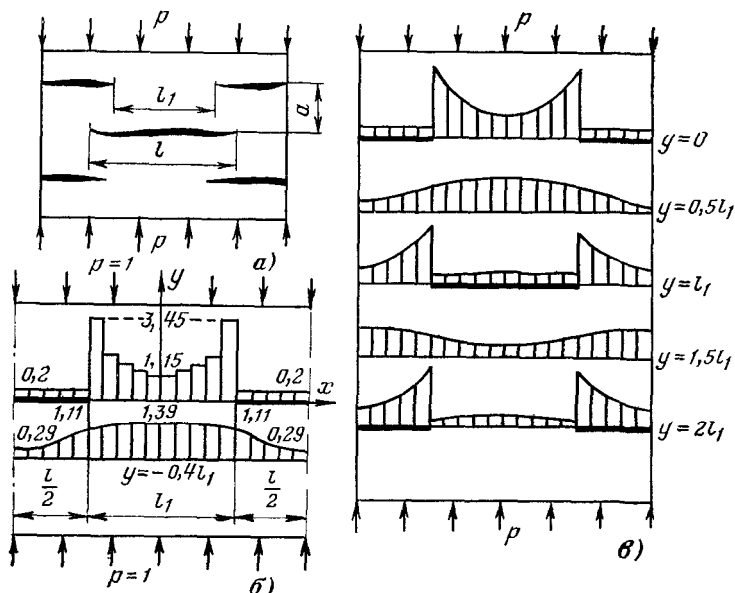


Рис. 1-8. Напряжения σ_y в массиве, рассеченном трещинами.

а — схема трещиноватости; б — эпюры напряжений в плоскости трещин и в сечении $y = -0,4l_1$; в — схема распределения напряжений в массиве; l — длина трещины; l_1 — длина целика; a — расстояние между трещинами.

напряжения σ_y в любом горизонтальном сечении, расположенном ниже плоскости трещин, например в сечении $y = -0,4l_1$ (рис. 1-8,б). В действительности подстилающие ряды трещин будут искажать полученные таким образом эпюры напряжений. Из-за кулисообразного расположения трещин в пластине положение максимумов и минимумов напряжений в каждом сечении будет смещаться. Схематически это показано на рис. 1-8,в.

Таким образом, даже столь упрощенная задача приводит к весьма сложному распределению напряжений, не

имеющему в настоящее время строгого решения. При изменении параметров трещиноватости характер напряжений резко меняется. Если принять, например, $l_1 = 0,2l$, то σ_y будут равны: посередине целика 2,74, у края трещины 6,5; а в середине трещины по-прежнему 0,2, т. е. концентрация напряжений увеличится. В общем случае задача осложняется еще более из-за неравномерности передачи усилий в контактах трещин, непостоянства значений l , l_1 , a , введения других систем трещин и т. д. Значения компонент напряжений в точках такой среды не могут быть точно определены. Поэтому для исследования влияния нагрузок на деформируемость трещиноватой среды следует прибегнуть к идеализации картины напряжений.

Если ограничимся пластиной с одним рядом трещин, то перемещение по оси ее торцов, к которым приложены сжимающие усилия, будет неравномерным: наибольшее — в сечении, проходящем через центры трещин, наименьшие — через центры целиков. Увеличим длину пластины за счет введения дополнительных рядов трещин, расположенных кулисообразно. Тогда перемещение торцов пластины в различных вертикальных сечениях выразится функцией типа

$$v_y = f(p, n, l, l_1, a, \Delta a, E_a, \mu_a; E_T, \mu_T, x); \quad (1-9)$$

где n — количество блоков в сечении (межтрещинных полос), Δa — раскрытие трещин, E_a, μ_a, E_T, μ_T — модули деформации и коэффициенты поперечной деформации породы между трещинами и материала фрагментов трещин. Принимая, что в пределах пластины величины $l, l_1, a, \Delta a, E_a, \mu_a, E_T, \mu_T$ остаются постоянными, а $p = 1$, функцию (1-9) при $x = \text{const}$ можно свести к виду

$$v_y = \varphi(n), \quad (1-10)$$

т. е. при заданной геометрии трещин в пластине и заданных показателях деформируемости, перемещение ее торцов определится лишь количеством блоков. Можно предположить, что при достаточно больших значениях n влияние трещиноватости в разных вертикальных сечениях будет статистически выравниваться и при $n \rightarrow \infty$, $v_y(x) = \text{const}$. Тогда сжимаемость полосы, расчлененной кулисообразными трещинами, станет адекватна сжимаемости некоторого квазисплошного и квазиоднородного тела, показатели деформируемости которого

будут зависеть от характера трещиноватости и показателей деформируемости материала целиков и трещин.

Это позволяет поставить вопрос об определении условий квазисплошности и квазиоднородности трещиноватых скальных пород и прежде всего об установлении минимального объема породы, для расчета деформации которого справедливо применение аппарата механики сплошной среды. Назовем его элементарным объемом. Внутри такого объема напряжения будут отличаться от рассчитанных в соответствии с теорией континуума. Однако тело, состоящее из совокупности элементарных объемов, при условии одинаковости их строения и свойств может рассматриваться как сплошное и однородное. Тогда и понятие напряжения в трещиноватой породе будет определяться не обычным выражением, принятым в механике сплошной среды,

$$p_v = \frac{\Delta P}{\Delta S} \text{ при } \Delta S \rightarrow 0, \quad (1-11)$$

а тем же выражением при $\Delta S \rightarrow S_0$, где S_0 — площадка, соответствующая элементарному объему.

Практическое значение такого понятия крайне велико: экспериментальные определения напряжений и показателей физико-механических свойств породы будут справедливы только в том случае, когда опыты проводились в масштабах, равных элементарному объему или кратных ему.

1-3. КВАЗИСПЛОШНОСТЬ И КВАЗИОДНОРОДНОСТЬ ТРЕЩИНОВАТЫХ СКАЛЬНЫХ ПОРОД

Трещиноватую породу в пределах некоторого объема будем считать квазисплошной, если деформации этого объема под действием внешних сил, определенные методами механики сплошной среды с точностью, достаточной для инженерных задач, соответствуют действительным. Участок массива скальных пород будем называть квазиоднородным и квазизотропным в том случае, когда свойства породы в его пределах практически не зависят от направления и координат мест, в которых эти свойства определяются. Если свойства породы существенно зависят от направления, но в любом заданном направлении остаются неизменными, то участок массива будем называть квазиоднородным и анизотропным. Неод-

народным назовем такой участок массива, на котором свойства породы, определенные в различных местах, существенно и незакономерно отличаются друг от друга. Для решения инженерных задач следует дать количественное определение введенных выше понятий.

Квазисплошность и квазиоднородность трещиноватых скальных пород связаны между собой. Действительно, элементарный объем скальной породы, являясь единицей квазисплошности, должен рассматриваться и как единица квазиоднородности. В то же время участок породы, составленный из нескольких элементарных объемов, может быть квазиоднородным, если свойства в пределах каждого элементарного объема одинаковы, и неоднородным — если они существенно различны.

Понятие квазисплошности и квазиоднородности связано также с особенностями строения массива скальных пород (масштабный эффект) и с действующими на него нагрузками (характер напряженного состояния). Проявление масштабности строения массива скальных пород рассматривается в следующем параграфе. Здесь же ограничимся случаем, когда в пределах исследуемого объема породы дефекты (поры, пустоты, микротрещины — для образца, трещины, зоны дробления — для участка массива) относятся к нарушениям одного и того же порядка.

Сложность состава, строения, состояния массива скальных пород и распределения напряжений в трещиноватой среде не позволяет разработать строгие количественные показатели квазисплошности и квазиоднородности. Поэтому приходится прибегать к приближенным критериям для оценки этих понятий.

Часто для оценки квазисплошности поликристаллических и зернистых материалов используют формулу Ф. С. Ясинского [Л. 108], которую можно представить в виде

$$k = 100 \sqrt{\frac{a}{L}}, \quad (1-12)$$

где L — характерный размер элементарной площадки исследуемого тела, для которого методами теории упругости вычисляются напряжения; a — характерный размер зерна или кристалла, составляющего тело; k — возможное отклонение рассчитанного напряжения от среднего значения.

Если принять допустимой для инженерных расчетов точность в 10%, то отношение L/a по формуле (1-12) составит 100, т. е. минимальный размер площадки зернистого или кристаллического материала, для которого с точностью 10% можно рассчитать напряжения, должен в 100 раз превышать размер зерна или кристалла.

На основе экспериментально-теоретических исследований по растяжению образцов из малоуглеродистой стали с однородной полиэдрической структурой В. Н. Безухов [Л. 3] установил, что в случае плоской задачи диаметр области, для которой можно с точностью $k\%$ рассчитать значения деформаций, пользуясь аппаратом механики континуума, равен:

$$L = 11,3\beta a \sqrt{k}, \quad (1-13)$$

где β — коэффициент формы. При $\beta = \sqrt{\pi}$ и точности 10% $L/a = 6,35$, что существенно меньше, чем по формуле Ф. С. Ясинского.

Обобщая полученные данные для случая пространственной задачи, В. Н. Безухов получил выражение

$$L = 7\beta a \sqrt{k}. \quad (1-14)$$

При $k = 10\%$ $L/a = 5,75$, т. е. для случая пространственной задачи В. Н. Безухов получил несколько меньшее соотношение между минимальным размером элементарной площадки и размером зерна, чем для случая плоской задачи.

Опыты Деффриса и Арчера показали, что при растяжении проволок из специальных сталей при наличии в поперечном сечении проволоки более 30 зерен достигалось постоянство ее свойств. При измерении деформаций малогабаритными тензометрами зернистость структуры переставала влиять на результаты измерений при отношении длины базы тензометра к размеру зерна более 10. Указанные эксперименты позволили К. В. Руппенейту и Ю. М. Либерману определить минимальное отношение L/a , равное 6,7 [Л. 71].

Большое количество опытов было проведено различными авторами по испытанию составных образцов. Определялось отношение L/a (где L — длина составного образца, a — длина одиночного образца), при котором дальнейшее увеличение количества образцов n не приводило к изменению свойств составного образца. Найденное таким образом отношение L/a рассматривалось в качестве критерия квазисплошности и квазиоднородности. На рис. 1-9 приведены некоторые из этих данных. На рис. 1-9,а представлены результаты

определения модуля деформации составных гипсобесчаных образцов по данным статических испытаний, выполненных в МИСИ. Зависимость 1 соответствует непосредственному контакту образцов; зависимость 2 — контакту через резиновые прокладки, о зависимости 3 будет сказано ниже. Данные на рис. 1-9, б, в представлены на основе опытов ДИИТ [Л. 13]: σ_L/σ_a — отношение прочности на сжатие составного образца из гипсобетонных кубиков размером $2 \times 2 \times 2$ см к прочности на сжатие одиночного образца при разной

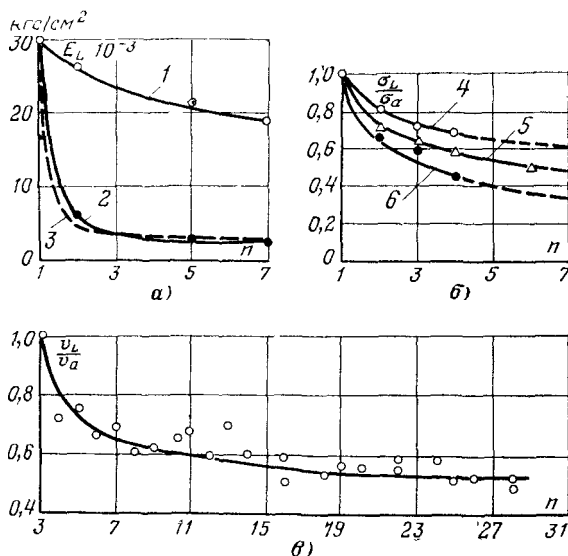


Рис. 1-9. Результаты опытов с составными образцами.

прочности последнего (кривая 4 — $\sigma_a = 80 \text{ кгс/см}^2$, кривая 5 — $\sigma_a = 20 \text{ кгс/см}^2$; кривая 6 — $\sigma_a = 10 \text{ кгс/см}^2$), v_L/v_a — уменьшение относительной скорости поперечных колебаний по мере увеличения количества структурных элементов в составном образце. Во всех случаях n — количество элементов в составном образце.

Данные о критерии квазисплошности и квазиоднородности по исследованиям различных авторов весьма противоречивы, что привело к различным рекомендациям по выбору $n_{кр}$ на практике. Например, Д. П. Прочухан [Л. 59] в качестве критерия квазисплошности и квазиоднородности принимает $n_{кр} = 20$. С. А. Роза и Б. Д. Зеленский [Л. 65] при проведении полевых штамповых испытаний считают возможным ограничиться $n_{кр} = 4 \div 5$. Однако можно показать, что только геометрические

характеристики среды (L и a) недостаточны для определения критерия $n_{кр}$.

Рассмотрим следующие примеры (рис. 1-10). Участок породы рассекается на n блоков одной, двумя и тремя системами трещин, что соответствует одномерной (рис. 1-10,а), плоской (рис. 1-10,б) и объемной (рис. 1-10,в) задачам. Примем, что эти участки породы

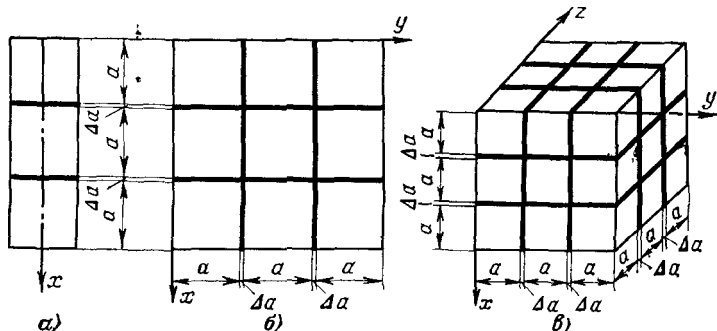


Рис. 1-10. Схемы для определения критерия квазисплотности и квазиоднородности трещиноватых скальных пород.

находятся соответственно в состоянии одноосного (σ_x), плоского ($\sigma_x = \sigma_y$) и объемного ($\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z$) сжатия, причем a — расстояние между трещинами, Δa — раскрытие трещин, E_a , μ_a , E_t , μ_t — модули деформации и коэффициенты поперечной деформации материала блоков и трещин постоянны и одинаковы в направлении каждой оси. Считаем, что зависимость между напряжениями и деформациями линейна. Определим минимальное количество блоков n_k , при котором дальнейшее увеличение размера участка массива с точностью $k\%$ обеспечивает постоянство его деформационных показателей. Начнем с анализа одномерной задачи.

Введем понятие среднего модуля деформации участка породы E_L — коэффициента пропорциональности между средним напряжением и относительной деформацией. Так как длина полосы на рис. 1-10,а может быть определена как $an + \Delta a(n-1)$, то ее укорочение под действием среднего напряжения σ будет равно:

$$\Delta h = \sigma \frac{an + \Delta a(n-1)}{E_L}. \quad (1-15)$$

В то же время эта величина может быть выражена как сумма укорочения всех блоков и трещин:

$$\Delta h = \tau \left[\frac{an}{E_a} + \frac{\Delta a(n-1)}{E_\tau} \right]. \quad (1-16)$$

Приравнявая (1-15) и (1-16) и обозначая $A = a/\Delta a$, $B = E_a/E_\tau$, после упрощения получаем:

$$\frac{E_I}{E_a} = \frac{An + (n-1)}{An + B(n-1)}. \quad (1-17)$$

Из выражения (1-17) видно, что с увеличением n это отношение стремится к некоторому пределу:

$$\lim_{n \rightarrow \infty} \frac{E_I}{E_a} = \frac{A+1}{A+B}. \quad (1-18)$$

Из условия

$$\frac{\frac{E_I}{E_a}(n) - \frac{E_I}{E_a}(\infty)}{\frac{E_I}{E_a}(\infty)} 100 = k\% \quad (1-19)$$

определим количество блоков в полосе, при котором отношение E_I/E_a с точностью $k\%$ стремится к своему пределу:

$$n'_k = \frac{(100+k)(A+1)B - 100(A+B)}{k(A+1)(A+B)} \quad (1-20)$$

Справедливость полученных выражений может быть проверена сопоставлением теоретических данных с результатами эксперимента, данные о котором приведены на рис. 1-9,а (зависимость 2). Размер одиночного образца в опыте составлял $40,1 \times 40,1 \times 160$ мм, т. е. $a = 40,1$, толщина резиновой прокладки $\Delta a = 0,855$ мм. По данным непосредственных испытаний в интервале напряжений от 0,5 до 1,5 кгс/см²: $E_a = 30\,300$ кгс/см², $E_\tau = 62,5$ кгс/см². Тогда для условий опыта $A = 47$, $B = 485$. Используя формулу (1-17), рассчитаем значение E_I для различного количества одиночных образцов в полосе. Получаем хорошее совпадение экспериментальных и расчетных данных (зависимость 3 на рис. 1-9,а).

При определении критерия квазисплотности и квазиоднородности для схемы плоской задачи применим аналогичные рассуждения. Тогда выражения, соответ-

ствующие (1-15) и (1-16), будут иметь вид:

$$\Delta S = \frac{2\sigma}{E_L} M_L [an + \Delta a (n-1)]^2; \quad (1-21)$$

$$\Delta S = 2\tau \left[\frac{M_a}{E_a} a^2 n^2 + \frac{2M_\tau}{E_\tau} a \Delta a n (n-1) \right], \quad (1-22)$$

где M_L , M_a , M_τ — соответственно равны $(1-\mu_L)$, $(1-\mu_a)$, $(1-\mu_\tau)$ — для случая плоского напряженного состояния и $(1-\mu_L-2\mu_L^2)$, $(1-\mu_a-2\mu_a^2)$, $(1-\mu_\tau-2\mu_\tau^2)$ — для случая плоской деформации; n^2 — количество блоков на участке массива.

Выполняя те же построения, получаем с точностью до величины второго порядка малости:

$$n''_k = \frac{2 [(100+k)(A+1)M_\tau B - 100(M_a A + 2M_\tau B)]}{k(A+1)(M_a A + 2M_\tau B)}. \quad (1-23)$$

Для схемы объемной задачи выражения, соответствующие (1-15) и (1-16), запишутся в виде

$$\Delta V = \frac{3\sigma}{E_L} M_L [a\tau + \Delta a (n-1)]^3; \quad (1-24)$$

$$\Delta V = 3\tau \left[\frac{M_a}{E_a} a^3 n^3 + \frac{3M_\tau}{E_\tau} a^2 \Delta a n^2 (n-1) \right]. \quad (1-25)$$

где M_L , M_a , M_τ соответственно равны $(1-2\mu_L)$, $(1-2\mu_a)$, $(1-2\mu_\tau)$; n^3 — количество блоков в массиве.

Аналогичным путем приходим к выражению

$$n'''_k = \frac{3 [(100+k)(A+1)M_\tau B - 100(M_a A + 3M_\tau B)]}{k(A+1)(M_a A + 3M_\tau B)}. \quad (1-26)$$

Формулы (1-20), (1-23) и (1-26) позволяют с требуемой точностью выразить критерий квазисплотности и квазиоднородности для рассмотренных случаев напряженного состояния участка массива пород через значения a , Δa , E_a , μ_a , E_τ , μ_τ , т. е. приведенные решения учитывают не только геометрические параметры трещиноватой породы, но и деформационные характеристики блоков и трещин.

При $\mu_a = \mu_\tau$ эти выражения упрощаются и могут быть записаны в виде

$$n_k = \frac{m [(100+k)(A+1)B - 100(A+mB)]}{k(A+1)(A+mB)} \quad (1-27)$$

где $m=1, 2, 3$ соответственно для одномерной, плоской и объемной задачи,

В качестве примера на рис. 1-11 приведены зависимости критерия квазисплошности и квазиоднородности, рассчитанного с точностью $k=10\%$ по формуле (1-27), от параметра $B=E_a/E_T$ при различных значениях $A=a/\Delta a$. Сравнение кривых показывает, что критерий n_{10} получается наибольшим для случая объемной, и наименьшим — для случая одномерной задачи.

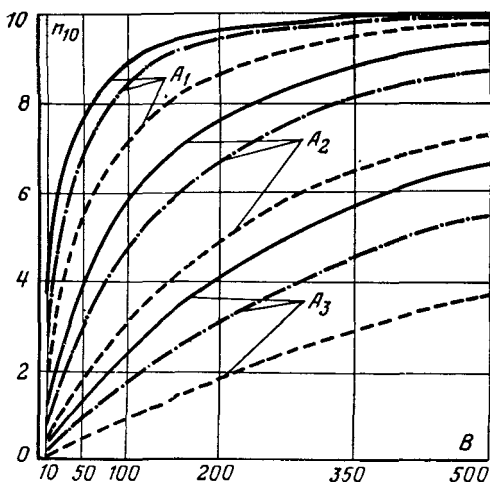


Рис. 1-11. Зависимость n_{10} от B при $A_1=50$
 $A_2=250$; $A_3=1000$.

— — — — — объемная задача, — · — — — — плоская
задача, — — — — — одномерная задача.

Определим из уравнения (1-27) выражение для максимально возможного значения n_k . Представим это уравнение в виде

$$n_k = \frac{100m}{k} \left(\frac{B}{A+mB} - \frac{1}{A+1} \right) + \frac{mB}{A+mB}. \quad (1-28)$$

Так как при любых значениях A и B выполняются неравенства

$$\frac{B}{A+mB} - \frac{1}{A+1} < \frac{1}{m}; \quad \frac{mB}{A+mB} < 1, \quad (1-29)$$

получаем:

$$n_k < \frac{100}{k} + 1, \quad (1-30)$$

Следовательно, при принятой выше точности в 10%, допустимой для решения инженерных задач, значение n_{10} никогда не будет превышать 11. Отметим, что проведенный анализ предполагает постоянство значений геометрических характеристик и деформационных показателей блоков породы и фрагментов трещин в пределах исследуемых участков массива. В реальных условиях

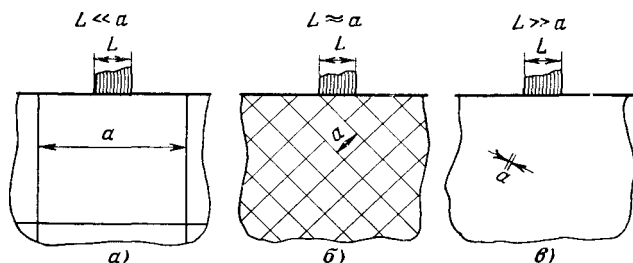


Рис 1-12 Схемы массивов, различных по характеру дисконтинуальности строения

эти значения могут меняться. Однако если использовать в расчете среднестатистические значения показателей A и B , то полученные выражения можно применять для оценки квазисплошности и квазиоднородности трещиноватых скальных пород.

Рассмотрим случай более сложного нагружения массива скальных пород. Пусть требуется определить осадки поверхности массивов, различных по характеру дисконтинуальности структуры основания, но нагруженных одной и той же нагрузкой (рис. 1-12). В случае рис. 1-12,а ширина полосы загрузки много меньше размера структурного элемента основания ($L \ll a$). Тогда интенсивность напряжений вблизи границ элемента становится незначительной и искажение поля напряжений не окажет заметного влияния на осадку поверхности. Такая схема соответствует обычной массивной конструкции, находящейся под действием местной нагрузки, для расчета которой применим аппарат механики сплошной среды.

В случае рис. 1-12,б ширина полосы загрузки много больше размера структурного элемента основания ($L \gg a$). Эта схема соответствует нагружению грунтовой среды местной нагрузкой и также вполне поддается расчету методами механики континуума, т. е.

в случаях *a* и *в* несплошное основание в практических расчетах может рассматриваться как квазисплошная среда со своими показателями механических свойств.

В случае рис. 1-12,б размер полосы загрузки измерим с размером структурного элемента основания ($L \approx a$). Этот случай можно рассматривать как нагружение местной нагрузкой поверхности трещиновато-блочного скального основания. С подобными задачами встречаются, например, при выборе размеров штампа для экспериментального определения показателей деформируемости скальных пород. Здесь уже следует с осторожностью говорить о применимости закономерностей механики сплошной среды к расчету осадок поверхности: если переместить нагрузку несколько вправо или влево, то деформации поверхности будут различными. Схема б является промежуточной между схемами *a* и *в*. При уменьшении или увеличении отношения L/a она будет приближаться к этим схемам. Следовательно, при некотором соотношении между размерами полосы загрузки и структурного элемента расчет основания методами механики континуума становится возможным и трещиновато-блочная порода может рассматриваться как квазисплошная и квазиоднородная среда. Строго говоря, как и в приведенных выше примерах, условие применимости механики континуума будет определяться не только геометрическими параметрами L и a , но и величинами Δa , E_a , μ_a , E_t , μ_t . Однако в первом приближении ограничимся упрощенной постановкой задачи, рассмотрев результаты экспериментальных исследований.

Подобные опыты были выполнены во ВНИИГ на плоских моделях из резиновых блоков, нагружаемых через дюралюминиевые штампы [Л. 65], и в МИСИ также на плоских моделях из гипсо-известковых блоков, нагружаемых через стальные штампы (рис. 1-13). Гипсоизвестковые блоки размером $40 \times 40 \times 160$ мм плотно притирались друг к другу при укладке в модельное поле. Снизу модель опиралась на жесткую, практически недеформируемую раму, с боков давалась возможность свободного перемещения по вертикали без возможности бокового расширения. Нагрузка на модель передавалась ступенями с помощью рычажной системы через стальные штампы, кратные размеру блоков. В опытах использовались штампы с отношением $L/a = 1, 2, 3, 5, 7, 9, 10$. На каждой ступени нагружения производилось выдерживание в течение 5—7 ч для достижения полной стабилизации осадок. Испытания выполнялись тремя-четырьмя циклами нагружения — разгрузки. В процессе опытов индикаторами с точностью 0,001 мм измерялись перемещения штампа, поверхности модели под штампом и в стороне от него.

В отдельные блоки модельного поля закладывались реперы, для которых также определялись размеры перемещения.

Модуль деформации вычислялся по формуле

$$E_L = \frac{\omega_{\text{const}} (1 - \mu^2) L \Delta \sigma}{\Delta w}, \quad (1-31)$$

где ω_{const} — коэффициент формы для абсолютно жесткого штампа в случае плоской задачи; $\Delta \sigma$, Δw — соответственно давление и осадка для выбранного интервала нагрузок.

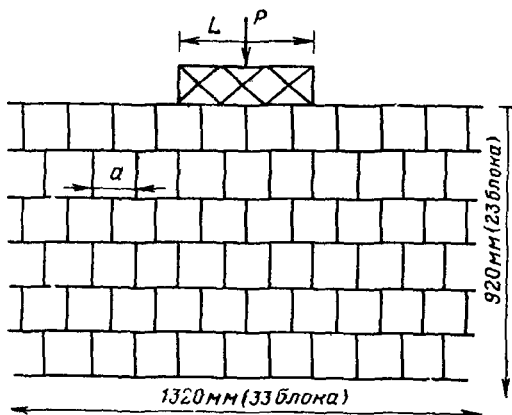


Рис 1-13 Схема опытов на блочной модели.

L — размер штампа; a — размер блока

Для того чтобы исключить возможное влияние на E_L изменения показателя μ , данные опытов интерпретировались в виде зависимостей $C = f(n)$, где $C = E_L / (1 - \mu^2)$, $n = L/a$. Результаты приведены на рис 1-14,а. Пунктирными линиями показаны значения C_0 , определенные из опытов при нагружении модельного поля равномерно распределенной нагрузкой в I и II циклах. Анализ кривых показывает, что с увеличением n коэффициент C меняется, стремясь к постоянному значению, равному C_0 . Полученное в опытах изменение C в 1,7—1,9 раз нельзя объяснить возможным изменением показателя μ . Свойства материала модельного поля в опытах с разными штампами были практически одинаковыми. Следовательно, изменение коэффициента C отражает различные условия опыта и свидетельствует о том, что не во всех случаях применение формулы (1-31), справедливой для сплошной однородной среды, будет правомочно. Действительно, по значению критерия, установленному выше, модельное поле во всем объеме можно рассматривать как квазигоднородную среду. В то же время условия загрузки модели приводили к тому, что под штампами разных размеров включалась в работу различная по размеру область. Очевидно, для малых штампов количество структурных элементов в этой области было недостаточно, чтобы влияние блоков и контактов статистически осреднялось и область могла бы рассматриваться как квазисплош-

ная и квазиоднородная среда, т. е. при разных размерах штампов и принятой схеме загрузения использование формул механики сплошной среды, а следовательно, и идеализация блочной модели в виде квазисплошной среды возможны лишь при определенном соотношении L/a . Если рассматривать погрешность как

$$\delta\% = \frac{C(\infty) - C(n)}{C(n)} 100, \quad (1-32)$$

то зависимость δ от n по условиям данных опытов выразится кривой, приведенной на рис 1-14,б. Погрешность в 10% (δ_{10}) будет иметь место при $n=7,3$.

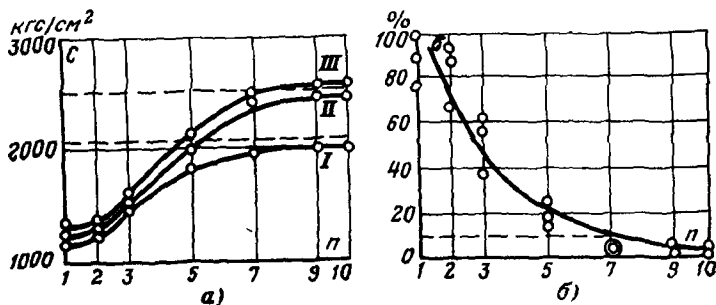


Рис. 1-14. Результаты опытов на блочных моделях

а — зависимость показателя C от соотношения между размерами штампа и блока n ; б — зависимость погрешности δ от n ; I, II, III — циклы нагружения

Непротиворечивость показателей δ_{10} и n_{10} позволяет предположить, что для инженерных целей значение критерия квазисплошности и квазиоднородности, рассчитанного по приведенным выше формулам, будет справедливо и в случае местной нагрузки.

1-4. МАСШТАБНЫЙ ЭФФЕКТ В ТРЕЩИНОВАТЫХ СКАЛЬНЫХ ПОРОДАХ

Под масштабным эффектом понимают наблюдающееся в природе изменение механических свойств реальных материалов в зависимости от исследуемого объема.

Проявление масштабного эффекта достаточно хорошо изучено применительно к образцам скальных пород и углей, т. е. в случае, когда в пределах исследуемого объема дефекты относятся к нарушениям одного порядка. Многочисленные экспериментальные данные и попытки аналитического описания масштабного эффекта представлены, например, в [Л. 30, 33, 34, 58, 104]. Обобщая эти данные, можно прийти к следующим вы-

водам. В области малых размеров образцов (до 3—7 см) наблюдается как увеличение прочности с уменьшением размера образца, так, в отдельных случаях, и ее уменьшение. В области больших размеров образцов увеличение размера обычно приводит к ослаблению механических свойств, выражающемуся в уменьшении прочности, модуля деформации, скорости распространения упругих колебаний и т. п. Характеристики механических свойств с увеличением размеров образцов стремятся к постоянным значениям. В отдельных случаях увеличение размеров образцов свыше 3—7 см приводило также к некоторому повышению прочностных показателей.

Для объяснения наблюдающихся в опытах противоречий М. И. Койфман [Л. 33, 34] выдвинул гипотезу «двух масштабных эффектов», существо которой сводится к следующему. Известно, что дефекты структуры, содержащиеся в объеме и особенно на поверхности твердых тел, оказывают большое влияние на их механические свойства и прежде всего на прочностные показатели. С увеличением размеров образца возрастает вероятность появления опасных дефектов или такого их сочетания, которое приводит к его ослаблению, т. е. снижению показателей механических свойств. В этом заключается «объемный масштабный эффект», отражающий статистическую природу прочности реальных материалов. При испытании образцов скальных пород разных объемов, но подобной формы с уменьшением объема образца увеличивается его удельная поверхность. Очевидно, что влияние дефектов поверхности образца, возникающих при его изготовлении и дополняющих естественные, свойственные его структуре, будет сильнее сказываться при испытаниях малых образцов, чем больших. В этом заключается проявление «поверхностного масштабного эффекта». Наложение рассмотренных двух масштабных эффектов может исказить в ту или иную сторону изменение свойств образцов при изменении их размеров.

Проанализируем изложенные выше представления о проявлении масштабного эффекта в скальных породах применительно к инженерным исследованиям скальных оснований гидротехнических сооружений. Прежде всего отметим, что в теоретических и экспериментальных исследованиях рассматривается лишь частный случай

влияния дефектов одного и того же порядка в различных объемах породы, т. е. все сказанное может относиться только к характеристикам блоков породы одного и того же порядка, причем если основываться на данных экспериментальных исследований блоков, соизмеримых по своим размерам (по качеству дефектов) с образцами. Но даже в этом случае количественные закономерности изменения показателей механических свойств с изменением размеров блока не всегда могут быть установлены с высокой точностью, так как аналитические зависимости содержат эмпирические коэффициенты, определяемые из опытов с образцами разных размеров. Однако при изготовлении таких образцов (бурение и распиловка керна, шлифовка и т. д.) неизбежно возникновение дополнительных поверхностных дефектов, неодинаково влияющих на результаты испытаний образцов, т. е. условия наложения друг на друга объемного и поверхностного масштабных эффектов при испытании крупнозернистых образцов скальных пород разных, но относительно небольших размеров могут быть существенно различны и в большой степени неопределенны. Поэтому экспериментальные и теоретические зависимости позволяют судить скорее о качественном характере проявления масштабности состава, строения и состояния образцов породы, чем о количественной стороне этого вопроса.

На рис. 1-15 приведены полученные различными авторами результаты экспериментальных исследований влияния размеров образцов на механические свойства пород. Эти данные свидетельствуют о том, что даже при линейном размере образца примерно 20—40 см не достигается постоянство рассмотренных показателей. Учитывая сказанное выше, можно ожидать, что из-за проявления поверхностных дефектов образцов опытные кривые оказываются более пологими, чем они должны быть в действительности.

Вернемся к схемам на рис. 1-10 и представим себе, что показанные на них элементарные блоки по своим размерам равны образцам породы, а следовательно, и их характеристики, например E_a , μ_a соответствуют среднестатистическим значениям, полученным при испытаниях этих образцов. Предположим также, что определены значения Δa , E_r , μ_r . Тогда, пользуясь формулами § 1-3, можно рассчитать закон изменения моду-

ля деформации блока, состоящего из образцов, в зависимости от их количества в нем. Только случайно график зависимости $E_L = f(n)$ может явиться продолжением графика зависимости модуля деформации материала образца от его размера. Отсюда следует важный вывод,

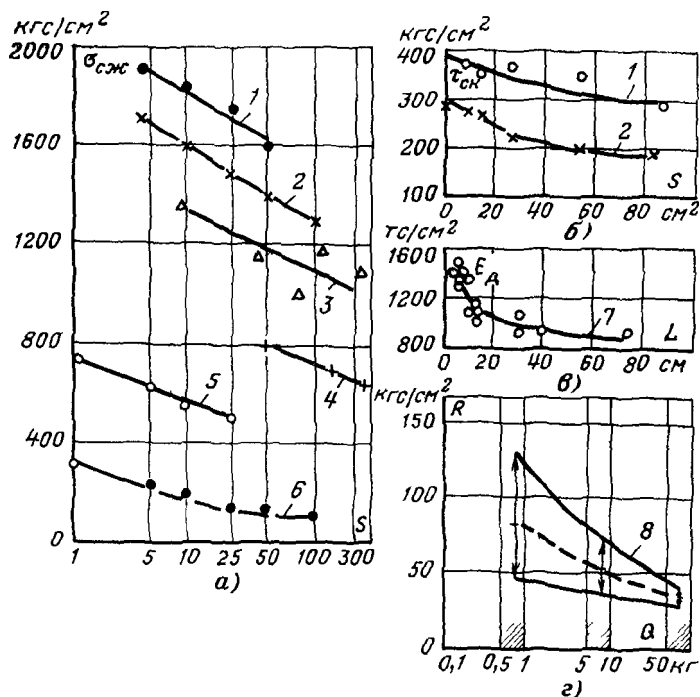


Рис 1-15 Влияние размеров образцов на показатели механических свойств скальных пород

а — прочность при одностороннем сжатии [Л 34], б — сопротивление сдвигу [Л 30], в — динамический модуль упругости (МДС), г — прочность на раздавливание образцов неправильной формы в зависимости от их массы [Л 11], 1 — габбро 2 — мрамор; 3 — гранит, 4 — известняк, 5 — крепкий уголь 6 — газовый уголь, 7 — метаморфический сланец, 8 — известковый сланец

что при переходе к блокам следующего, более высокого порядка, содержащим некоторое количество меньших блоков предыдущего порядка, закономерность изменения показателей механических свойств пород от размера блока может резко изменяться. Таким образом, кривая масштабного эффекта для массива скальных пород будет состоять из нескольких участков с более или менее резкими переломами между ними.

Покажем это на следующем примере. Пусть имеется полоса, вырезанная из условного массива с трещинами одной системы, но разных порядков (рис. 1-16). Примем, что размер самого малого блока (третьего порядка) равен a_3 и соизмерим с размером образца. В зависимости от реальной трещиноватости массива размер a_3 может быть различным. Блок следующего (второго) по-

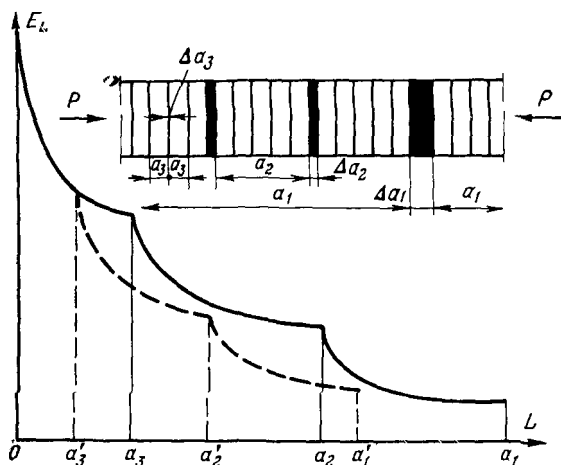


Рис. 1-16 Схема условного массива скальных пород и кривая масштабного эффекта.

рядка размером a_2 состоит из нескольких блоков a_3 , ограниченных трещинами с шириной раскрытия Δa_3 . Его размер также может быть различным в зависимости от того, какие размеры трещин Δa_2 выбраны в качестве граничных при классификации породы по блочности, но он всегда будет кратным целому числу блоков a_3 . Блок первого порядка a_1 состоит из целого числа блоков второго порядка, ограниченных трещинами с раскрытием Δa_2 . Массив скальных пород может состоять из некоторого количества блоков первого порядка, ограниченных трещинами с раскрытием Δa_1 . Очевидно, что $\Delta a_1 > \Delta a_2 > \Delta a_3$. Приложим к полосе осевую силу P и, принимая линейную зависимость между напряжениями и деформациями, определим зависимость изменения среднего значения модуля деформации E_L от длины исследуемого участка полосы.

Для блока третьего порядка при изменении его размера от 0 до a_3 получим участок кривой зависимости $E_L=f(L)$ в интервале $0 \leq L \leq a_3$. При достаточно большом значении a_3 модуль деформации будет стремиться к постоянному значению. Для блока второго порядка закон изменения модуля деформации будет уже иным, зависящим от характеристик блоков a_3 и трещин Δa_3 . Этот закон выразится кривой $E_L=f(L)$ в интервале $a_3 < L \leq a_2$. При достаточно большом значении a_3 второй участок кривой начинается в точке, где модуль деформации блока третьего порядка имеет постоянное, уже не зависящее от его размеров значение (сплошная линия на рис. 1-16). При меньшем размере блока третьего порядка ($a'_3 < a_3$) зависимость $E_L=f(L)$ для блока второго порядка смещается влево (пунктирная линия на рис. 1-16). Переходя далее к блокам более высокого порядка и повторяя тот же ход рассуждений, получаем в результате общий вид кривой $E_L=f(L)$ для исследуемого массива скальных пород (рис. 1-16).

Таким образом, сложный вид кривой масштабного эффекта для массива скальных пород качественно можно считать установленным. Дискретный характер кривой масштабного эффекта массивов скальных пород, отражающий особенности их состава, строения и состояния, свидетельствует о невозможности определения механических свойств крупных участков массива путем простой экстраполяции результатов испытаний образцов или блоков относительно небольшого размера. Тем более неоправданным является используемое иногда на практике назначение деформационных и прочностных показателей крупных участков массива на основе статистической обработки результатов опытов со штампами или целиками породы ограниченных размеров.

1-5. ПРИНЦИПЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПОКАЗАТЕЛЕЙ МЕХАНИЧЕСКИХ СВОЙСТВ МАССИВОВ СКАЛЬНЫХ ПОРОД И ПОСТРОЕНИЯ ГЕОМЕХАНИЧЕСКИХ МОДЕЛЕЙ ОСНОВАНИЙ

Рассмотренные в предыдущих параграфах схемы весьма упрощенно характеризуют особенности массива скальных пород как механической среды. Наличие многих систем трещин в массиве, условность их разделения на порядки и выделения блоков различных порядков, нелинейная зависимость деформаций от напряжений, особенно для зон контактов блоков, сложная кинематика

блоков породы при деформации массива — все это делает невозможным точное количественное описание распределения напряжений, строгое установление критериев квазисплошности, квазиоднородности, влияния масштабного эффекта применительно к условиям реального массива пород. В то же время эти схемы позволили выявить следующие качественные закономерности, учет которых необходим для решения инженерных задач:

а) в силу дисконтинуальности строения массива скальных пород истинное распределение напряжений в нем всегда отличается от определенного методами механики сплошной среды. Наибольшего приближения результатов расчета к действительности можно достичь только тогда, когда имеются достаточно большие относительно элементов неоднородности объемы пород;

б) для блоков любого порядка характеристики механических свойств породы зависят от размеров области исследования, т. е. от условий статистического осреднения дефектов структуры или текстуры и неоднородности вещественного состава породы в пределах этой области. При некотором соотношении размеров блока и содержащихся в нем элементов неоднородности блок может рассматриваться как квазисплошной и квазиоднородный;

в) в общем случае кривая масштабного эффекта массива скальных пород, отражающая закономерность изменения показателей механических свойств с увеличением исследуемого объема породы, не является гладкой, а состоит из отдельных участков. На границах этих участков, соответствующих в натуре переходам к блокам более высоких порядков и ограниченных существенно более крупными трещинами, наблюдается изменение зависимости показателей механических свойств породы от размеров области опробования.

Основываясь на этих закономерностях, сформулируем общие принципы определения показателей механических свойств массивов трещиноватых скальных пород.

1. Строение скальной породы в пределах исследуемого объема должно быть таким, чтобы породу можно было считать квазисплошной и квазиоднородной средой, т. е. дефекты (микро- и макротрещины, зоны ослабления и т. д.) и элементы неоднородности (блоки разной формы и размеров, включения и т. п.) в пределах исследуемого объема должны статистически осредняться.

2. Установленные опытом характеристики механических свойств квазисплошного и квазиоднородного объема породы справедливы лишь для того масштаба исследований, для которого они определены. Если при переходе к более крупным объемам породы качество дефектов и элементов неоднородности не изменилось (отсутствуют, например, более крупные трещины, чем те, которые были характерны для исследованных объемов породы, интрузивные тела и т. п.), то можно ожидать, что показатели механических свойств также не подвергнутся значительным изменениям. Если же переход к более крупным объемам породы сопровождается качественным изменением ее состава, строения и состояния, то следует ожидать изменения показателей механических свойств, причем закон изменения этих показателей с увеличением объема породы, как правило, будет меняться по сравнению с тем, который был установлен при исследовании меньших объемов скальной породы.

Сказанное в полной мере относится к экспериментальному определению показателей деформируемости скальных пород в натурных условиях. В качестве критерия квазисплошности и квазиоднородности породы в этом случае с достаточной для инженерных целей точностью можно использовать формулу (1-27) или кривые, приведенные на рис. 1-11. Практическое использование этих зависимостей заключается в следующем. Определив, например, с помощью зависимостей (1-3) — (1-4) средний размер блока породы, ограниченного трещинами того или иного порядка, и задаваясь возможными значениями модулей деформации блоков и трещин, можно установить минимальный размер штампа, применяемого для опытного определения модуля общей деформации по данным статических испытаний, длину базы прозвучивания при сейсмоакустических испытаниях, размер площадки для измерения напряжений в натурных условиях и т. д.

Применительно к экспериментальным исследованиям прочностных показателей скальных пород сформулированные выше положения менее определены. Это связано с тем, что понятие прочности трещиноватых скальных пород и тем более скальных массивов само по себе значительно менее точно определено, чем понятие деформируемости, и единое мнение о механизме их разруше-

ния, критериях прочности и показателях, используемых в расчетах, до сих пор не выработано. Поэтому вопрос о прочностных показателях скальных пород требует детального рассмотрения (см. гл. 4). Тем не менее, хотя и с меньшей строгостью, чем по отношению к показателям деформируемости, можно утверждать, что при экспериментальных исследованиях прочностных свойств трещиноватых скальных пород также необходимо соблюдать условие квазисплошности и квазиоднородности породы и считаться с возможным проявлением масштабного эффекта.

Это связано, в частности, с тем, что назначение прочностных показателей для некоторого объема породы возможно только тогда, когда в пределах этого объема потенциальные поверхности разрушения статистически осредняются, т. е. отсутствуют одиночные, фиксированные ослабления. В противном случае следует выделять предполагаемые поверхности разрушения в массиве пород, соотносясь, например, с характером и направлением крупных трещин, и для них определять прочностные показатели.

Для учета проявления масштабного эффекта необходимо экспериментально определять влияние изменения размеров области исследования на показатели прочностных свойств скальных пород. При этом особенно важным является анализ изменения строения участка массива пород с увеличением области исследования: появление даже одиночных крупных трещин, не свойственных меньшему объему породы, может коренным образом изменить ее поведение под нагрузкой.

Практические рекомендации к определению показателей деформационных и прочностных свойств скальных оснований гидротехнических сооружений будут даны в главах 3 и 4, а некоторые примеры их конкретного изучения — в гл. 5.

Распространение результатов геомеханических исследований скальных пород, проведенных в натурных условиях, на крупные участки массива связано с использованием инженерно-геологических схем, отражающих его состав, строение и состояние. Не рассматривая здесь весьма сложный вопрос о схематизации массивов скальных пород, отметим, что принципиальные предложения по этому поводу приведены в работах А. М. Гуреева [Л. 19, 21], М. В. Раца и С. Н. Чернышева [Л. 62],

А. Г. Лыкошина и др. [Л. 42]. Примеры схематизации конкретных объектов содержатся в ряде докладов, опубликованных в [Л. 21], а также в диссертациях В. В. Каякина, С. Б. Кереселидзе и др.

Несмотря на методологические различия, указанным работам свойственна общность принципиального подхода: основой является схема, отражающая особенности состава, строения, состояния массива («геоструктурная модель» по А. М. Гурееву, «модель трещиноватости» по М. В. Рацу и С. Н. Чернышеву, «модель строения и состояния» по А. Г. Лыкошину и др.), на базе которой с использованием результатов натурных наблюдений строятся частные прикладные модели, отражающие свойства массива. По нашему мнению, частные модели, или, точнее, схемы, по-разному называемые в указанных выше работах, имеют лишь промежуточное, методическое значение для построения одной — геомеханической модели.

В трактовке автора геомеханическая модель скального основания — это система плоских схем или пространственная схема, на которых для различных в литологическом и структурно-тектоническом отношении участков и элементов массива на основе натурных исследований назначены пределы изменения или зависимости изменения показателей деформационных и прочностных свойств пород. Наличие такой модели позволяет исследовать напряженно-деформированное состояние системы «сооружение — основание», оценить прочность пород в различных точках массива и сделать выводы как о местной прочности, так и об общей устойчивости элементов массива и системы «сооружение — основание».

При схематизации строения массива, исследовании показателей механических свойств пород и распространении этих показателей на массив неизбежные упрощения приводят к тому, что геомеханическая модель скального основания лишь в той или иной мере будет адекватна реальному массиву. Поэтому важно не только построить вариант геомеханической модели конкретного основания, но и выявить возможные изменения ее геометрических и механических параметров, а в ряде случаев и силовых воздействий. Тогда анализ взаимодействия сооружения и основания при различных вариантах геомеханической модели, отражающих возможные изменения параметров и воздействий, позволит

проектировщикам принять надежные и экономичные решения.

В связи с этим весьма важен метод исследования системы «сооружение — основание». Учитывая большую сложность задачи, представляется, что в настоящее время основными являются эксперименты на физических моделях и расчеты численными методами с использованием ЭВМ.

При проведении модельных экспериментов возникают определенные трудности, связанные прежде всего со сложностью подбора моделирующих материалов, реализацией в опыте разнообразных силовых воздействий, измерением напряжений и т. д. Поэтому возможность использования в физических экспериментах геомеханических схем высокой степени детальности весьма ограничена. Существенным недостатком, свойственным модельным опытам, является, как правило, одноразовое использование модели, т. е. дорогостоящая и требующая длительного времени для изготовления модель, по существу, представляет собой лишь один вариант задачи. Для того чтобы исследовать влияние тех или иных факторов (расположение трещин, зон ослабления, цементации, изменение показателей механических свойств участков основания и т. п.), приходится изготавливать серию моделей и проводить большое количество экспериментов.

По нашему мнению, в наибольшей степени особенности массивов скальных пород как неоднородных, анизотропных, трещиноватых сред могут быть учтены в результате численных расчетов, в частности методом конечных элементов, основные положения которого излагаются в следующей главе. Вместе с тем современные возможности вычислительной техники, имеющейся на вооружении у проектировщиков, пока еще ограничивают применение этого метода в основном решением плоских и осесимметричных задач. В ряде случаев, например при анализе устойчивости сложных пространственных систем, в настоящее время используют упрощенные представления, основанные на гипотезе твердого тела (Э. Г. Газиев [Л. 10], С. И. Тайчер, Ю. Б. Мгалобелов [Л. 77], П. Лонд [Л. 117] и др.). Следует ожидать, что по мере совершенствования вычислительной техники и прикладного аппарата метода конечных элементов границы его применения будут расширяться. Это в свою очередь потребует более детальной разработки геоме-

халических моделей скальных оснований гидротехнических сооружений.

Построение предварительных вариантов геомеханических моделей целесообразно уже на ранних стадиях изыскания и проектирования, даже при минимальной информации о строении и свойствах основания. Проведение серии расчетов методом конечных элементов для таких моделей при широком диапазоне изменения показателей свойств пород и параметров сооружения позволит уточнять на каждой стадии направление дальнейших инженерно-геологических и геомеханических изысканий и исследований и будет способствовать оптимизации процесса проектирования и строительства гидроузлов.

Глава вторая

НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ, ПРОЧНОСТЬ И УСТОЙЧИВОСТЬ СКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЙ

2-1. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ РАСЧЕТА МЕТОДОМ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Современная тенденция расчета и проектирования гидротехнических сооружений на скальных основаниях заключается в том, что система «сооружение — основание» рассматривается как единое целое, где сооружение и основание взаимодействуют друг с другом. Задача инженера заключается в анализе напряженно-деформированного состояния такой неоднородной системы, расчете и проектировании отдельных ее элементов с обеспечением надлежащей прочности и устойчивости и соблюдением условия экономичности.

Можно следующим образом сформулировать требования к расчетам напряженно-деформированного состояния, прочности и устойчивости скальных оснований, взаимодействующих с гидротехническими сооружениями:

- 1) в расчетах должно учитываться влияние всех видов силового воздействия на скальное основание

(нагрузка от сооружения и водохранилища, собственный вес пород, гидростатическое и гидродинамическое давления, усилия, обусловленные тектоническими, сейсмическими и другими воздействиями);

2) следует определять компоненты напряжений и в случае необходимости перемещений в системе «сооружение — основание», ограниченной любой поверхностью и имеющей любой характер неоднородности (свойства материалов сооружения, участки массива с различными показателями механических свойств скальных пород, включая анизотропию этих свойств, их нелинейную зависимость от напряжений, разрывные нарушения, зоны дробления и т. п.);

3) при известном поле напряжений необходимо определять прочность породы в любой точке основания, выявлять поверхности или области в массиве, находящиеся в предельном состоянии, оценивать устойчивость системы «сооружение — основание» как единого целого.

Таким образом, общая задача сводится к двум частным: исследованию напряженно-деформированного состояния системы «сооружение — основание» и оценке прочности породы в каждой точке основания с последующим анализом устойчивости всей системы. Для расчета напряженно-деформированного состояния скальных оснований, взаимодействующих с сооружениями, в настоящей работе принят метод конечных элементов.

Как будет показано ниже, структура метода и процедура реализации практических расчетов на ЭВМ позволяют существенно улучшить саму постановку задачи о расчете системы «сооружение — основание». В расчетной схеме сооружение и основание могут быть представлены в наиболее близком к реальным объектам виде. Специфика метода конечных элементов позволяет учесть в расчете практически все рассмотренные в предыдущей главе особенности скальных оснований, связанные с их геологическим строением и представлением в виде механической среды. Сложные и разнообразные виды нагрузок, действующих на гидротехническое сооружение и скальное основание, вполне поддаются учету при расчетах методом конечных элементов.

При известном поле напряжений и заданном условии прочности оказывается возможным решить и вторую задачу — оценку местной прочности и общей устойчивости основания. Однако тут возникает ряд дополнитель-

ных сложностей, связанных как с основными предпосылками метода, так и со спецификой задач о прочности. При помощи некоторых приемов, о которых будет сказано ниже, использование метода конечных элементов позволяет преодолеть и эти сложности.

Необходимо отметить еще одну важную особенность метода конечных элементов, оказавшую существенное влияние на всю постановку проблемы инженерно-геологических и геомеханических исследований скальных оснований и расчетов системы «сооружение — основание». Оптимальным условием решения инженерной задачи является соответствие между возможностями аппарата анализа, детальностью расчетной схемы или модели и точностью определения показателей физико-механических свойств материалов, составляющих исследуемый объект. Пока основными методами анализа напряженно-деформированного состояния, прочности и устойчивости системы «сооружение — основание» или отдельных ее элементов были упрощенные способы расчетов и модельные эксперименты, оказывалось возможным ограничиваться весьма приближенными данными о механических свойствах скальных оснований. В большинстве случаев более детальные сведения, учитывающие неоднородность, анизотропию, нелинейность скальных пород, наличие местных нарушений, природные напряжения и т. п., просто не могли быть удовлетворительно реализованы в исследованиях. Применение метода конечных элементов к расчету гидротехнических сооружений на скальных основаниях не только позволило отразить в расчете особенности строения и состояния массива, но и потребовало разработки более детальных представлений о закономерностях механических свойств трещиноватых скальных пород.

Ограниченный объем главы не дает возможности детально изложить теоретические основы метода конечных элементов, привести полный вывод расчетных зависимостей и показать способы реализации расчетов инженерных задач на ЭВМ. Поэтому здесь будут рассмотрены лишь основные положения, сопровождающиеся в случае необходимости ссылками на литературу. Для более углубленного изучения теории и приложения метода конечных элементов к инженерным задачам рекомендуются следующие обобщающие работы: [Л. 53, 67, 68, 94, 114, 126]. Из отечественных публикаций в области

строительства гидротехнических сооружений определен- ный интерес представляют также исследования, выпол- ненные во ВНИИГ, ВОДГЕО, Гидропроекте, МИСИ и других организациях. Ссылки на некоторые из этих ра- бот приведены в списке литературы.

В дальнейшем изложении предполагается, что чита- тель знаком с основами матричной алгебры, поэтому при выводе расчетных зависимостей широко используется матричная форма записи.

Выполнение расчетов напряженно-деформированного состояния системы «сооружение — основание» методом конечных элементов требует проведения больших объе- мов вычислительных работ и осуществляется на быстро- действующих электронно-вычислительных машинах. В связи с этим наряду с изложением аналитического аппарата метода в настоящей главе приводятся некото- рые рекомендации по реализации расчетов на ЭВМ

Поскольку задача об исследовании напряженно-де- формированного состояния скального основания имеет самостоятельное значение и, кроме того, для анализа прочности породы в любой точке и устойчивости систе- мы «сооружение — основание» необходимо прежде всего определить напряженное состояние пород, основное внимание уделено именно этому вопросу (§ 2-1—2-4). Принципиальные положения, связанные с решением за- дачи о прочности и устойчивости скальных оснований, рассматриваются в § 2-5, конкретные рекомендации для решения этой задачи приведены в § 4-4.

В методе конечных элементов исследуемая область рассматривается как состоящая из конечного числа от- дельных элементов, вплотную прилегающих друг к дру- гу и шарнирно скрепленных в вершинах. Все виды на- грузок (поверхностные и объемные силы) приводят- ся к сосредоточенным и считаются приложенными в уз- ловых точках сетки разбивки исследуемой области, образованных вершинами элементов. Разделение области на элементы не является ее физической дискретизацией, а используется лишь как математический прием. Для того чтобы область, представленная совокупностью элементов, деформировалась как единое целое, на- лагаются определенные условия, выбор которых зависит от исходных предпосылок построения разновидности решения. Представление исследуемой области в виде совокупности элементов приводит к тому, что решение

становится приближенным. Точность результатов в большей степени зависит как от количества элементов, т. е. от детальности разбивки области на элементы, так и от условий, обеспечивающих сплошность среды.

В методе конечных элементов различаются решения, основанные на использовании метода перемещений и метода сил. В первом случае в качестве условия сплошности задается неразрывность поля перемещений в пределах расчетной области, во втором — поле напряжений, удовлетворяющее дифференциальным условиям равновесия. В наибольшей степени сейчас разработаны решения, основанные на использовании метода перемещений. В то же время, как показывает сопоставление результатов расчетов, проведенных для частных задач, решения, основанные на методе сил, при одной и той же детальности разбивки исследуемой области на элементы, могут быть более точными, чем решения, основанные на методе перемещений.

В качестве примера на рис. 2-1 представлены относительные значения центрального прогиба квадратной свободно опертой по краям плиты, нагруженной в центре сосредоточенной силой, полученные методом конечных элементов при использовании разных предпосылок для вывода расчетных формул и разной детальности сетки разбивки [Л. 122]. За единицу принято значение прогиба, определенное строгими методами теории упругости. Анализ данных, приведенных на рис. 2-1, свидетельствует о том, что при использовании решений, основанных на методе перемещений, для достижения той же степени точности требуется более детальная схема разбивки области на элементы, чем при использовании решений, основанных на методе сил, или усложнение условий сплошности (комбинированный метод). Поэтому одной из ближайших задач является развитие и других модификаций метода конечных элементов.

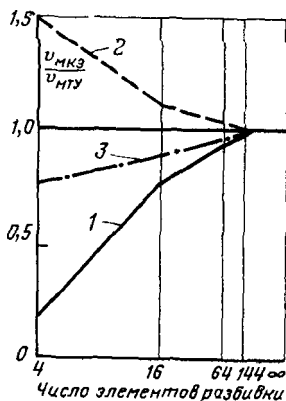


Рис 2-1. Зависимость относительного прогиба центра свободно опертой плиты от детальности сетки разбивки.

1 — метод перемещений; 2 — метод сил; 3 — комбинированный метод.

Опыт практических расчётов, выполненных автором и его сотрудниками в связи с исследованиями гидротехнических сооружений взаимодействующих со скальными основаниями, свидетельствует о том, что точность, получаемая методом конечных элементов в модификации метода перемещений (во всяком случае в рамках плоской задачи), вполне достаточна, а возможности современных ЭВМ, имеющихся на вооружении научно-исследовательских и проектных организаций, обеспечивают реализацию соответствующих решений.

Использование вариационного подхода для вывода основного уравнения метода конечных элементов в форме метода перемещений заключается в минимизации выражения полной потенциальной энергии системы, находящейся в равновесии под действием внешних и внутренних сил, которое в матричной записи можно представить в виде

$$\mathcal{E} = \mathcal{E}(u, v, w) - \mathcal{E}(Q, P) = \frac{1}{2} U^T K U - U^T F, \quad (2-1)$$

где первый член правой части уравнения есть потенциальная энергия деформации системы, второй — потенциал внешних сил (объемных и поверхностных); U^T — транспонированный вектор U .

Условие стационарности (минимума) выражения (2-1) позволяет получить основное уравнение метода конечных элементов:

$$F = K U, \quad (2-2)$$

где F — вектор (матрица-столбец) компонент внешних (поверхностных и объемных) сил, приложенных в узловых точках сетки разбивки, называемый вектором обобщенных сил; K — квадратная симметричная матрица, устанавливающая связь между обобщенными силами и обобщенными перемещениями (обобщенная матрица жесткости системы); U — вектор (матрица-столбец) компонент перемещений узловых точек, называемый вектором обобщенных перемещений.

Для пространственной задачи векторы F и U состоят из $3n$ членов, а матрица K имеет размер $3n \times 3n$, где n — количество узловых точек сетки разбивки. Для плоской задачи соответственно порядок этих матриц понижается до $2n$. Физически это объясняется тем, что в каждой узловой точке i в случае пространственной задачи имеется три компоненты обобщенных сил F_{xi} ,

F_{yi} , F_{zi} и три компоненты обобщенных перемещений u_i , v_i , w_i ; в случае плоской задачи количество этих компонент соответственно уменьшается до двух.

Матричное уравнение (2-2) может быть представлено в виде системы уравнений

[illegible]

где $m=3n$ — для пространственной и $m=2n$ — для плоской задач. Таким образом, члены матрицы K являются коэффициентами системы линейных уравнений.

При решении инженерных задач обычно приходится иметь дело со смешанными граничными условиями. На некоторой части контура исследуемой области (например, плотины) задаются компоненты сил и неизвестны компоненты перемещений; на другой части контура (например, выделенная для расчета область основания) задаются компоненты перемещений, которые могут, в частности, быть равны нулю, и неизвестны компоненты сил. Таким образом, в каждой узловой точке на контуре будут известны соответствующие члены или вектора \mathbf{F} , или вектора \mathbf{U} . Для узловых точек внутри области обычно бывают заданы компоненты сил, которые также на отдельных участках могут быть равны нулю (если не учитываются объемные силы), и неизвестны компоненты перемещений. Тогда при известных значениях членов обобщенной матрицы жесткости системы \mathbf{K} задача становится определенной, т. е. количество неизвестных в уравнении (2-2), или, что то же, в системе (2-3), оказывается равно количеству уравнений этой системы. Можно также показать, что определитель системы уравнений (2-3) всегда будет отличен от нуля. Этих условий достаточно, чтобы система уравнений имела решение и притом только одно.

Таким образом, задача в перемещениях может быть решена, т. е. могут быть определены компоненты перемещений узловых точек сетки разбивки, а через них, как будет показано ниже, и компоненты перемещений любой точки исследуемой области. Расчет компонент напряжений и относительных деформаций

выполняется с использованием физических уравнений, характеризующих особенности материала области; применительно к основным механическим схемам скальных пород этот расчет будет приведен в последующих параграфах. При известном поле напряжений и заданных характеристиках прочности пород основания может быть оценено в каждой точке состояние породы по прочности и вынесено суждение о местной или общей

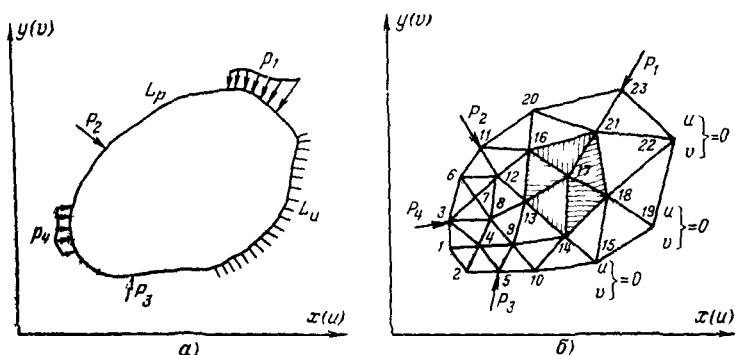


Рис. 2-2. Представление сплошного тела (а) в виде совокупности треугольных элементов (б).

устойчивости массива. Этот вопрос рассматривается в § 2-5.

Из изложенного ясно, что задача расчета напряженно-деформированного состояния сооружения и основания методом конечных элементов сводится к составлению для определенных конкретных условий матричного выражения (2-2) и решению соответствующей ему системы уравнений (2-3). Последняя часть задачи — решение системы уравнений — может быть выполнена одним из известных способов решения на ЭВМ больших систем линейных уравнений с постоянными коэффициентами.

Наиболее сложным является определение выражения (2-2) для условий конкретной задачи. Проиллюстрируем основные правила составления этого выражения на частном примере. Для простоты ограничимся случаем плоской задачи.

Пусть имеется некоторое тело, ограниченное любым (ломаным, криволинейным и т. п.) контуром L находящееся в равновесии под действием внешних сил (рис 2-2,а). Для того чтобы не загромождать чертеж, на рисунке показаны лишь поверхностные силы. При-

мом смешанные граничные условия на части контура L_p заданы силы и неизвестны перемещения, на части контура L_u перемещения заданы (в частном случае равны нулю) и неизвестны реактивные силы. Представим исследуемое тело в виде совокупности элементов треугольной формы, количество которых обозначим N (на рис 2-2,б $N=32$). Перемещения узловых точек обозначим через u_i, v_i , где $i=1, 2, \dots, n$, n — количество узловых точек системы (на рис 2-2,б $n=23$). Нумерация узловых точек показана на рисунке. При разбивке тела на элементы обратим внимание на то, чтобы в местах приложения сосредоточенных сил (P_2 и P_3) и на границах между частями контура L_p и L_u находились узловые точки сетки разбивки. Заменяем распределенные нагрузки сосредоточенными силами (P_1 и P_4), приложенными также в узловых точках. Рассчитаем объемные силы (например, силы веса) для каждого треугольного элемента, относим их к центрам тяжести треугольников. Затем по одной трети каждой из этих сил приложим в вершинах соответствующих треугольников. Тогда компонента обобщенной силы в узловой точке i , возникающая, например, за счет собственного веса, определится по формуле

$$Q_i = \frac{1}{3} \sum_q (S_i)_q, \quad (2-4)$$

где $(S_i)_q$ — произведение площадей элементов, объединяющихся вокруг точки i , на объемные веса материала тела, q — количество элементов, объединяющихся вокруг точки i . Аналогично могут быть рассчитаны и компоненты сил, возникающих за счет гидродинамического давления, температурного воздействия и т. п.

В тех узловых точках контура тела, где приложены поверхностные силы, включая неизвестные реакции на части контура L_u , компоненты обобщенной силы F_i будут равны векторной сумме сил P_i и Q_i , т. е. в общем случае

$$\left. \begin{aligned} F_{xi} &= P_{xi} + Q_{xi}; \\ F_{yi} &= P_{yi} + Q_{yi} \end{aligned} \right\} \quad (2-5)$$

Теперь легко определить вид векторов обобщенных сил и обобщенных перемещений. Принимая порядок перечисления компонент сил и компонент перемещений так, что в начале записываются компоненты, параллельные оси x , а затем компоненты, параллельные оси y , получим для рассматриваемого примера

$$F = \begin{pmatrix} F_{x1} \\ F_{x2} \\ \vdots \\ F_{x23} \\ F_{y1} \\ F_{y2} \\ \vdots \\ F_{y23} \end{pmatrix}; \quad U = \begin{pmatrix} u_1 \\ u_2 \\ \vdots \\ u_{23} \\ v_1 \\ v_2 \\ \vdots \\ v_{23} \end{pmatrix}, \quad (2-6)$$

причем в выражениях (2-6) некоторые компоненты будут известны (например, все компоненты сил, кроме относящихся к узловым точкам 15, 19, 22 части L_n контура тела), и компоненты перемещений, относящиеся к этим же точкам и равные нулю.

Значительно сложнее определить вид обобщенной матрицы жесткости системы. Покажем общие правила определения членов этой матрицы применительно к некоторой узловой точке, например 17. Вокруг этой точки группируются треугольные элементы 17-13-14, 17-14-18, ..., 17-16-13. Рассмотрим отдельно элемент 17-13-14. В узловых точках, совпадающих с его вершинами, приложены компоненты сил F_{x17} , F_{x13} , F_{x14} , ..., F_{y14} . Если вся система находится в равновесии, то и каждый ее элемент также находится в равновесии, причем деформация каждого элемента, например 17-13-14, до равновесного состояния вызвана не силами F_{x17} , F_{x13} , ..., F_{y14} , которые деформируют и соседние треугольные элементы, а лишь некоторыми их частями f_{x17} , f_{x13} , ..., f_{y14} .

В то же время в силу неразрывности поля перемещений точек тела перемещения вершин элемента 17-13-14 равные u_{17} , u_{13} , ..., u_{14} , будут такими же, как и у этих же вершин соседних элементов. Тогда для элемента 17-13-14 уравнение связи компонент сил с компонентами перемещений выразится в соответствии с (2-2) в виде

$$f = kU, \quad (2-7)$$

Матрица k называется матрицей жесткости треугольного элемента и, по-прежнему, для случая плоской задачи имеет размер $2n \times 2n$. Поскольку для треугольного элемента $n=3$, то ее размер будет 6×6 . Предположим, что известен вид матрицы жесткости всех треугольных элементов, составляющих исследуемое тело, причем для элемента 17-13-14 она равна:

$$\mathbf{k} = \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} & a_{14} & a_{15} & a_{16} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} & a_{24} & a_{25} & a_{26} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} & a_{34} & a_{35} & a_{36} \\ a_{41} & a_{42} & a_{43} & a_{44} & a_{45} & a_{46} \\ a_{51} & a_{52} & a_{53} & a_{54} & a_{55} & a_{56} \\ a_{61} & a_{62} & a_{63} & a_{64} & a_{65} & a_{66} \end{bmatrix}. \quad (2-8)$$

Для остальных элементов матрицы k будут иметь аналогичный вид, и их члены обозначим символами b_{ij} , c_{ij} , d_{ij} , e_{ij} и т. д.¹

Выражение (2-7) можно записать в виде системы алгебраических уравнений:

$$\left. \begin{aligned} f'_{x_{17}} &= a_{11}u_{17} + a_{12}u_{13} + a_{13}u_{14} + a_{14}v_{17} + a_{15}v_{13} + a_{16}v_{14}; \\ f'_{x_{13}} &= a_{21}u_{17} + a_{22}u_{13} + a_{23}u_{14} + a_{24}v_{17} + a_{25}v_{13} + a_{26}v_{14}; \\ &\dots\dots\dots \\ f'_{y_{14}} &= a_{61}u_{17} + a_{62}u_{13} + a_{63}u_{14} + a_{64}v_{17} + a_{65}v_{13} + a_{66}v_{14}. \end{aligned} \right\} \quad (2.9)$$

Здесь верхний индекс у компонент f указывает, что они относятся к элементу 17-13-14.

¹ В данном примере для упрощения изложения индексы у членов матриц жесткости треугольных элементов имеют собственную нумерацию, не связанную с номерами узловых точек сетки разбиения.

$$\left. \begin{aligned} f''_{x'17} &= b_{11}u_{17} + b_{12}u_{14} + b_{13}u_{18} + b_{14}v_{17} + b_{15}v_{14} + b_{16}v_{18}; \\ f''_{x'14} &= b_{21}u_{17} + b_{22}u_{14} + b_{23}u_{18} + b_{24}v_{17} + b_{25}v_{14} + b_{26}v_{18}; \\ &\dots\dots\dots \\ f''_{y'18} &= b_{61}u_{17} + b_{62}u_{14} + b_{63}u_{18} + b_{64}v_{17} + b_{65}v_{14} + b_{66}v_{18} \end{aligned} \right\} (2-10)$$

Определим связь между компонентами обобщенной силы, приложенной в узловой точке 17, и компонентами перемещений. Из условия равновесия сил в точке 17 будут выполняться равенства

$$\left. \begin{aligned} F_{x17} &= f'_{x17} + f''_{x17} + f'''_{x17} + f^{(4)}_{x17} + f^{(5)}_{x17}; \\ F_{y17} &= f'_{y17} + f''_{y17} + f'''_{y17} + f^{(4)}_{y17} + f^{(5)}_{y17}. \end{aligned} \right\} \quad (2-11)$$

$$F_{x17} = (a_{11} + b_{11} + c_{11} + d_{11} + e_{11})u_{17} + (a_{12} + e_{13})u_{13} + \\ + (a_{13} + b_{12})u_{14} + (b_{13} + c_{12})u_{18} + (c_{13} + d_{12})u_{21} + \\ + (d_{13} + e_{12})u_{16} + (a_{14} + b_{14} + c_{14} + d_{14} + e_{14})v_{17} + \\ + (a_{15} + e_{16})v_{13} + (a_{16} + b_{15})v_{14} + (b_{16} + c_{15})v_{18} + \\ + (c_{16} + d_{15})v_{21} + (d_{16} + e_{15})v_{16}; \quad (2-12)$$

$$F_{y17} = (a_{41} + b_{41} + c_{41} + d_{41} + e_{41})u_{17} + (a_{42} + e_{43})u_{13} + \\ + (a_{43} + b_{42})u_{14} + (b_{43} + c_{42})u_{18} + (c_{43} + d_{42})u_{21} + \\ + (d_{43} + e_{42})u_{16} + (a_{44} + b_{44} + c_{44} + d_{44} + e_{44})v_{17} + \\ + (a_{45} + e_{46})v_{13} + (a_{46} + b_{45})v_{14} + (b_{46} + c_{45})v_{13} + \\ + (c_{46} + d_{45})v_{21} + (d_{46} + e_{45})v_{16}. \quad (2-13)$$

$$F_{x17} = K_{17,17}u_{17} + K_{17,13}u_{13} + K_{17,14}u_{14} + K_{17,16}u_{16} + K_{17,21}u_{21} + K_{17,18}u_{18} + K_{17,40}v_{17} + K_{17,36}v_{13} + K_{17,37}v_{14} + K_{17,41}v_{16} + K_{17,44}v_{21} + K_{17,39}v_{16}; \quad (2-14)$$

$$F_{y17} = K_{40,17}u_{17} + K_{40,13}u_{13} + K_{40,14}u_{14} + K_{40,18}u_{18} + \\ + K_{40,21}u_{21} + K_{40,16}u_{16} + K_{40,40}v_{17} + K_{40,36}v_{13} + \\ + K_{40,37}v_{14} + K_{40,41}v_{18} + K_{40,44}v_{21} + K_{40,39}v_{16}, \quad (2-15)$$

Сравнивая выражения (2-14) с (2-12) и (2-15) с (2-13), получаем:

[illegible]

т. е. каждый член обобщенной матрицы жесткости системы вполне определяется как сумма некоторых членов матриц жесткости отдельных элементов. Сопоставляя уравнения (2-14) и (2-15) с выражением (2-3), замечаем следующее: в каждой строке матрицы \mathbf{K} отличными от нуля будет лишь ограниченное количество членов. Номера столбцов этих членов соответствуют номерам компонент перемещений u_i, v_i в векторе \mathbf{U} , относящихся к узловым точкам объединения элементов. Под объединением элементов здесь понимается их совокупность вокруг узловой точки, соответствующей номеру строки матрицы \mathbf{K} или меньшей его на величину n . Например, для схемы на рис. 2-2,б 17-я и 40-я строки матрицы \mathbf{K} (при $n=23$) будут содержать отличные от нуля члены с номерами столбцов: 13, 14, 16, 17, 18, 21, 36, 37, 39, 40, 41, 44. Все остальные члены этих строк будут равны нулю.

При определении членов обобщенной матрицы жесткости системы через члены матриц жесткости элементов $a_{ij}, b_{ij}, \dots, e_{ij}$ никаких ограничений на значения последних не накладывалось. Это крайне важное обстоятельство обеспечивает возможность расчета методом конечных элементов систем, существенно неоднородных по своим физико-механическим свойствам.

Приведенный пример определения обобщенной матрицы жесткости системы для случая плоской задачи и треугольной сетки разбивки по существу остается справедливым как для других форм элементов в плоской задаче, так и для случая пространственной задачи. Разница будет заключаться главным образом в общем виде матриц жесткости элементов (2-8) и в вытекающих из этого последующих математических преобразованиях. Так, например, для случая пространственной задачи при использовании элементов в форме параллелепипедов матрица \mathbf{k} будет иметь размер 24×24 , что приведет к существенно более громоздкой записи всех математических операций.

Таким образом, ясно, что обобщенная матрица жесткости системы — есть сочетание матриц жесткости элементов, составленное по особым правилам, т. е. если определены матрицы жесткости элементов, формирующих исследуемое тело, то этим вполне определяется и обобщенная матрица жесткости системы и вид уравнения (2-2). Тогда задача сформулирована и дальнейшее ее решение в перемещениях сводится к решению системы алгебраических уравнений с известными коэффициентами.

Перейдем теперь к определению вида матриц жесткости элементов разного типа для сред, характеризующих наиболее распространенные в инженерной практике механические схемы скальных оснований, и к расчету напряжений и деформаций.

2-2. РАСЧЕТ НЕОДНОРОДНЫХ ИЗОТРОПНЫХ СРЕД

Система «сооружение — основание» может рассматриваться как квазисплошная, неоднородная и квазиизотропная область, если

а) в пределах исследуемой области могут быть выделены участки, механические свойства материалов которых значительно отличаются друг от друга (например, отдельные элементы плотины, разные по деформируемости участки основания и т. п.);

б) в пределах каждого участка отсутствуют единичные разрывные или сдвиговые нарушения (трещины, зоны дробления) или единичные включения материалов с характеристиками механических свойств, резко отличающимися от средних показателей для участка;

в) на каждом участке материал не обладает ярко выраженной анизотропией механических свойств.

Неоднородная область исследования разделяется плоской или пространственной сеткой разбишки на отдельные элементы, причем в пределах каждого элемента среда должна быть однородна по своим механическим свойствам. Для плоской задачи обычно используются элементы треугольной или прямоугольной формы, а иногда и комбинации элементов разной формы. Для пространственной — элементы в виде тетраэдров или параллелепипедов. Возможна и более сложная форма задания элементов [Л. 67, 114, 126].

В предыдущем параграфе отмечалось, что основное матричное уравнение (2-2) может быть составлено, если известны матрицы жесткости элементов области исследований. Рассмотрим общие правила определения матрицы жесткости отдельных элементов на примере элемента треугольной формы. Примем линейную зависимость между напряжениями и деформациями. Воспользуемся схемой на рис. 2-2,б. Будем считать, что исследуемое тело существенно неоднородно, так что среда в пределах каждого элемента обладает постоян-

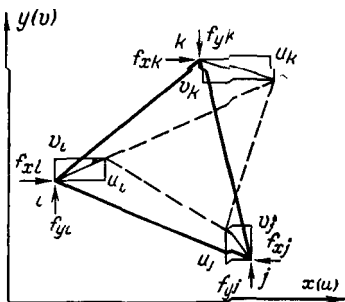


Рис 2-3 Расчетная схема треугольного элемента изотропной среды.

ными, но отличными от соседних деформационными характеристиками E, μ . Выделим какой-либо треугольный элемент и обозначим его вершины через i, j, k (рис. 2-3). Если вся система под действием внешних сил находится в состоянии равновесия, то элемент ijk под действием сил $f_{xi}, f_{xj}, \dots, f_{yk}$ также будет находиться в равновесии. Введем условие неразрывности поля перемещений в пределах элемента. В наиболее простой форме это условие выразится уравнениями

$$\left. \begin{aligned} u &= a_1 + a_2 x + a_3 y; \\ v &= a_4 + a_5 x + a_6 y, \end{aligned} \right\} \quad (2-17)$$

где u, v — компоненты перемещений точки с координатами x, y ; a_1, a_2, \dots, a_6 — неизвестные коэффициенты.

Определим вид этих коэффициентов. Поскольку уравнения (2-17) справедливы для любой точки элемента, они будут справедливы и для его вершин, что в матричной форме можно записать как

$$U = Q\alpha, \quad (2-18)$$

где

$$U = \begin{Bmatrix} u_i \\ u_j \\ u_k \\ v_i \\ v_j \\ v_k \end{Bmatrix}, \quad \alpha = \begin{Bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \alpha_3 \\ \alpha_4 \\ \alpha_5 \\ \alpha_6 \end{Bmatrix}, \quad Q = \begin{Bmatrix} Q_1 & 0 \\ 0 & Q_1 \end{Bmatrix},$$

$$Q_1 = \begin{Bmatrix} 1 & x_i & y_i \\ 1 & x_j & y_j \\ 1 & x_k & y_k \end{Bmatrix}.$$

Применяя к уравнению (2-18) инверсию матриц, получаем:

$$\alpha = Q^{-1}U, \quad (2-19)$$

где Q^{-1} — обратная матрица Q .

Из уравнения (2-19) можно определить значения коэффициентов $\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_6$. Подставив эти значения в уравнение (2-17), после преобразования получим:

$$\left. \begin{aligned} u &= a_i(x, y)u_i + a_j(x, y)u_j + a_k(x, y)u_k; \\ v &= a_i(x, y)v_i + a_j(x, y)v_j + a_k(x, y)v_k, \end{aligned} \right\} \quad (2-20)$$

где

$$a_i(x, y) = \frac{1}{2S} [x_j y_k - x_k y_j + (y_j - y_k)x + (x_k - x_j)y];$$

$$a_j(x, y) = \frac{1}{2S} [x_k y_i - x_i y_k + (y_k - y_i)x + (x_i - x_k)y];$$

$$a_k(x, y) = \frac{1}{2S} [x_i y_j - x_j y_i + (y_i - y_j)x + (x_j - x_i)y];$$

здесь S — площадь треугольного элемента.

Выражения (2-20) полностью удовлетворяют заданному виду уравнений (2-17) и граничным условиям: подстановка в эти выражения координат вершин элементов преобразует их в тождества. Можно показать также, что определенное таким образом поле перемещений является непрерывным не только в пределах элемента, но и на его границах.

Из уравнений (2-20) непосредственно можно получить выражения для относительных деформаций в пределах элемента. Так как

$$\varepsilon = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial y} \\ \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \end{Bmatrix}, \quad (2-21)$$

то, продифференцировав уравнения (2-20), получим:

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{1}{2S} (y_{jk} u_i - y_{ik} u_j + y_{ij} u_k); \\ \varepsilon_y &= \frac{1}{2S} (-x_{jk} v_i + x_{ik} v_j - x_{ij} v_k); \\ \gamma_{xy} &= \frac{1}{2S} (-x_{jk} u_i + x_{ik} u_j - x_{ij} u_k + y_{jk} v_i - y_{ik} v_j + \\ &\quad + y_{ij} v_k), \end{aligned} \right\} \quad (2-22)$$

где

$$\begin{aligned} y_{ij} &= y_i - y_j; & y_{ij} &= -y_{ji}; \\ y_{ik} &= y_i - y_k; & y_{ik} &= -y_{ki}; \\ . & . & . & . \\ x_{jk} &= x_j - x_k; & x_{jk} &= -x_{kj}. \end{aligned}$$

В матричной форме уравнения (2-22) запишутся в виде

$$\varepsilon = \mathbf{B} \mathbf{U}, \quad (2-23)$$

где

$$\mathbf{B} = \frac{1}{2S} \begin{vmatrix} y_{jk} & -y_{ik} & y_{ij} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -x_{jk} & x_{ik} & -x_{ij} \\ -x_{jk} & x_{ik} & -x_{ij} & y_{jk} & -y_{ik} & y_{ij} \end{vmatrix}. \quad (2-24)$$

Формулу (2-24) часто называют геометрической матрицей

Анализ выражения для ϵ показывает, что при представлении исследуемой области в виде совокупности треугольных элементов и задании поля перемещений в виде уравнений (2-17) компоненты относительной деформации в элементе не зависят от координат рассматриваемой точки и полностью определяются лишь координатами и перемещениями вершин элемента, т. е. компоненты относительной деформации являются постоянными в пределах каждого элемента. Для соседнего элемента области компоненты относительной деформации также будут постоянными, но отличными по величине. Таким образом, для рассматриваемого случая поле деформаций претерпевает разрывы на границах между элементами.

При линейной зависимости между напряжениями и деформациями обобщенный закон Гука в матричной форме выразится уравнением

$$\sigma = \mathbf{D}\epsilon, \quad (2-25)$$

где для случая плоской деформации

$$\mathbf{D} = \begin{vmatrix} \lambda + 2G & \lambda & 0 \\ \lambda & \lambda + 2G & 0 \\ 0 & 0 & G \end{vmatrix}; \quad (2-26)$$

в свою очередь λ и G — коэффициенты Ляме:

$$\lambda = \frac{E\mu}{(1+\mu)(1-2\mu)}, \quad G = \frac{E}{2(1+\mu)};$$

для случая плоского напряженного состояния

$$\mathbf{D} = \frac{E}{1-\mu^2} \begin{vmatrix} 1 & \mu & 0 \\ \mu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\mu}{2} \end{vmatrix}. \quad (2-27)$$

Выражения (2-26) и (2-27) часто называют физическими матрицами

Используя уравнения (2-23) и (2-25), можно определить компоненты вектора напряжений:

$$\sigma = \begin{vmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{vmatrix} = \mathbf{D}\mathbf{B}\mathbf{U}. \quad (2-28)$$

Из анализа уравнения (2-28) также вытекает, что при задании треугольной формы элементов и использовании условия (2-17) поле напряжений претерпевает разрывы на границах между элементами.

Теперь можно определить вид матрицы жесткости треугольного элемента. Так как в пределах элемента напряжения и деформации постоянны, то потенциальная энергия деформации элемента запишется в виде

$$\mathcal{E}(u, v) = \frac{1}{2} \mathbf{S} \sigma^T \epsilon, \quad (2-29)$$

или, учитывая (2-25),

$$\mathcal{E}(u, v) = \frac{1}{2} \mathbf{S} \epsilon^T \mathbf{D} \epsilon. \quad (2-30)$$

Выражая ϵ через $\mathbf{B}\mathbf{U}$ и ϵ^T через $\mathbf{U}^T \mathbf{B}^T$, окончательно запишем:

$$\mathcal{E}(u, v) = \frac{1}{2} \mathbf{S} \mathbf{U}^T \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} \mathbf{U}. \quad (2-31)$$

В соответствии с (2-1) потенциальную энергию деформации элемента можно записать через его матрицу жесткости \mathbf{k} :

$$\mathcal{E}(u, v) = \frac{1}{2} \mathbf{U}^T \mathbf{k} \mathbf{U}. \quad (2-32)$$

Тогда из уравнений (2-31) и (2-32) получим вид матрицы жесткости треугольного элемента:

$$\mathbf{k} = \mathbf{S} \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B}, \quad (2-33)$$

где матрицы \mathbf{D} и \mathbf{B} определены выше; матрица \mathbf{B}^T — транспонированная матрица \mathbf{B} ; \mathbf{S} — площадь элемента.

Запись матрицы жесткости элемента в форме уравнения (2-33) является достаточно общей. Для различных в механическом отношении материалов среды в пределах элемента и для различной формы элементов вид этого уравнения сохраняется, меняется лишь вид входящих в него матриц.

Перемножая матрицы в уравнении (2-33), получим в окончательном виде матрицу жесткости треугольного элемента для случая плоской задачи. Анализ выражения (2-33) показывает, что матрица жесткости треугольного элемента есть квадратная симметричная матрица размером 6×6 , т. е. $k_{ij} = k_{ji}$.

Таким образом, при известных значениях показателей деформируемости материала в пределах каждого треугольного элемента и известных координатах вершин элементов их матрицы жесткости могут быть определены. Тогда, используя рекомендации предыдущего параграфа, можно составить матричное уравнение (2-2) для неоднородной системы, представленной в виде совокупности треугольных элементов. Решение соответствующей системы уравнений позволит найти компоненты перемещений узловых точек сетки разбивки, а формулы (2-17) — определить компоненты перемещений любой точки исследуемой области.

При известных значениях компонент перемещений узловых точек сетки разбивки, т. е. вершин элементов, можно, используя уравнения (2-23) и (2-28), определить компоненты относительных деформаций и напряжений в пределах каждого элемента.

Как указывалось выше, поля относительных деформаций и напряжений при представлении исследуемой области в виде совокупности треугольных элементов претерпевают разрывы на границах элементов. Для того чтобы сгладить эти разрывы, часто прибегают к следующему приему. Считают, что полученные значения компонент относительных деформаций и напряжений относятся к вершинам элементов. Тогда, если в некоторой вершине m объединения треугольных элементов сходятся, например q треугольников с известными значениями σ_i , ϵ_i , средние значения напряжения и относительной деформации в этой точке будут равны:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_m &= \frac{1}{q} \sum_q \sigma_i; \\ \epsilon_m &= \frac{1}{q} \sum_q \epsilon_i. \end{aligned} \right\} \quad (2-34)$$

Определив таким образом средние значения напряжений и относительных деформаций во всех узловых точках, с помощью интерполяции строят их непрерывные

поля. Практика показывает, что при достаточно густой сетке разбивки такое приближение вполне допустимо для решения инженерных задач [Л. 95]. Однако при этом следует с осторожностью относиться к осреднению напряжений и деформаций вблизи точек с резким изломом контура, на границах с существенно различными показателями деформируемости или со значительными местными усилиями. Возможность осреднения для указанных случаев должна подвергаться специальному анализу.

При известных значениях компонент напряжений и деформаций, пользуясь обычными выражениями, можно рассчитать значения главных напряжений, углов наклона главных площадок и т. д.

Правила определения матрицы жесткости элементов, показанные выше на примере элемента треугольной формы, остаются справедливыми и при задании иной формы элементов. Достаточно подробно определение матриц жесткости элементов более сложной формы для плоской и пространственной задач, рассмотрено, например, в [Л. 67, 68, 94, 114, 126].

2.3. РАСЧЕТ НЕОДНОРОДНЫХ, ТРАНСВЕРСАЛЬНО-ИЗОТРОПНЫХ СРЕД

Скальные основания со слоистым, флишевым напластованием или с резким преобладанием какой-либо системы трещин над остальными могут рассматриваться как трансверсально-изотропные среды. Если на таком участке массива провести воображаемую плоскость, параллельную слоистости или доминирующей системе трещин, то деформационные свойства породы по любому направлению, лежащему в указанной плоскости, называемой плоскостью изотропии, будут весьма близки, существенно отличаясь для перпендикулярного ей направления. Тогда исследование взаимодействия сооружения и основания сведется к необходимости расчета неоднородной системы, часть которой представлена в виде изотропной области (сооружение), а другая часть — в виде трансверсально-изотропной (основание). На отдельных участках основания направление плоскостей изотропии может меняться, а некоторые участки могут быть представлены изотропными породами.

Как и при расчете неоднородных изотропных сред, рассматриваемая задача заключается в составлении

основного матричного уравнения (2-2) и решения соответствующей ему системы линейных уравнений (2-3). Так как общие правила формирования матрицы жесткости системы остаются теми же (см. § 2-1), то для составления основного уравнения оказывается достаточно определить вид матрицы жесткости элемента transversально-изотропной среды. Как и в предыдущем параграфе будем считать, что исследуемая область представлена в виде совокупности треугольных элементов. Рассмотрим две расчетные схемы (рис. 2-4): *a* — расчет-

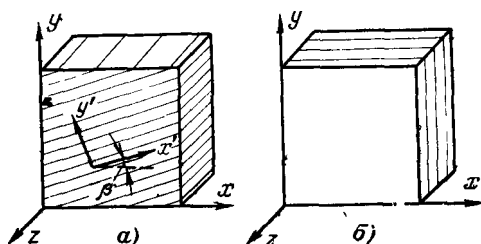


Рис. 2-4. Расчетные схемы для случая transversально-изотропной среды.

ное сечение перпендикулярно плоскости изотропии; *b* — расчетное сечение параллельно плоскости изотропии.

Ограничимся случаем плоской деформации. Поскольку при расчете по схеме *a* плоскость изотропии может быть ориентирована произвольно по отношению к координатным осям, в которых рассматривается система «сооружение — основание», более того, на отдельных участках основания эта ориентация может изменяться, установим для этого случая понятие «глобальных» и «локальных» координат. Глобальными координатами *xu* назовем те, в которых рассматривается система «сооружение — основание», локальными — такие координаты *x'y'*, ось *x'* которых всегда параллельна плоскости изотропии. Связь между глобальными и локальными координатами осуществляется по общему правилу преобразования координат:

$$\left. \begin{aligned} x &= x_0 + x' \cos \beta - y' \sin \beta; \\ y &= y_0 + x' \sin \beta + y' \cos \beta, \end{aligned} \right\} \quad (2-35)$$

где β — угол между направлением осей глобальной и локальной систем.

Для схемы *б* расчетное сечение всегда параллельно плоскости изотропии, поэтому для нее нет необходимости вводить раздельное понятие глобальной и локальной систем координат.

Примем следующие значения для показателей деформируемости трансверсально-изотропной среды (рис. 2-5): E_1 — модуль деформации в плоскости изотропии; E_2 — модуль деформации в направлении, перпендикулярном плоскости изотропии; μ_1 — коэффициент поперечной деформации в плоскости изотропии при нагрузке, действующей

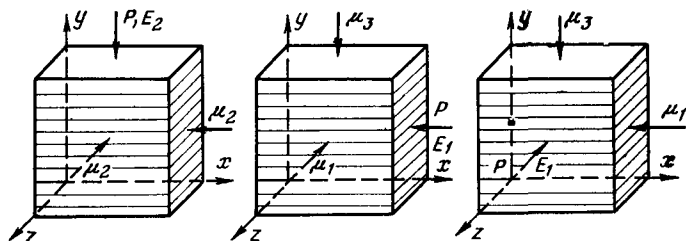


Рис 2.5 Показатели деформируемости трансверсально-изотропной среды.

щей в той же плоскости; μ_2 — то же при нагрузке, приложенной перпендикулярно плоскости изотропии; μ_3 — коэффициент поперечной деформации в направлении, перпендикулярном плоскости изотропии, при нагрузке, действующей в плоскости изотропии.

Можно показать [Л. 53, 94], что для схемы *а* в случае плоской деформации физические уравнения, связывающие компоненты напряжений и деформаций при линейной зависимости между ними, в локальной системе координат будут иметь вид:

$$\sigma' = D'_a \epsilon', \quad (2-36)$$

где индекс *a* в матрице D'_a показывает, что выражение относится к схеме *a*, а «штрих» — что компоненты этого уравнения рассматриваются в локальной системе координат.

Векторы σ' и ϵ' по-прежнему определяются соотношениями

$$\sigma' = \begin{Bmatrix} \sigma'_x \\ \tau'_{xy} \end{Bmatrix}; \quad \epsilon' = \begin{Bmatrix} \epsilon'_x \\ \epsilon'_y \\ \gamma'_{xy} \end{Bmatrix},$$

а матрица D'_a аналогична матрице D в зависимости (2-25) и равна:

$$D'_a = \begin{vmatrix} A_a & \lambda_a & 0 \\ \lambda_a & C_a & 0 \\ 0 & 0 & G_a \end{vmatrix}, \quad (2-37)$$

где

$$A_a = \frac{1 - n\mu_2^2}{(1 + \mu_1)(1 - \mu_1 - 2n\mu_2^2)} E_1;$$

$$\lambda_a = \frac{\mu_2}{1 - \mu_1 - 2n\mu_2^2} E_1;$$

$$C_a = \frac{1 - \mu_1}{n(1 - \mu_1 - 2n\mu_2^2)} E_1;$$

$$G_a = \frac{n}{1 + n + 2n\mu_2} E_1;$$

$$n = \frac{E_1}{E_2}.$$

В [Л. 53] показано, что для схемы б зависимость (2-36) можно представить в виде

$$\sigma = D_\sigma \varepsilon, \quad (2-38)$$

где

$$D_\sigma = \begin{vmatrix} A_\sigma & \lambda_\sigma & 0 \\ \lambda_\sigma & A_\sigma & 0 \\ 0 & 0 & G_\sigma \end{vmatrix}. \quad (2-39)$$

В свою очередь

$$A_\sigma = A_a;$$

$$\lambda_\sigma = \frac{\mu_1 - n\mu_2^2}{(1 + \mu_1)(1 - \mu_1 - 2n\mu_2^2)} E_1;$$

$$G_\sigma = \frac{E_1}{2(1 + \mu_1)};$$

$$n = \frac{E_1}{E_2}.$$

Важно отметить, что матрицы D'_a и D_σ , если следовать Бардену [Л. 98], могут быть определены четырьмя характеристиками деформируемости трансверсально-изотропной среды: $E_1 E_2$, μ_1 , μ_2 .

Вид матрицы жесткости треугольного элемента по-прежнему определяется выражением (2-33). Для схемы а при этом необходимо учесть переход от локальной

системы координат к глобальной, т. е. использовать соотношения (2-35). Не приводя здесь преобразований, помещенных в указанных выше работах, дадим окончательное выражение для матрицы жесткости элемента в глобальной системе координат:

$$k_a = SB^T T^{-1T} D'_a T^{-1} B, \quad (2-40)$$

где S — площадь треугольного элемента; B — матрица (2-24), выраженная в глобальной системе координат; B^T — транспонированная матрица B ; D'_a — матрица, определяемая выражением (2-37); T^{-1} , T^{-1T} — обратная и обратная транспонированная матрицы T .

В свою очередь

$$T = \begin{vmatrix} \cos^2 \beta & \sin^2 \beta & -\sin \beta \cos \beta \\ \sin^2 \beta & \cos^2 \beta & \sin \beta \cos \beta \\ 2 \sin \beta \cos \beta & -2 \sin \beta \cos \beta & \cos^2 \beta - \sin^2 \beta \end{vmatrix}. \quad (2-41)$$

Для схемы б матрица жесткости треугольного элемента определится выражением

$$k_b = SB^T D_b B. \quad (2-42)$$

Как и в случае изотропного треугольного элемента, матрицы жесткости k_a , k_b являются симметричными и имеют размер 6×6 , т. е. по своей структуре полностью соответствуют выражению (2-8). Теперь, пользуясь правилами, изложенными в § 2-1, можно составить основное матричное уравнение системы, включающей как трансверсально-изотропные, так и изотропные элементы. Решение соответствующей системы уравнений позволит определить поле перемещений. При известных компонентах перемещений узловых точек компоненты напряжений рассчитываются по формулам, аналогичным выражению (2-28):

схема а

$$\sigma = T^{-1T} D'_a T^{-1} B U; \quad (2-43)$$

схема б

$$\sigma = D_b B U. \quad (2-44)$$

2-4. РАСЧЕТ СРЕД, РАССЕЧЕННЫХ ТРЕЩИНАМИ

Изложенные выше случаи используются в расчетах оснований, рассматриваемых как квазисплошные среды. Если участок массива рассекается одиночными трещинами, не подлежащими осреднению (например, трещины

первого порядка на рис. 1-7), то возникает необходимость учета влияния этих нарушений на формирование поля напряжений в основании. По-прежнему задача сводится к определению для исследуемой области основного матричного уравнения (2-2) и решению соответствующей ему системы линейных уравнений (2-3). Правила определения обобщенной матрицы жесткости системы при известных матрицах жесткости элементов полностью соответствуют изложенному в § 2-1.

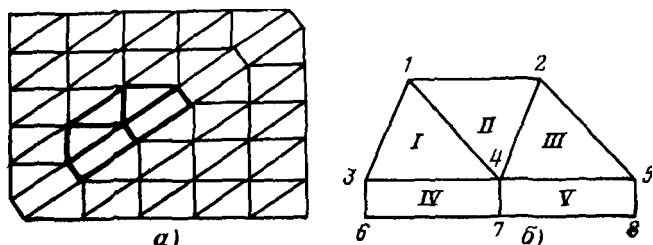


Рис. 2-6 Схематизация участка массива, рассеченного трещиной.

a — в виде системы элементов, *б* — фрагмент среды, рассеченной трещиной.

Рассмотрим участок массива скальных пород, рассеченный одиночной трещиной. Ограничимся случаем плоской деформации. Представим трещину в виде совокупности элементов прямоугольной формы, а вмещающую ее относительно монолитную породу — в виде совокупности треугольных элементов (рис. 2-6, *a*). Для любой узловой точки, не лежащей на границах элементов, аппроксимирующих трещину, нахождение связи между компонентами сил и перемещений не отличается от рассмотренного в § 2-1. Для узловых точек, лежащих на границах прямоугольных элементов трещин (например, для точки 4 на рис. 2-6, *б*), связь между компонентами напряжений и перемещений будет определяться видом матриц жесткости треугольных элементов *I*, *II*, *III* и прямоугольных элементов *IV*, *V*, причем форма этой связи будет одинакова и для всех других узловых точек, лежащих на границе трещины. Поэтому выделенная на рис. 2-6, *б* совокупность треугольных и прямоугольных элементов является типовой для рассматриваемой задачи. Назовем эту совокупность фрагментом среды, рассеченной трещиной. Определим расчетные зависимости, для

чего воспользуемся результатами исследований В. В. Семенова опубликованными в [Л. 53, гл. 4].

Будем различать два типа нарушений: «трещины» — когда длина прямоугольного элемента во много раз превышает его ширину, и «прослои» — когда длина прямоугольного элемента может быть того же порядка, что и его ширина. В первом случае вводится допущение, что относительная деформация и напряжение в любом сечении, нормальном к длине трещины, постоянны и ме-

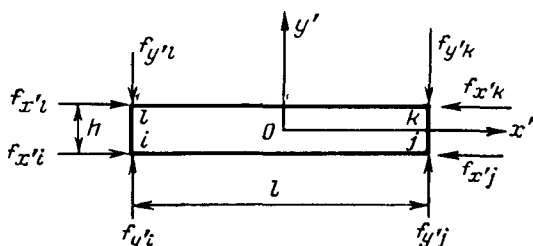


Рис. 2-7. Схема прямоугольного элемента трещины или прослоя

няются лишь для разных сечений. Во втором — задача сводится к расчету среды, состоящей из комбинации треугольных и прямоугольных элементов с различными характеристиками деформационных свойств.

Рассмотрим определение матрицы жесткости элемента трещины для первого случая. Будем считать, что на элемент $ijkl$, помещенный в локальную систему координат $x'y'$, действуют компоненты внешних сил f , приложенные в узловых точках (рис. 2-7). Внутренние усилия, возникающие в элементе, представим в виде двух составляющих: нормальных напряжений σ_a , действующих параллельно оси y' , и касательных напряжений τ_a , направленных параллельно оси x' . Для элемента трещины, находящегося в равновесии под действием внешних сил, уравнение связи компонент этих сил с компонентами перемещений будет иметь вид, аналогичный (2-7):

$$f' = k'_T U', \quad (2-45)$$

где индекс «т» показывает, что рассматривается элемент трещины, а «штрих» — что компоненты этого уравнения рассматриваются в локальной системе координат.

Матрицы, входящие в уравнение (2-45), определяются как

$$f' = \begin{Bmatrix} f'_{xi} \\ f'_{yi} \\ f'_{xj} \\ \vdots \\ f'_{yl} \end{Bmatrix}; \quad U' = \begin{Bmatrix} u'_i \\ v'_i \\ u'_j \\ \vdots \\ v'_l \end{Bmatrix}; \quad (2-46)$$

$$k'_r = \frac{l}{6} \begin{Bmatrix} 2k_t & k_t & -k_t & -2k_t & 0 & 0 & 0 & 0 \\ k_t & 2k_t & -2k_t & -k_t & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -k_t & -2k_t & 2k_t & k_t & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -2k_t & -k_t & k_t & 2k_t & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2k_n & k_n & -k_n & -2k_n \\ 0 & 0 & 0 & 0 & k_n & 2k_n & -2k_n & -k_n \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -k_n & -2k_n & 2k_n & k_n \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -2k_n & -k_n & k_n & 2k_n \end{Bmatrix}. \quad (2-47)$$

где $k_t = G/h$; $k_n = E/h$; G, E — модуль сдвига и компрессионный модуль деформации материала заполнителя трещины; h — первоначальное раскрытие трещины; l — первоначальная длина элемента трещины.

Из формулы (2-47) видно, что матрица жесткости элемента трещины симметричная, имеет размер 8×8 и определяется показателями деформируемости материала трещины и разностью координат вершин элемента.

Для второго случая (элемент прослая) при расположении локальных координат в соответствии с показанным на рис. 2-7 матрица жесткости элемента определится выражением

$$k'_n = \begin{Bmatrix} k'_{11} & k'_{12} \\ k'_{21} & k'_{22} \end{Bmatrix}, \quad (2-48)$$

где

$$k'_{11} = \frac{1}{6} Am \begin{Bmatrix} 2 & -2 & -1 & 1 \\ -2 & 2 & 1 & -1 \\ -1 & 1 & 2 & -2 \\ 1 & -1 & -2 & 2 \end{Bmatrix} + \frac{1}{6} G \frac{1}{m} \begin{Bmatrix} 2 & 1 & -1 & -2 \\ 1 & 2 & -2 & -1 \\ -1 & -2 & 2 & 1 \\ -2 & -1 & 1 & 2 \end{Bmatrix};$$

$$\begin{aligned}
k'_{22} &= \frac{1}{6} A \frac{1}{m} \left\| \begin{array}{cccc} 2 & 1 & -1 & -2 \\ 1 & 2 & -2 & -1 \\ -1 & -2 & 2 & 1 \\ -2 & -1 & 1 & 2 \end{array} \right\| + \\
&+ \frac{1}{6} Gm \left\| \begin{array}{cccc} 2 & -2 & -1 & 1 \\ -2 & 2 & 1 & -1 \\ -1 & 1 & 2 & -2 \\ 1 & -1 & -2 & 2 \end{array} \right\|, \\
k'_{12} &= k'_{21} = -\frac{1}{4} \lambda \left\| \begin{array}{cccc} 1 & 1 & -1 & -1 \\ -1 & -1 & 1 & 1 \\ -1 & -1 & 1 & 1 \\ 1 & 1 & -1 & -1 \end{array} \right\| + \\
&+ \frac{1}{4} G \left\| \begin{array}{cccc} 1 & -1 & -1 & 1 \\ 1 & -1 & -1 & 1 \\ -1 & 1 & 1 & -1 \\ -1 & 1 & 1 & -1 \end{array} \right\|;
\end{aligned}$$

в свою очередь $A = \lambda + 2G$; λ, G — коэффициенты Ляме материала прослой; $m = h/l$.

Анализируя выражение (2-48), можно убедиться, что матрица жесткости элемента прослой также симметричная, имеет размер 8×8 , определяется показателями деформируемости материала прослой и разностью координат вершин элемента. Приведение матриц жесткости k'_T и k'_n к глобальной системе координат осуществляется аналогично тому, как это было выполнено в § 2-3 для элемента трансверсально-изотропной среды:

$$k_T = R k'_T R^{-1}; \quad (2-49)$$

$$k_n = R k'_n R^{-1}. \quad (2-50)$$

Здесь

$$R = \left\| \begin{array}{cccccccc} \cos \beta & 0 & 0 & 0 & -\sin \beta & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \cos \beta & 0 & 0 & 0 & -\sin \beta & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \cos \beta & 0 & 0 & 0 & -\sin \beta & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos \beta & 0 & 0 & 0 & -\sin \beta \\ \sin \beta & 0 & 0 & 0 & \cos \beta & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \sin \beta & 0 & 0 & 0 & \cos \beta & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \sin \beta & 0 & 0 & 0 & \cos \beta & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \sin \beta & 0 & 0 & 0 & \cos \beta \end{array} \right\|; \quad (2-51)$$

R^{-1} — матрица, обратная R ; β — угол между направлением глобальных и локальных осей координат.

Таким образом, вид матрицы жесткости прямоугольных элементов трещин и прослоев определен. Определим связь между компонентами обобщенных сил и обобщенных перемещений для фрагмента, представленного на рис. 2-6,б. Будем в качестве примера искать зависимость между компонентами сил, приложенных в точке 4 (F_{x4} , F_{y4}), и компонентами перемещений объединения ($u_1, u_2, \dots, u_8, v_1, v_2, \dots, v_8$). Для треугольных элементов I, II, III можно по правилам, изложенным в § 2-1, составить общую матрицу жесткости, которую обозначим **A**. Так как объединение этих трех элементов содержит пять узловых точек, то матрица **A** будет иметь размер 10×10 . Матрицы жесткости элементов трещин или прослоев IV, V могут быть определены из выражений (2-49) или (2-50). Обозначим матрицу жесткости элемента IV через **B**, а матрицу жесткости элемента V через **C**. Выпишем из матриц **A**, **B**, **C** строки **a**, **b**, **c**, соответствующие компонентам силы F_{x4} , F_{y4} и обозначим их выражениями¹

$$\left. \begin{aligned} \mathbf{a} &= \begin{vmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} & a_{14} & a_{15} & a_{16} & a_{17} & a_{18} & a_{19} & a_{110} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} & a_{24} & a_{25} & a_{26} & a_{27} & a_{28} & a_{29} & a_{210} \end{vmatrix}; \\ \mathbf{b} &= \begin{vmatrix} b_{11} & b_{12} & b_{13} & b_{14} & b_{15} & b_{16} & b_{17} & b_{18} \\ b_{21} & b_{22} & b_{23} & b_{24} & b_{25} & b_{26} & b_{27} & b_{28} \end{vmatrix}; \\ \mathbf{c} &= \begin{vmatrix} c_{11} & c_{12} & c_{13} & c_{14} & c_{15} & c_{16} & c_{17} & c_{18} \\ c_{21} & c_{22} & c_{23} & c_{24} & c_{25} & c_{26} & c_{27} & c_{28} \end{vmatrix}. \end{aligned} \right\} \quad (2-52)$$

Тогда связь между компонентами F_{x4} , F_{y4} и компонентами перемещений узловых точек фрагмента среды может быть получена из уравнения

$$\begin{vmatrix} F_{x4} \\ F_{y4} \end{vmatrix} = \mathbf{a} \begin{vmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ u_4 \\ u_5 \\ v_1 \\ v_2 \\ v_3 \\ v_4 \\ v_5 \end{vmatrix} + \mathbf{b} \begin{vmatrix} u_6 \\ u_7 \\ u_8 \\ u_9 \\ u_{10} \\ v_6 \\ v_7 \\ v_8 \\ v_9 \\ v_{10} \end{vmatrix} + \mathbf{c} \begin{vmatrix} u_7 \\ u_8 \\ u_9 \\ u_{10} \\ u_{11} \\ v_7 \\ v_8 \\ v_9 \\ v_{10} \\ v_{11} \end{vmatrix}. \quad (2-53)$$

¹ В матрицах (2-52) для упрощения изложения индексы у членов соответствуют собственной нумерации и не связаны с номерами точек фрагмента, показанного на рис. 2-6,б.

Дальнейшее объединение матриц жесткости треугольных элементов монолитной породы и фрагментов среды, рассеченной трещинами, выполняется по общим правилам. Приведенные формулы справедливы как для изотропной, так и для трансверсально-изотропной породы в пределах треугольных элементов. Материал в трещинах также может быть трансверсально-изотропным, что определится вводимыми в расчет показателями G и E . Материал прослоев принимался изотропным.

Решая систему уравнений, соответствующую условиям конкретной задачи, можно найти поле перемещений в глобальной системе координат. Для определения компонент напряжений в элементах трещин и прослоев удобнее вернуться к локальной системе координат. Переход от перемещений, найденных в глобальной системе координат, к перемещениям в локальной системе осуществляется по формуле

$$U' = R^{-1}U. \quad (2-54)$$

Компоненты напряжений в вершинах элемента трещины определяются выражениями

$$\left. \begin{aligned} \tau_{\alpha k} &= \tau_{\alpha l} = k_t (u'_k - u'_l); \\ \tau_{\alpha l} &= \tau_{\alpha i} = k_t (u'_l - u'_i); \\ \sigma_{\alpha k} &= \sigma_{\alpha j} = k_n (v'_k - v'_j); \\ \sigma_{\alpha l} &= \sigma_{\alpha i} = k_n (v'_l - v'_i). \end{aligned} \right\} \quad (2-55)$$

Значения средних по элементу напряжений составят:

$$\left. \begin{aligned} \tau_{\text{ср}} &= \frac{1}{2} k_t (u'_k + u'_l - u'_i - u'_j); \\ \sigma_{\text{ср}} &= \frac{1}{2} k_n (v'_k + v'_l - v'_i - v'_j). \end{aligned} \right\} \quad (2-56)$$

Для элементов прослоя в каждой вершине могут быть определены три компоненты напряжений. Запишем перечень компонент напряжений, действующих в вершинах элемента $ijkl$, в виде вектора

$$\sigma' = \begin{Bmatrix} \sigma'_x \\ \sigma'_y \\ \tau'_{xy} \end{Bmatrix}. \quad (2-57)$$

где

$$\sigma'_x = \begin{Bmatrix} \sigma'_{xl} \\ \sigma'_{xj} \\ \sigma'_{xk} \\ \sigma'_{xl} \end{Bmatrix}; \quad \sigma'_y = \begin{Bmatrix} \sigma'_{yl} \\ \sigma'_{yj} \\ \sigma'_{lk} \\ \sigma'_{yl} \end{Bmatrix}; \quad \tau'_{xy} = \begin{Bmatrix} \tau'_{xyl} \\ \tau'_{xyj} \\ \tau'_{xyk} \\ \tau'_{xyl} \end{Bmatrix}.$$

Примем обозначения перемещений:

$$U' = \begin{Bmatrix} u'_l \\ u'_j \\ u'_k \\ u'_l \end{Bmatrix}; \quad V' = \begin{Bmatrix} v'_l \\ v'_j \\ v'_k \\ v'_l \end{Bmatrix}. \quad (2-58)$$

Тогда формулы для определения напряжений в вершинах элементов просоя могут быть представлены в виде

$$\left. \begin{aligned} \sigma'_x &= ATU' + \lambda NV'; \\ \sigma'_y &= \lambda TU' + ANV'; \\ \tau'_{xy} &= G\lambda U' + GTV', \end{aligned} \right\} \quad (2-59)$$

где $A = \lambda + 2G$; λ , G — коэффициенты Ляме материала просоя;

$$T = \frac{1}{l} \begin{Bmatrix} 1 & -1 & 0 & 0 \\ 1 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1 & 1 \\ 0 & 0 & -1 & 1 \end{Bmatrix}; \quad H = \frac{1}{h} \begin{Bmatrix} 1 & 0 & 0 & -1 \\ 0 & 1 & -1 & 0 \\ 0 & 1 & -1 & 0 \\ 1 & 0 & 0 & -1 \end{Bmatrix}.$$

2-5. ПРАКТИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ И НЕКОТОРЫЕ ПРИЕМЫ РАСЧЕТОВ

Решение конкретной задачи, т. е. расчет напряженно-деформированного состояния системы «сооружение—основание» методом конечных элементов, требует выполнения ряда операций, важнейшие из которых перечислены ниже.

1. Разработка расчетной схемы, включающая установление исходных параметров (геометрические размеры исследуемой области с выделением внутри нее участков неоднородности, действующие нагрузки, показатели де-

формируемости); назначение сетки разбивки области на элементы; назначение граничных условий.

2. Программирование задачи для решения на ЭВМ и реализация решения.

3. Представление предварительных результатов расчетов.

4. Повторные (циклические) расчеты при необходимости корректировки исходных данных (например, характеристик деформационных свойств участков, изменении границ области и т. д.), а также при решении задач о прочности.

5. Представление окончательных результатов.

Последние два этапа могут отсутствовать, тогда окончательное представление результатов осуществляется в п. 3. Если конечной задачей является, например, проверка устойчивости сооружения и основания, т. е. не ограничиваются лишь определением напряженно-деформированного состояния системы, тогда, как правило, требуется выполнение операций, перечисленных в пунктах 4 и 5. Используя при этом общую программу, можно исключить операции п. 3.

Рассмотрим основные правила выполнения приведенных выше операций, придерживаясь, как и прежде, рамок плоской задачи.

Геометрические размеры области. Разработка расчетной схемы производится на основе изучения геомеханической модели основания и конструктивных особенностей сооружения. При этом необходимо руководствоваться тем, что чрезмерно дробное выделение участков неоднородности будет загромождать расчет. Выделению подлежат только те участки, которые будут существенны для формирования напряженного состояния системы и ее устойчивости.

Большое значение имеет правильное назначение границ исследуемой области. В расчетах методом конечных элементов нет необходимости аппроксимировать внешнюю границу (например, контуры сооружения, очертание склона) какой-либо гладкой кривой; эта граница может воспроизводиться на расчетной схеме с высокой степенью детальности. Задание внутренней границы области производится так, чтобы влияние факторов, определяющих особенности формирования напряженного состояния (профиль склона, нагрузки от сооружения и т. п.), на этой границе было сведено к минимуму. Необ-

ходимо иметь в виду, что неоправданное увеличение исследуемой области также приводит к загромождению расчета. В то же время слишком близкое, например к подошве сооружения, назначение внутренней границы области может вызвать несоответствие принятых граничных условий реальным.

Силовые воздействия. В методе конечных элементов действующие нагрузки приводят к сосредоточенным силам, приложенным в узловых точках сетки разбивки. Распределенные нагрузки на поверхности области (например, гидростатическое давление) заменяются системой эквивалентных сосредоточенных сил.

Объемные силы также приводятся к сосредоточенным, приложенным в узловых точках сетки разбивки. Достаточно просто учитываются такие объемные силы, как собственный вес и гидродинамическое давление (см. § 2-1). Правила представления силовых воздействий в методе конечных элементов позволяют учесть и другие усилия, если их можно свести к эквивалентным сосредоточенным поверхностным и объемным силам, приложенным в узлах сетки разбивки.

Показатели деформируемости. Во всех приведенных выше расчетных зависимостях для определения напряженно-деформированного состояния исследуемой области использовались показатели деформируемости материалов, постоянные в пределах каждого элемента. Для однородной, изотропной породы — модуль общей деформации E и коэффициент поперечной деформации μ ; для однородной, трансверсально-изотропной породы E_1, E_2, μ_1, μ_2 ; для элементов трещин — показатели k_t и k_n ; для элементов прослоя E и μ материала, причем предполагалось, что эти показатели не зависят от значения и знака действующих напряжений.

Здесь следует сделать важное замечание: показатели деформируемости скальных пород, материалов прослоев и заполнителя трещин могут существенно зависеть от действующих напряжений, например, резко изменяясь при переходе от сжатия к растяжению. Учет разрушения породы в отдельных элементах исследуемой области также производится с помощью изменения деформационных показателей среды в пределах этих элементов. Поэтому для многих задач необходимо принимать во внимание возможность изменения показателей деформируемости скальных пород, прослов и трещин при изменении дей-

ствующих напряжений. Общие приемы таких расчетов рассматриваются в конце настоящего параграфа. Рекомендации по определению показателей деформационных свойств с учетом их изменения в зависимости от действующих напряжений приводятся в главах 3 и 4.

Сетка разбивки на элементы. Назначение сетки разбивки производится с учетом неоднородности строения массива скальных пород, особенностей силового воздействия и специфики программирования решения задачи для расчета на ЭВМ. Можно предложить следующие общие рекомендации при назначении сетки разбивки:

в пределах каждого элемента среда должна быть однородной. В случае анизотропии механических свойств в пределах элемента должны быть постоянными направления осей изотропии;

в непосредственной близости от мест приложения нагрузок, на участках резких изменений границ исследуемой области и в местах, где ожидаются большие градиенты напряжений, элементы должны быть наименьших размеров. Ближе к внутренней границе области размеры элементов могут увеличиваться;

при использовании треугольной сетки разбивки следует стремиться к тому, чтобы элементы по форме приближались к равносторонним, так как чрезмерно вытянутая форма элементов приводит к искажению результатов расчета;

при ограниченных возможностях ЭВМ или если заранее оказывается сложно определить участки области, где следует детализировать напряженно-деформированное состояние, возможно поэтапное решение задачи. На первом этапе задача решается по относительно грубой сетке разбивки, и для нее строится поле перемещений. Затем выделяется необходимый участок области, для него строится более детальная сетка разбивки, принимаются граничные условия в перемещениях на основе предыдущего решения и задача доводится до расчета напряжений.

Граничные условия. Как правило, в инженерных задачах используются смешанные граничные условия. На свободной (внешней) поверхности области задаются поверхностные силы, которые в частном случае могут быть равны нулю. Перемещения узловых точек этой поверхности неизвестны. На внутренней поверхности, ограничивающей область исследования основания, как пра-

вию, задаются нулевыми значениями обеих компонент перемещений или одной из них.

Рассмотренные выше правила свидетельствуют о том, что подготовка к расчету напряженного состояния гидротехнического сооружения и скального основания методом конечных элементов в известной степени зависит от опыта специалистов, от понимания особенностей строения и свойств конкретного массива пород и взаимодействующего с ним сооружения, возможностей учета различных факторов, влияющих на напряженное состояние, опыта работы с ЭВМ и характеристик машины, на которой предполагается вести расчеты.

О программировании задач для решения на ЭВМ. Применительно к разработанной с учетом сказанного выше расчетной схеме конкретного объекта должна быть составлена вычислительная программа. Составление программы для решения задач на ЭВМ заключается в описании на языке определенной машины логико-арифметических операций алгоритма численного решения. По существу, это есть не что иное, как изложение в терминах и командах, понятных машине, на которой предполагается выполнить расчеты, строгой последовательности всех операций по формированию основного матричного уравнения метода, решению системы линейных уравнений, определению перемещений, напряжений, если необходимо — деформаций, осуществлению дополнительных задач расчета — проверке прочности, оценке устойчивости, изменению границ и параметров области и т. п. Расчет напряженно-деформированного состояния системы «сооружение — основание» на ЭВМ и проверка прочности породы в отдельных точках представляет непрерывный вычислительный процесс и сводится к выполнению в определенной последовательности простых арифметических операций. Эти операции можно объединить в отдельные блоки и представить алгоритм решения в виде блок-схемы, приведенной на рис. 2-8.

Отметим, что эта блок-схема только в самом общем виде характеризует вычислительный процесс. В зависимости от задач конкретного расчета в ней могут присутствовать дополнительные элементы. Все блоки, входящие в состав блок-схемы, несут определенную смысловую нагрузку.

Одним из наиболее сложных этапов вычислительного процесса является формирование обобщенной матрицы

жесткости системы. Техника выполнения этой операции в большой степени зависит от особенностей сетки разби-
вки исследуемой области на элементы и порядка нумера-
ции узловых точек. Часто при решении плоских задач
используется представление матрицы жесткости системы

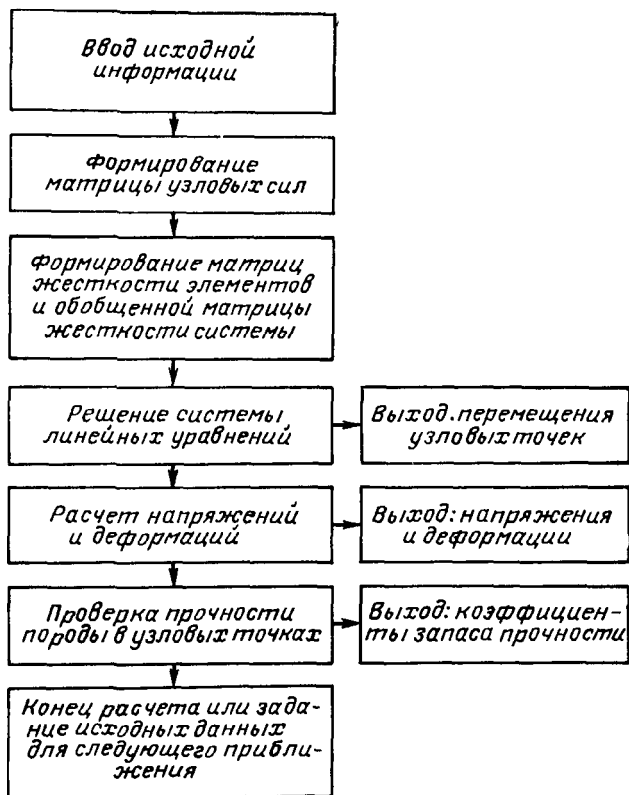


Рис 2 8 Блок схема алгоритма решения

в квазидиагональной форме, причем ширина полосы этой матрицы зависит от принятой системы нумерации узловых точек [Л. 27]. При детальном расчете сложных объектов размеры обобщенной матрицы жесткости оказываются весьма внушительными и матрица содержит большое количество нулевых членов. Это приводит к необходимости при проведении расчетов на ЭВМ использовать внешние запоминающие устройства. Даже при опти-

мальной организации обмена информацией между этими устройствами и оперативной памятью машины время решения задач может увеличиться довольно заметно.

При формировании матриц узловых сил, жесткости элементов, расчете напряжений и т. п. используются координаты узловых точек. Массивы координат задаются в исходной информации, а выборка их значений производится в соответствии с номерами элементов. При неупорядоченной (нерегулярной) сетке разбивки области нумерация элементов и их вершин не подчиняется определенной системе, что приводит к необходимости задавать в исходной информации к расчету номера узлов для каждого элемента. Это также загромождает оперативную память ЭВМ и приводит к увеличению времени расчета.

В. В. Семеновым разработаны и реализованы в расчетах различных типов гидротехнических сооружений на скальных основаниях правила составления расчетных схем и формирования обобщенной матрицы жесткости системы, приводящие к существенной экономии машинного времени. Подробное изложение этого вопроса дано в [Л. 53, гл. 5]. Основные положения сводятся к следующему:

а) для расчета сложных неоднородных систем, требующих представления в виде совокупности большого количества элементов, целесообразно пользоваться **регулярной** сеткой разбивки, т. е. такой сеткой, в которой порядок номеров узлов и элементов подчиняется какой-либо достаточно простой зависимости. В простейшем случае это будут сетки, в которых узловые точки располагаются рядами, причем во всех рядах число узлов одинаково. Элементы, прилегающие к соответствующим рядам узловых точек, могут при этом образовывать как прямые, так и ломаные лучи. Примеры таких сеток приведены на рис. 2-9;

б) номера узловых точек и номера элементов при регулярных сетках разбивки представляются в форме аналитических зависимостей. Пусть, например, нумерация точек в первом ряду соответствует последовательному ряду чисел 1, 2, 3... Обозначим число узловых точек в ряду параметром nn . Пусть также количество рядов обозначается параметром nm . Для регулярных сеток, приведенных на рис. 2-9, будем иметь: а) $nn=4$, $nm=5$; б) $nn=13$, $nm=5$; в) $nn=8$, $nm=6$. Обозначив номер точки в ряду через n , а номер ряда через m , получим

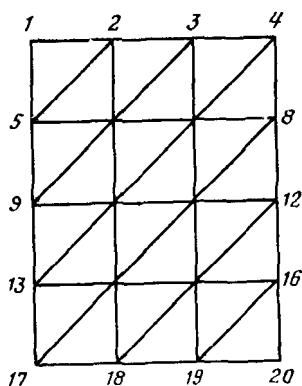
следующее выражение для определения номера любой узловой точки:

$$i = nn(m-1) + n. \quad (2-60)$$

Аналогично можно составить зависимость и для определения номера каждого элемента,

в) матрицы обобщенных сил и обобщенных перемещений представляются в виде векторов, имеющих размер $1 \times 2np$, где $2np$ — удвоенное число всех узловых точек сетки разбивки, причем горизонтальным компонентам присваиваются те же номера, что и узлам, в которых они приложены (от 1 до np), а вертикальным — номера, численно равные сумме номеров узлов и числа np ;

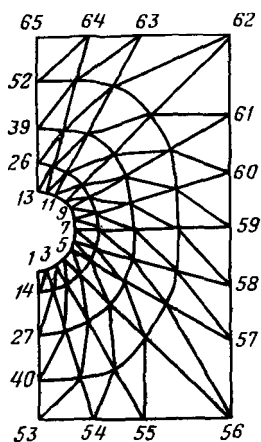
г) основное матричное уравнение метода конечных элементов в развернутом виде представляет систему линейных уравнений, каждое из которых связывает значение



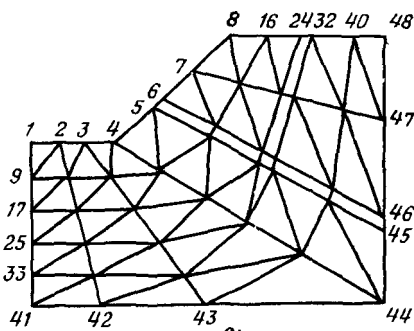
а)

Рис 29 Простейшие примеры регулярных сеток

а — треугольные элементы, прямые лучи, б — треугольные элементы, ломаные лучи, в — треугольные и прямоугольные элементы, ломаные лучи



б)



в)

соответствующей компоненты силы, приложенной в некотором узле i , с компонентами перемещений вершин элементов, объединяющихся в этой точке [см., например формулы (2-14), (2-15)]. Поэтому, установив с помощью зависимостей п. «б» взаимосвязь в нумерации узловых точек, входящих в объединение произвольного узла i , можно получить общую формулу записи уравнения метода конечных элементов, принятую при составлении вычислительной программы конкретной задачи. Это позволяет представить обобщенную матрицу жесткости системы не в виде квазидиагональной матрицы, содержащей большое количество нулевых членов, а в виде двумерного массива размером $2np \times 2(q+1)$, где q — наибольшее количество элементов, объединяющихся в узловой точке сетки разбивки. Представленная в таком виде матрица практически не содержит нулевых членов.

Опыт расчетов, выполненных в МИСИ, показывает, что для решения систем уравнений целесообразно использовать метод Зейделя с неполной релаксацией или метод Халецкого. Примеры программ, разработанных в соответствии с изложенными правилами, и их реализация для ряда задач приведены в [Л. 53, 94, 95].

Представление результатов. Если конечной целью решения задачи является определение перемещений, то представление результатов становится весьма простым. Практически оказывается достаточным интерполяцией значений компонент перемещений, полученных для узловых точек, построить искомое поле перемещений. Аналогично обстоит дело и в том случае, когда требуется определить поле напряжений. Однако из-за разрывности напряжений при задании треугольной сетки разбивки точность решения в напряжениях при той же детальности сетки всегда будет меньше, чем в перемещениях. Это требует задания более детальной сетки разбивки для решения задач в напряжениях.

Приведенные выше рекомендации относятся к случаю решения задач в «упругой» постановке, т. е. к определению напряженно-деформированного состояния исследуемой области в предположении постоянства деформационных показателей ее участков, линейной зависимости между напряжениями и деформациями и при отсутствии в любой точке области состояния предельного равновесия. Кроме того, такая постановка задачи подразумевает и постоянство граничных условий. В ряде

случаев приходится решать более сложные задачи, в которых не выполняются какие-либо из перечисленных условий или все эти условия. Тогда прибегают к повторным расчетам.

Повторные (циклические) расчеты. Рассмотрим некоторые типовые случаи, требующие проведения расчетов в несколько циклов.

1. Учет нелинейной зависимости деформационных показателей от напряжений. Практически необходимость принимать во внимание нелинейность свойств скальных пород возникает, например, при расчете подземных выработок и изменении показателей деформируемости породы в зоне разуплотнения, при расчете плотин и оснований с учетом разгрузки породы при вскрытии котлована, расчете скальных массивов при кинематике блоков породы, приводящей к уплотнению или раскрытию трещин, и т. п.

Учет нелинейности зависимости между напряжениями и деформациями в методе конечных элементов сводится к последовательным приближениям с помощью циклических расчетов. Вначале (в первом цикле расчета) задача решается в «упругой» постановке при заданных показателях деформируемости в разных областях основания и сооружения. Затем, анализируя полученное поле напряжений и зависимости показателей деформируемости участков массива от действующих напряжений, корректируют в случае необходимости значения этих показателей, выполняют второй цикл расчетов и так далее до тех пор, пока два соседних приближения не совпадут с требуемой для решаемой задачи точностью. Такой анализ выполняется автоматически в рамках единой программы расчета.

Для обеспечения возможности расчета напряженно-деформированного состояния скального основания с учетом нелинейной зависимости между напряжениями и деформациями необходимо знать закономерности изменения показателей деформационных свойств участков породы, материала трещин и прослоев от действующих напряжений.

2. Учет локальных разрушений в массиве пород. При известном поле напряжений в пределах исследуемой области и заданном условии предельного состояния можно оценить прочность породы в каждой точке основания. Приняв, например, что разрушение

скальных пород происходит за счет сдвига, и зная предельные значения сопротивления сдвигу для пород различных участков массива $\tau_{\text{апр}}$, можно, определив действующие касательные напряжения по наиболее опасным площадкам в элементах или в узловых точках сетки разбивки τ_{α} , найти для этих точек значения коэффициентов запаса прочности:

$$\eta = \frac{\tau_{\text{апр}}}{\tau_{\alpha}}. \quad (2-61)$$

В простейшем случае эти данные позволяют построить линии равных коэффициентов запаса прочности породы в точках. Области с $\eta > 1$ свидетельствуют о том, что порода обладает запасом прочности; при $\eta \leq 1$ в точках имеет место предельное состояние, т. е. области с $\eta \leq 1$ являются неустойчивыми. Выявление потенциально опасных (неустойчивых) областей уже само по себе часто дает возможность разработать необходимые инженерные мероприятия.

Более детальный анализ прочности и устойчивости основания базируется на следующих представлениях. Если считать, что в области с $\eta \leq 1$ прочность породы в каждой точке исчерпана, т. е. произошло ее разрушение, то и податливость породы в пределах этой области должна характеризоваться иными показателями деформационных свойств, чем те, которые были заданы в первом цикле расчета. Следовательно, определенное в первом цикле распределение напряжений не будет соответствовать действительному: в области предельного состояния и вблизи ее границ вследствие изменения деформационных показателей должно произойти переформирование поля напряжений. Если известны закономерности изменения деформационных показателей трещин, прослоев и участков породы при выполнении условия предельного состояния, то оказывается возможным для второго цикла расчета откорректировать значения этих показателей. Это приведет к переформированию действующих напряжений во втором цикле расчета по сравнению с первым и к изменению контуров областей предельного состояния. В свою очередь это может потребовать дальнейшей корректировки показателей деформационных свойств участков основания и необходимости повторных расчетов. Уже сама тенденция к развитию или стабилизации областей предельного состояния

позволит сделать выводы об устойчивости основания и выявить наиболее опасные его зоны.

Таким образом, оценка прочности породы основания сооружения и анализ устойчивости в случае местных разрушений также сводится к последовательным приближениям с помощью циклических расчетов, выполняемых по единой программе.

Надежность результатов таких расчетов будет во многом зависеть как от достоверности показателей, входящих в выражение (2-61), так и от того, насколько принятые в расчете закономерности изменения деформационных показателей в областях предельного состояния соответствуют действительности. Некоторые рекомендации по этим вопросам будут даны в § 4-4.

3. Учет изменения границ области исследования и действующих нагрузок. Необходимость изменения в процессе решения задачи внешних или внутренних границ области исследования и действующих нагрузок может быть связана с учетом поэтапности разработки подземных сооружений и котлованов, последовательности возведения плотин, заполнения водохранилищ и т. п. Последовательность формирования напряженного состояния неоднородных, трещиновато-блочных скальных оснований, особенно при нелинейных зависимостях между напряжениями и деформациями и при возможности локальных разрушений, может существенно исказить поле напряжений по сравнению с обычно рассматриваемыми случаями «упругой» постановки задачи. Это, в свою очередь, не может не отразиться на оценке устойчивости скального основания. Некоторые представления о влиянии последовательности формирования поля напряжений дают результаты исследований, приведенных в § 5-5. Повышения точности решения задачи можно добиться за счет увеличения детальности поэтапного решения задачи.

Подобные расчеты также проводятся с помощью циклических операций. При этом начальная сетка разбишки должна предусматривать возможность использования в каждом цикле определенных частей области исследования, соответствующих последовательности формирования поля напряжений. Тогда возможно проведение расчета в рамках единой программы.

ДЕФОРМАЦИОННЫЕ СВОЙСТВА СКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЙ

3-1. ЗАДАЧИ И МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЙ

Податливость скальных оснований и неоднородность их деформационных свойств существенно влияют на распределение напряжений как в самом основании, так и в возводимом на нем сооружении. Приведем некоторые примеры, позволяющие хотя бы для частных случаев количественно оценить влияние изменения некоторых показателей.

На рис. 3-1,а показано влияние соотношения между значениями модулей деформации плотины E_n и основания E_o на контактные напряжения по данным опытов на плоских моделях из вальцмассы [Л. 18]. Кривая 1 соответствует контактным напряжениям, рассчитанным элементарными методами, кривые 2 и 3 — опытными данным при $E_n/E_o = 1$ и $E_n/E_o = 10,8$. В последнем случае отмечаются резкие концентрации вертикальных сжимающих напряжений в контактной зоне у верховой и низовой граней.

На рис. 3-1,б представлены в относительных единицах эпюры контактных напряжений под подошвой центрально нагруженного абсолютно жесткого штампа (плоская задача), полученные по решению Ю. К. Зарецкого для однородного (кривая 4) и непрерывно неоднородного (кривая 5) оснований [Л. 100]. Характер изменения показателя деформируемости $A^{1/m}$ с глубиной приведен на графике справа. Эти данные свидетельствуют о большом влиянии изменения деформируемости скальных оснований с глубиной на распределение контактных напряжений.

На рис. 3-1,в приведены результаты опыта с пространственной моделью из эквивалентных материалов [Л. 18]. В основании контрфорса плотины моделировалась ослабленная зона, падающая под углом 45° в сторону нижнего бьефа. Отношение модулей деформации составляло $E_n : E_o : E_z = 1 : 4 : 80$, где E_z — модуль деформации ослабленной зоны. Кривая 6 соответствует вертикальному напряжению в приконтактной части плотны, рассчитанному по деформациям грани АА при наличии указанной зоны. Кривая 7 — тем же данным, но при условии заделки зоны на глубину, примерно равную ее ширине, бетоном с модулем деформации, равным модулю деформации тела плотины. Это мероприятие резко изменило вид эпюры контактных напряжений вблизи зоны ослабления.

На рис. 3-2,а показаны результаты экспериментальных исследований и расчетов модели выработки с диаметром 20 см в трансверсально-изотропной среде [Л. 106]. Плоскость изотропии была направлена вертикально, значения модулей деформации модели составляли $E_x = 12 \cdot 10^3$ кгс/см², $E_y = 24 \cdot 10^3$ кгс/см² при значении

модуля деформации кольца обделки $98 \cdot 10^3$ кгс/см². Внутреннее давление в опыте было равно 2 кгс/см². Кривая 1 соответствует деформации обделки, замеренной в опыте, кривая 2 — расчетная, кривая 3 соответствует замеренной в опыте деформации выработки без обделки.

На рис. 3-2,б приведены изолинии горизонтальных сжимающих напряжений, возникающих от собственного веса породы вокруг незакрепленной выработки диаметром 10 м, находящейся на глубине

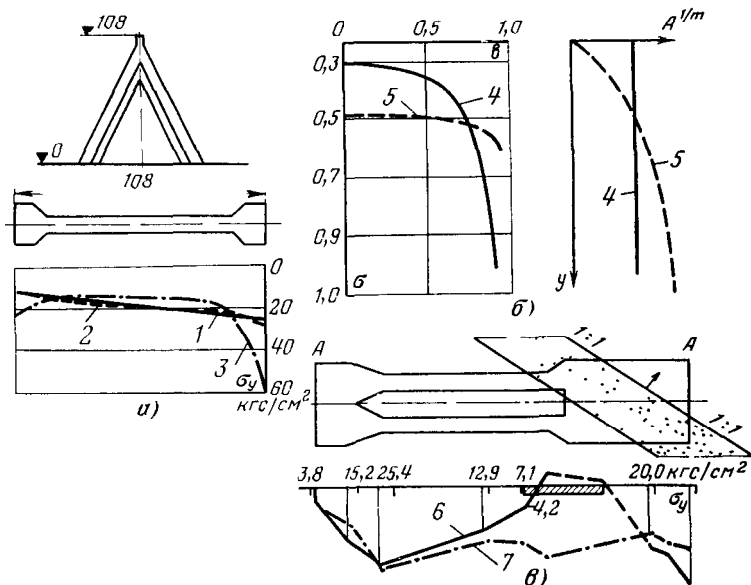


Рис 3-1. Влияние изменения модулей деформации пород основания на контактные напряжения.

30 м в изотропных (слева) и трансверсально-изотропных (справа) породах, полученные расчетом методом конечных элементов [Л. 95]. В первом случае характеристики породы принимались равными: $E_x = E_y = 30 \cdot 10^3$ кгс/см², $\mu = 0,13$, $\gamma = 3$ тс/м³; во втором: $E_x = E_1 = 50\,000$ кгс/см², $E_y = E_2 = 30\,000$ кгс/см², $\mu_1 = 0,22$, $\mu_2 = 0,13$, $\gamma = 3$ тс/м³. Приведенные на рис. 3-2 данные свидетельствуют о большом влиянии анизотропии деформационных свойств массива пород на перемещения и напряжения вокруг выработок.

На рис. 3-3,а показано влияние изменения коэффициента поперечной деформации пород основания на значения горизонтальных сжимающих напряжений в сечении, расположенном в плотине на высоте 2 м от контакта (верхний график), и в сечении, расположенном в основании на глубине 2 м (нижний график), полученное в МИСИ В. В. Семеновым в расчетах методом конечных элементов. Принимались следующие характеристики плотины и основания'

$E_n = 240 \cdot 10^3$ кгс/см², $E_0 = 120 \cdot 10^3$ кгс/см², $\mu_n = 0,20$. Кривые 1, 2 и 3 соответствуют значениям μ_0 , равным 0,05; 0,20; 0,40.

На рис. 3-3,б приведена схема расчета туннеля полуциркульного очертания, находящегося в породах с $E = 2000$ кгс/см² и $\gamma = 3$ тс/м³ [Л. 120]. В расчетах методом конечных элементов принималось,

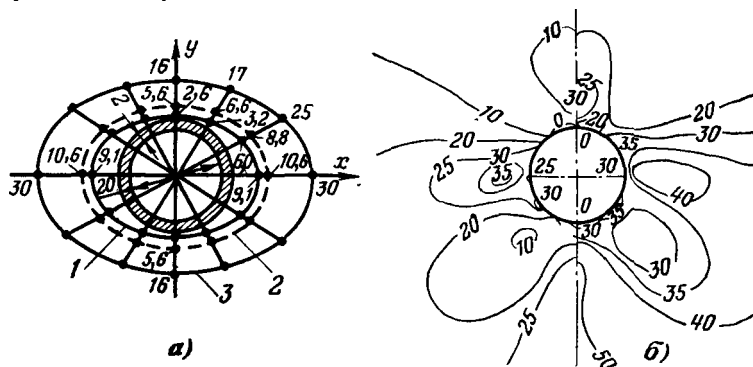


Рис. 3-2. Влияние анизотропии пород на перемещения и напряжения вокруг выработок.

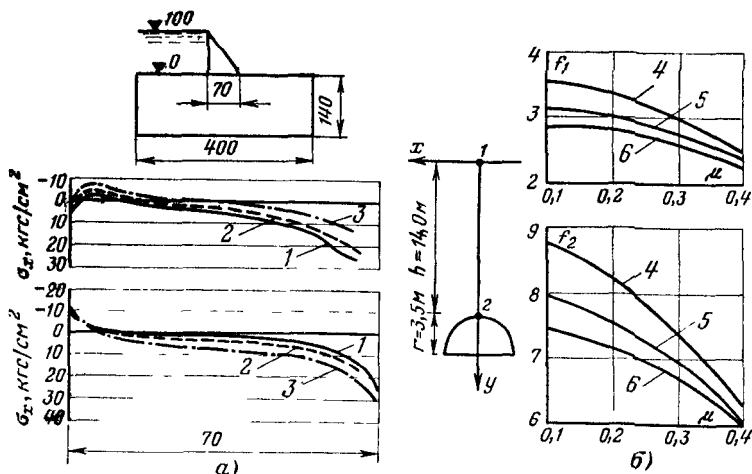


Рис. 3-3. Влияние изменения коэффициента поперечной деформации пород на напряжения в приконтактной зоне плиты и основания (а) и на перемещения точек массива, ослабленного выработкой (б).

что коэффициент поперечной деформации породы μ может варьировать от 0,1 до 0,4, причем коэффициент бокового давления ξ по каким-либо причинам (например, из-за проявления тектонических напряжений) может изменяться независимо от μ в пределах от 1

до 0,25. Выражая осадку точек 1 и 2 в виде уравнения

$$v_{1,2} = \frac{r^2 \gamma}{E} f_{1,2} (h/r, \mu, \xi),$$

М. Пане получил зависимости, представленные графиками на рис. 3-3,б. Здесь кривые 4, 5, 6 соответствуют значениям ξ , равным 1; 0,5; 0,25.

Приведенные примеры, число которых можно было бы значительно увеличить, позволяют сделать ряд важных выводов:

а) при исследованиях деформируемости скальных оснований гидротехнических сооружений следует определять значения не только модулей деформации участков массива, но и коэффициентов поперечной деформации пород. Для квазиизотропных участков эти показатели рассматриваются как скалярные величины, для анизотропных пород они являются векторными величинами, т. е. должны исследоваться с учетом направления осей анизотропии и направления действия нагрузок;

б) в процессе исследования необходимо выявлять как закономерные (рис. 3-1,б), так и незакономерные (рис. 3-1,в) изменения показателей деформируемости скальных пород в плане и по глубине. Важно отметить, что первый случай является весьма распространенным (см., например, рис. 1-3, 1-6). Учет анизотропии деформационных свойств пород может существенно изменить картину перемещений и напряжений вокруг выработки (рис. 3-2,а, б);

в) влияние природных напряжений в массиве скальных пород может значительно сказываться на перемещениях, а следовательно, и напряжениях в сооружениях (рис. 3-3,б);

г) значительное изменение тех или иных показателей деформируемости скальных пород часто вызывает относительно меньшее изменение напряжений (рис. 3-1,а, 3-2,б, 3-3,а).

Последний вывод представляется крайне важным. Неизбежные условности при схематизации массива, определении показателей деформируемости пород и построении геомеханической модели вносят погрешности в расчетную схему, которые в большинстве случаев невозможно точно оценить. Естественно, что на каждом этапе исследований нужно стремиться с наибольшей точностью определить количественные выражения пока-

зателей. Однако в ряде случаев оказывается достаточно установить возможные пределы их изменения и исследовать влияние этих изменений на взаимодействие сооружения и основания. Расчеты методом конечных элементов представляют в этом отношении большие возможности. Применительно к показателям деформационных свойств пород основания плотины такой случай приведен, например, в § 5-4.

Рассмотрим использующиеся сейчас на практике методы исследования деформационных показателей скальных пород.

Общепринятым является мнение, что исследования деформируемости скальных оснований гидротехнических сооружений должны проводиться в натурных условиях при помощи крупномасштабных опытов. Лабораторные испытания образцов имеют лишь подчиненное, главным образом классификационное, значение или используются для выявления тех или иных тенденций (изменение свойств с глубиной, сопоставление разных типов пород и т. п.).

Все полевые методы определения показателей деформируемости скальных пород можно разделить на две группы: опыты при статическом и при динамическом приложениях нагрузок.

К первой группе относятся: а) испытания породы жесткими штампами; б) испытания породы гибкими штампами; в) нагружение породы по стенкам выработок разного диаметра (методы напорных камер, цилиндрических гидравлических штампов (ЦГШ), испытания прессиометром и т. п.); г) испытания целиков породы (одноосные и трехосные).

Сущность опытов первой группы заключается в приложении к породе статических нагрузок и измерении возникающих в результате этого перемещений. Далее, используя, как правило, аппарат теории упругости изотропного тела, рассчитывают значения модулей деформации исследуемого объема породы. Для определения коэффициентов поперечной деформации скальных пород по данным опытов при статическом нагружении имеются лишь отдельные предложения, которые будут рассмотрены в § 3-5.

Методы первой группы различаются как по конструкциям опытных установок, так и по схемам и методам проведения опытов и обработки результатов.

Наибольшее распространение при исследовании деформируемости скальных оснований плотин в СССР и за рубежом получили испытания породы нагружением ее жесткими железобетонными, реже металлическими штампами. Детальное описание используемых установок приведено, например, С. А. Роза и Б. Д. Зеленским в [Л. 65]. Будучи относительно простыми в производстве подготовительных работ и применяемом оборудовании, испытания штампами позволяют после завершения циклов вертикального нагружения для определения деформационных показателей переходить к определению прочностных показателей скальных пород с помощью тех же штампов и установок.

При изысканиях для строительства подземных сооружений, особенно напорных туннелей, часто стремятся проводить испытания в напорных камерах или при помощи цилиндрических гибких штампов. Последний метод используется также и при исследованиях скальных оснований плотин [Л. 22, 107]. По мнению ряда исследователей, такие опыты позволяют приблизить схему испытаний к условиям работы реального сооружения, например к условиям передачи давления на породу через обделку напорного туннеля. Следует, однако, иметь в виду, что испытания в напорных камерах крайне трудоемки, поэтому, как правило, они бывают единичными. В то же время изменчивость свойств породы по трассе туннеля или в пределах подземной выработки может быть велика и единичные испытания оказываются недостаточными. В этих случаях проведение более простых штамповых опытов при различном направлении приложения нагрузок может дать более разностороннюю информацию о деформируемости скальных пород.

Испытания с помощью прессиометров, выполняемые в скважинах диаметром примерно 5—20 см, представляются менее удачными для гидротехнического строительства, так как вовлекают в работу относительно небольшой объем породы. Кроме того, прессиометрическим испытаниям, как и другим методам нагружения породы по стенкам выработки, свойственна неопределенность в интерпретации полученных данных, возникающая из-за неоднородности начального напряженного состояния вокруг выработки.

Основным недостатком опытов с целиками скальной породы является сложность изготовления целика без

повреждения его граней и контакта с основанием. Разуплотнение породы при изготовлении целика может привести к получению в опыте заниженных значений модулей деформации. В то же время по условиям нагружения эти опыты представляются наиболее удачными для определения как деформационных, так и прочностных показателей скальных пород при одноосном и пространственном напряженном состояниях. В качестве примера сошлемся на испытания при трехосном сжатии, проведенные на блоке среднезернистых гранитов размером $2,8 \times 1,4$ м в основании плотины Куробегава-4 [Л. 119]. Совершенствование технологии изготовления целиков скальной породы, применение для их выпиливания алмазных пил и высокопрочных проволок позволит, по-видимому, преодолеть указанный недостаток и широко использовать целики для испытаний скальных пород.

В испытаниях скальных пород при статическом приложении нагрузок, давления, передаваемые на породу, составляют десятки кгс/см², доходя в случае арочных плотин до 100 кгс/см². Технические сложности приложения таких нагрузок ограничивают размеры площади загружения породы. Поэтому все опыты первой группы позволяют исследовать только относительно небольшие объемы пород, т. е. при соблюдении условия квазисплошности и квазиоднородности породы в исследуемом объеме результаты опытов при статическом приложении нагрузок характеризуют деформируемость объемов породы, содержащих лишь трещины с малой шириной раскрытия. Учитывая масштабность строения массива скальных пород, а следовательно, и масштабность его деформационных свойств, следует иметь в виду, что в подавляющем большинстве случаев результаты опытов при статическом нагружении не могут быть непосредственно использованы для характеристики крупных участков массива.

Опыты второй группы при динамическом приложении нагрузок получили широкое распространение в исследовательской практике в последнее десятилетие [Л. 19, 73, 74, 89, 116]. Сущность этих опытов заключается в возбуждении в массиве скальных пород упругих колебаний, определении скорости распространения упругих волн и вычислении с помощью аппарата теории упругости значений динамических модулей упругости и коэффициентов поперечной деформации.

В зависимости от частоты упругих колебаний сейсмоакустические испытания могут использоваться для исследования пород в широком диапазоне размеров — от образца скальной породы или объема породы, деформируемого в опыте со статическим приложением нагрузок, до крупных участков массива, соответствующих размерам формирующих его структурных блоков.

Недостатком сейсмоакустических методов является то, что они характеризуют породы по их динамическим, квазиупругим параметрам и не позволяют непосредственно определять характеристики статических деформационных показателей, необходимые для расчета напряженного состояния скального основания и взаимодействия с ним сооружения. В то же время сейсмоакустические методы обладают большой гибкостью в выборе масштаба исследования. Это определяет рациональный состав комплекса исследований деформируемости скальных оснований: установление корреляционных связей между статическими и динамическими показателями для одних и тех же объемов породы; проведение крупномасштабных сейсмоакустических измерений с определением динамических показателей деформируемости; распространение с помощью установленной связи статических показателей деформируемости на крупные участки массива.

От того, насколько корректно выполняются исследования в пределах каждого элемента этого комплекса, насколько схемы и методы испытаний и предпосылки, положенные в основу интерпретации результатов опытов, соответствуют особенностям деформирования трещиноватых скальных пород, во многом зависит достоверность определения показателей деформируемости участков массива. Накопленный к настоящему времени опыт отечественных и зарубежных исследований деформационных свойств скальных пород при статическом и динамическом нагружении позволяет проанализировать особенности их деформирования, установить некоторые общие закономерности, свойственные различным типам трещиноватых скальных пород, разработать аналитический аппарат процесса деформирования и предложить конкретные рекомендации к проведению исследований скальных оснований гидротехнических сооружений.

Рассмотренные ниже результаты исследований и вытекающие из них обобщения основаны на натуральных

экспериментах и лабораторных модельных опытах, выполненных в 1964—1973 гг. МИСИ, а также на результатах анализа данных, опубликованных отечественными и зарубежными авторами. Материалы исследований МИСИ частично опубликованы [Л. 38, 80, 88—90, 101], частично приведены в работах В. Л. Кубецкого¹ и И. Н. Терновского², выполненных при участии автора в научном руководстве, и в научно-технических отчетах лаборатории механики скальных пород кафедры механики грунтов, оснований и фундаментов МИСИ.

Опыты при статическом приложении нагрузок выполнялись с помощью железобетонных жестких штампов. На рис. 3-4 представлена схема установки, использовавшейся в полевых опытах МИСИ, и схема расстановки реперов, по которым измерялись перемещения поверхности породы и граней штампа. В опытах применялись прямоугольные и квадратные штампы с площадью основания 1 м² и круглые с диаметром 80 и 28 см. Использование для передачи нагрузки на прямоугольный штамп площадью 1 м² двух гидравлических домкратов ДГ-200 позволяло достигать средних значений давления на подошве штампа до 40 кгс/см². Нагружение круглых штампов осуществлялось с помощью плоского домкрата установки Гидропроекта и позволяло достигать средних значений давления на подошве штампа с диаметром 80 см до 180, с диаметром 28 см до 500 кгс/см².

Модельные опыты выполнялись на плоских стендах. Схема одного из них была приведена на рис. 1-13. В полевых и в лабораторных опытах перемещения измерялись с помощью индикаторов часового типа с ценой деления 0,01 и 0,001 мм. Для измерения относительных деформаций в модельных экспериментах применялись тензодатчики с базой 20 мм.

Штамповые опыты выполнялись для пород следующих объектов: «зеленые» и «черные» хлорит-серицитовые метаморфические сланцы основания Андижанской плотины (34 опыта); массивные среднезернистые песча-

¹ Кубецкий В. Л. Исследование влияния ползучести скальных пород на напряженное состояние обделок напорных гидротехнических туннелей. Дис. на соиск. учен. степени канд. техн. наук. М., 1969 (МИСИ).

² Терновский И. Н. Оценка деформационных свойств трещиноватых скальных пород по результатам полевых статических испытаний жестким штампом. Дис. на соиск. учен. степени канд. техн. наук. М., 1972 (МИСИ).

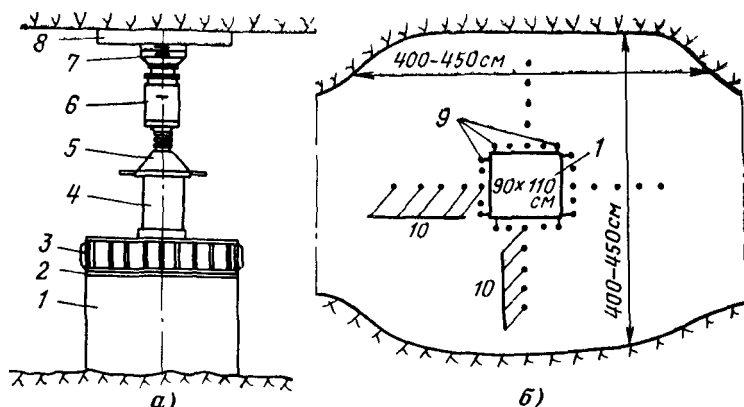


Рис. 3-4 Схема проведения полевых опытов по определению показателей деформируемости скальных пород

а — опытная установка, *б* — схема расстановки реперов, 1 — железобетонный штамп; 2 — стальная распределительная плита; 3 — жесткая опорная балка; 4 — распорная труба; 5 — винтовой поджим; 6 — гидравлический домкрат ДГ-200; 7 — упорные сферы; 8 — упорная железобетонная плита; 9 — реперы на штампе, 10 — реперы на породе.

ники, слоистые песчаники, хлорит-серицитовые метаморфические сланцы основания Кировской плотины (12 опытов); доломитизированные известняки основания Ингурской плотины (5 опытов—совместно с Отделом скальных оснований Гидропроекта); серицито-алевролитовые песчаники (микросланцы) основания Фархадской плотины (4 опыта). Всего, таким образом, было выполнено 55 штамповых опытов.

Опыты при статическом приложении нагрузки сопровождались исследованием динамических деформационных показателей скальных пород. Исследования велись в диапазоне ультразвуковых или сейсмических частот с помощью приборов УКБ-1, ДУК-20 и сейсмостанции типа ССП-25. Во всех случаях определялись скорости распространения продольных волн v_l , в ряде случаев — скорости распространения поперечных волн v_t , преобладающие частоты спектра ультразвукового импульса и временные коэффициенты затухания.

3.2. ОСОБЕННОСТИ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ТРЕЩИНОВАТЫХ СКАЛЬНЫХ ПОРОД ПРИ НАГРУЖЕНИИ ЖЕСТКИМ ШТАМПОМ

Рассмотрим прежде всего некоторые особенности экспериментов, обусловленные строением и состоянием скальной породы в основании штампа.

Из-за необходимости передачи больших давлений на породу опыты со штампами выполняются, как правило, в горных выработках. Разгрузка массива, например при проходке штольни с применением взрывов, приводит к разуплотнению окружающей породы. Даже при тщательной подготовке подошвы или стенок штольни для бетонирования штампов приконтактная зона оказывается более податливой, чем нижележащие слои. Практиче-

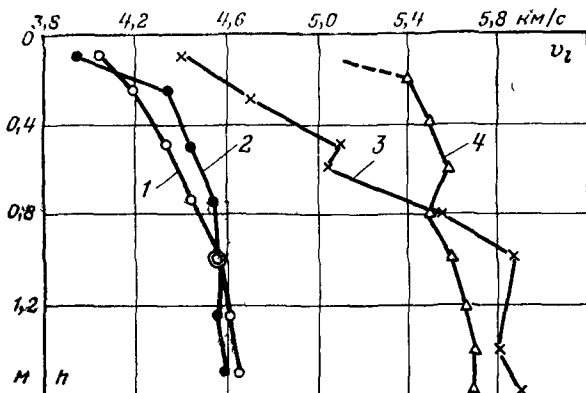


Рис. 3-5. Изменение скорости продольных упругих колебаний ультразвуковой частоты в скальных породах с удалением от подошвы штампа в глубь массива.

1, 2 — штампы № 19, 20 (основание Андижанской плотины);
3, 4 — штампы № 3, 4 (основание Фархадской плотины)

ски никогда не удастся достичь постоянства свойств породы с глубиной. Некоторое представление об изменении податливости скальных пород с удалением от подошвы выработки дают графики, приведенные на рис. 3-5.

Технические возможности приложения нагрузок к штампу ограничивают его размеры в плане. Поэтому на практике редко применяются штампы площадью более 1—2 м². В то же время необходимость соблюдения условия квазисплошности породы в основании штампа накладывает определенные ограничения на ее строение, т. е. на ее трещиноватость и блочность. Анализ данных, приведенных в § 1-3, позволяет считать, что в большинстве случаев условие квазисплошности породы с достаточной для инженерных целей точностью будет обеспе-

чено, если выполняется соотношение

$$\frac{2b}{c} \geq 5 \div 7, \quad (3-1)$$

где $2b$ — наименьший размер (ширина) штампа; $c = \sqrt[3]{V}$ — средний размер элемента неоднородности (блока породы) в приведении к кубической форме. В свою очередь V определяется по формулам (1-3) или (1-4).

Штапмовые опыты позволяют исследовать участки породы, содержащие трещины с малой шириной раскрытия. Трещины могут лишь намечать блоки, не формируя законченные отдельности. Практически всегда борта таких трещин плотно притерты друг к другу, блоки находятся в зацеплении, соединены «мостиками» породы. Следовательно, анализ деформируемости породы должен основываться на интегральной оценке перемещений, определенных в разных точках исследуемого объема. Для этого оказывается удобно измерять перемещения точек поверхности породы, лежащих на координатных осях, выходящих из центра штампа (рис. 3-4,б). Это позволяет строить кривые прогиба поверхности породы, характеризующие ее деформируемость.

При проведении опытов в штольне важно, чтобы влияние стенок выработки не искажало формирующиеся в опыте кривые прогиба поверхности. Как установлено модельными опытами Б. Н. Баршевского и Р. А. Ширяева, при ширине выработки в 4 раза превышающей размер штампа, погрешность за счет влияния стенок выработки составляет около 8% [Л. 65].

Нагрузка на штамп прикладывается центрально. Следовательно, при достаточной однородности породы в основании штампа кривые прогиба поверхности должны получаться близкими к симметричным. Опыт показывает, что при отсутствии в пределах деформируемого объема породы отдельных включений или трещин более крупных, чем общий фон трещиноватости площадки, это условие в значительной мере выполняется. Наоборот, наличие аномальных зон в основании штампа приводит к резкой асимметрии кривых прогиба поверхности.

В качестве примера на рис. 3-6 приведены данные исследований сланцев основания Андижанской плотины штампами № 19 и 17 [Л. 90]. В первом случае наблюдались плавный характер изменения скорости ультразвуковых колебаний в породе под штампом и формиро-

вание симметричной кривой прогиба поверхности. Во втором отмечена зона ослабления породы на глубине около 75 см, что вызвало резкую асимметрию кривой прогиба. Для интерпретации результатов опытов в обоих случаях строились осредненные по лучам кривые прогиба поверхности. Очевидно, что для штампа № 19 такое осреднение является более закономерным, чем для штампа № 17, следовательно, возможность использования

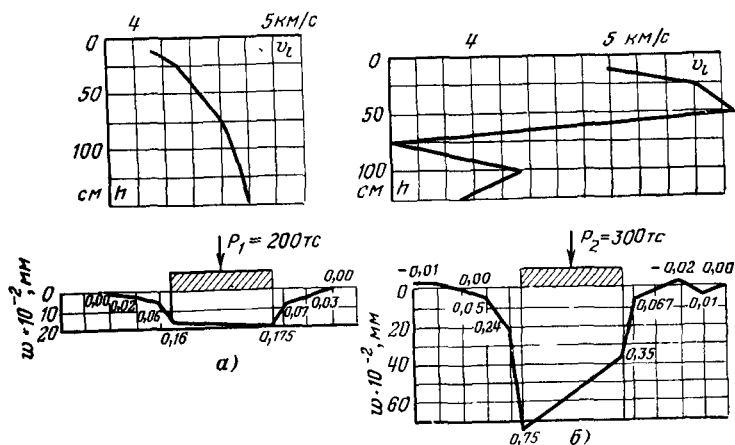


Рис. 3-6. Оценка однородности породы в основании штампов по скорости ультразвуковых колебаний и влияние однородности на очертания кривых прогиба поверхности.

а — закономерное улучшение породы с глубиной и симметричная кривая прогиба (штамп № 19), б — наличие на глубине 75 см одиночной крупной трещины и несимметричная кривая прогиба (штамп № 17)

зависимостей механики сплошной среды в первом случае более обоснована. По-существу, в рамках физических представлений, рассмотренных в § 1-3, интерпретация результатов испытаний штампом № 17 недопустима, так как строение породы из-за наличия локального нарушения является случайно неоднородным.

При нагружении породы железобетонными штампами необходимо, чтобы размеры и материал штампа обеспечивали его жесткость, т. е. соответствие конструкции расчетной схеме. Для выбора высоты и материала штампа при заданных его размерах в плане можно использовать показатель гибкости для массивных плит [Л. 16]

$$\Gamma = \frac{12\pi a^2 b E_0 (1 - \mu_2^2)}{h^3 E_1 (1 - \mu_0^2)}. \quad (3-2)$$

где $2a$, $2b$ — стороны штампа; h — его высота; E_1 , μ_1 — модуль деформации и коэффициент поперечной деформации материала штампа; E_0 , μ_0 — ожидаемые модуль деформации и коэффициент поперечной деформации породы основания.

При $0 < \Gamma \leq 8/\sqrt{\alpha}$, где $\alpha = a/b$, гибкость штампа считается конечной. Абсолютно гибкому штампу соответствует $\Gamma \rightarrow \infty$, а абсолютно жесткому $\Gamma \rightarrow 0$. Принимая $\Gamma = 8/\sqrt{\alpha}$ и решая уравнение (3-2) относительно h , получаем наименьшую высоту железобетонного штампа из условия обеспечения его жесткости по отношению к испытываемой породе:

$$h_{\min} = \sqrt[3]{\frac{3\pi a^2 b \sqrt{\alpha} E_0 (1 - \mu_1^2)}{2E_1 (1 - \mu_0^2)}}. \quad (3-3)$$

В табл. 3-1 приведены округленные значения h_{\min} для различных ожидаемых значений E_0 , при которых железобетонный штамп размером в плане $2a = 2b = 100$ см может считаться жестким. В расчетах принято: $E_1 = 300\,000$ кгс/см²; $\mu_1 = 0,17$; $\mu_0 = 0,25$.

Таблица 3-1

E_0 , кгс/см ²	20 000	50 000	75 000	100 000	150 000
h_{\min} , см	36	48	55	60	70

Следует остановиться еще на некоторых обстоятельствах, связанных с режимом нагружения, точностью измерения осадок точек поверхности породы и т. п. Количественные рекомендации в этих случаях целесообразно совместить с анализом общих закономерностей деформирования трещиноватых скальных пород под жестким штампом, выявленных в процессе проведенных исследований. Рассмотрим эти закономерности.

1. **Осадка поверхности породы вокруг штампа.** Практически во всех случаях (в полевых испытаниях и лабораторных опытах на моделях) вертикальные перемещения породы на расстоянии от края штампа, равном 2—3 полуширины штампа, оказываются близкими к нулю. Кривизна прогиба поверхности для различных пород бы-

вае разное, но всегда значительно больше, чем это следует из расчета осадок поверхности линейно деформируемого однородного полупространства под действием местной нагрузки.

В качестве примера на рис. 3-7 представлены опытные данные приращения осадок точек поверхности породы w под действием ступени давления σ для микросланцев основания Фархадской плотины (рис. 3-7, а) и

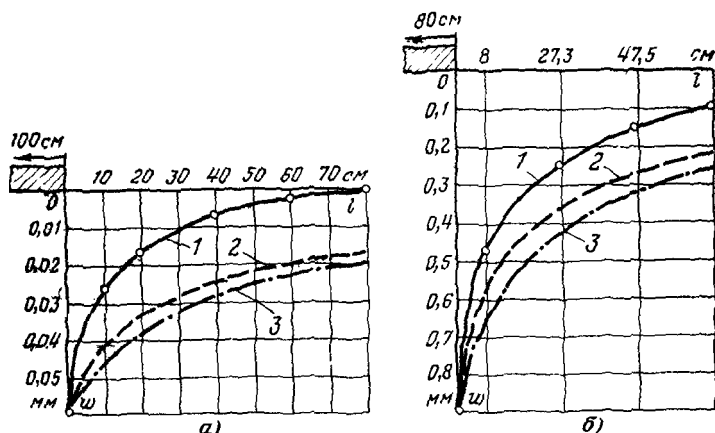


Рис. 3-7. Опытные точки и кривые (1) осадок поверхности скальной породы под действием ступени давления σ .

а — микросланцы основания Фархадской плотины (штамп № 3); б — известняки основания Ингурской плотины (штамп № 1). Кривые 2 и 3 соответствуют решениям для абсолютно жесткого и абсолютно гибкого штампов.

среднетрещиноватых известняков основания Ингурской плотины (рис. 3-7, б). В первом случае испытания велись квадратным штампом $2b=100$ см, во втором цикле нагружения. Степень нагрузки соответствовала приращению давления от 30 до 40 кгс/см². Во втором случае порода нагружалась круглым штампом $2r=80$ см в интервале давления от 40 до 70 кгс/см², испытания проводились в первом цикле нагружения. На том же рисунке показаны кривые прогиба поверхности однородного линейно-деформируемого полупространства, нагруженного абсолютно жестким (кривые 2) и абсолютно гибким (кривые 3) штампами. Для квадратного жесткого штампа использовалось решение, приведенное в следующем параграфе, для гибкого штампа расчеты выполнялись методом угловых точек. Для круглого жесткого штампа

осадки w_i рассчитаны по К. Е. Егорову [Л. 25]:

$$w_i = w_0 \frac{2}{\pi} \arcsin \frac{r}{r+l}, \quad (3-4)$$

где w_0 — осадка породы под краем штампа; r — радиус штампа; l — расстояние от края штампа до точки с осадкой w_i .

Для круглого гибкого штампа использовано решение С. П. Тимошенко [Л. 82]:

$$w_i = w_0 \frac{1}{\alpha} [E(\alpha, \pi/2) - (1 - \alpha^2) F(\alpha, \pi/2)], \quad (3-5)$$

где $\alpha = r/(r+l)$; $E(\alpha, \pi/2)$ и $F(\alpha, \pi/2)$ — полные эллиптические интегралы II и I рода.

Как правило, характер кривизны прогиба поверхности породы вокруг штампа практически не меняется с изменением времени выдерживания постоянной ступени нагрузки и значения ступени нагрузки. В качестве примера в табл. 3-2 приводятся фактические данные измерения осадок поверхности породы на разном удалении от края штампа $2b=100$ см при разных ступенях, полученные для штампа № 4 (второй цикл нагружения) при испытаниях микросланцев основания Фархадской плотины.

Таблица 3-2

Ступень давления, кгс/см ²	Время от начала нагружения, ч	Осадки, мм. точек поверхности породы, удаленных от края штампа на расстоянии, см				
		0	10	20	40	60
10—20	0,5	0,082	0,051	0,037	0,022	0,014
	25,5	0,098	0,059	0,044	0,028	0,017
20—30	0,05	0,06	0,035	0,024	0,015	0,001
	38,5	0,087	0,051	0,036	0,023	0,016
30—40	0,05	0,059	0,036	0,023	0,01	0,006
	71,5	0,114	0,068	0,042	0,02	0,014

На рис. 3-8 эти же данные представлены в виде зависимости изменения относительных осадок точек поверхности породы $w_{отн}$ с удалением от края штампа. За единицу приняты значения осадок при $l=0$. Для каждой точки поверхности с координатой l_i относительные осадки располагались в пределах зачерненных участков

графика, т. е. ни в одном из приведенных в табл. 3-2 случаев опытная кривая не выходила за границы заштрихованного участка.

Испытания показывают, что вертикальные перемещения резко затухают с глубиной по мере удаления от подошвы штампа. На рис. 3-9 приведены результаты измерения скорости продольных колебаний ультразвуковой частоты в породах под штампом при исследованиях метаморфических сланцев основания Андижанской плотины. Анализ большого числа аналогичных испытаний пород на этом объекте показал, что при размерах штампа 90×110 см и при изменении давления под штампом от 0 до 40 кгс/см^2 мощность активной зоны, в которой отмечалось изменение скорости упругих колебаний, не превышала $0,7\text{—}1,5 \text{ м}$ [Л. 89].

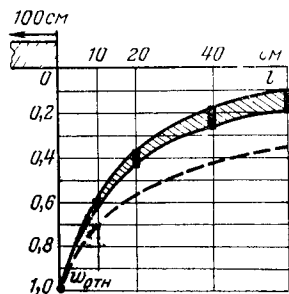


Рис. 3-8 Зависимость изменения относительных осадок поверхности породы с удалением от края штампа (по данным табл. 3-2).

Пунктирная кривая соответствует решению для абсолютно жесткого штампа

Это связано, по-видимому, не только с закономерным повышением сохранности породы с глубиной, но и с особенностями деформирования несплошных сред, в данном случае трещиноватых скальных пород. Выказанное положение подтверждается результатами опытов на плоской модели. В качестве примера на рис. 3-10 приведены результаты одного из опытов с моделью, изготовленной из плотно притертых гипсоизвестковых блоков размером $4 \times 4 \times 16$ см при ширине штампа 28 см и среднем давлении на его подошве $0,268 \text{ кгс/см}^2$. Ограниченное в стороны и по глубине перемещение скальных пород при нагружении их жестким штампом находится также в хорошем соответствии с результатами аналогичных исследований, выполненных для различных типов грунтов [Л. 105].

Приведенные данные позволяют заключить, что использование для интерпретации результатов штамповых опытов расчетной схемы линейно-деформируемого однородного полупространства, нагруженного местной нагрузкой, не отражает действительных особенностей деформирования трещиноватых скальных пород.

2. Развитие осадок во времени. Перемещение поверхности породы при постоянной нагрузке на штамп происходит не мгновенно, а развивается в течение длительного отрезка времени. Следовательно, значения модулей деформации скальных пород, определенные из опытов с различным временем выдерживания штампа под нагрузкой, могут существенно отличаться. В табл. 3-3 приводятся обобщенные результаты исследований, опубликованные в докладе автора и В. Л. Кубецкого в [Л. 46]. В качестве условно-мгновенного модуля деформации принималась величина, соответствующая осадке поверхности породы в момент окончания приложения ступени нагрузки (примерно 1—5 мин). Конечный модуль деформации рассчитывался по величине осадки, соответствующей полной стабилизации. Расчеты выполнялись по формулам, приведенным в следующем параграфе.

Данные табл. 3-3 позволяют заключить, что все исследованные породы в той или иной мере обладали свойством ползучести, т. е. способностью деформироваться во времени. Однако какой-либо закономерности между интенсивностью проявления ползучести и состоянием породы установить не удалось.

Приведем для сопоставления результаты исследований Ж. С. Ержанова [Л. 26] о образцах скальных пород. В его опытах балочки размером $20 \times 20 \times 160$ мм, изготовленные из алевролита, аргиллита, песчаника и известняка, нагружались посередине пролета постоянной статической нагрузкой. Опыты показали, что при нагрузке в пределах 20—70% разрушающей время развития деформаций ползучести для различных типов пород колеблется от 50 до 600 ч. Интенсивность проявления ползучести зависит от типа породы, действующей нагрузки и времени выдерживания образца под нагрузкой. Для алевролита, например, при времени выдерживания

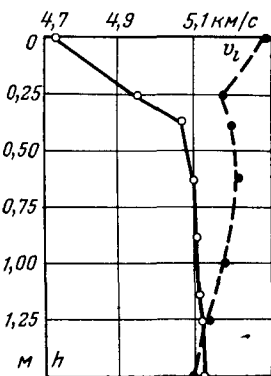


Рис. 3-9. Изменение скорости продольных колебаний в метаморфических сланцах основания Андиганской плотны при нагружении их жестким штампом размером 90×110 см.

— при $\sigma=0$;
- - - - при $\sigma=40$ кгс/см².

Таблица 3-3

Показатели опытов	Место проведения опытов и тип скальной породы								
	Андижан- ская плотина	Фархадская плотина		Кировская плотина			Ингурская плотина		
	Черные сланцы	Микро- сланцы	Зона дроб- ления	Хлорит- серпенти- новые сланцы	Слоистые песчаники	Массивные песчаники	Доломитизированные известняки		
							хорошей сохранности	средней сохранности	сильно раз- дробленные
Средняя скорость продольных упругих колебаний v_l , км/с	4,8	5,6	—	5,3	5,8	5,5	4,5	4,0	1,5
Форма и размеры штампа, м	1,0×1,0	1,0×1,0	0,4×0,4	0,9×1,1	0,9×1,1	0,9×1,1	d=1,1	d=0,3÷0,8	d=0,3
Количество опытов	2	3	1	4	2	2	1	3	1
Максимальное давление в опытах, кгс/см ²	40	40	60	40	40	40	80	500	220
Расчетный интервал давлений для вычисления модуля деформации, кгс/см ²	10—40	10—30	20—40	10—40	10—40	10—40	0—80	40—100	0—40
Условно-мгновенный модуль деформации E_0 , кгс/см ²	140·10 ³	65·10 ³	5,3·10 ³	66,5·10 ³	165·10 ³	32·10 ³	49·10 ³	40·10 ³	5,8·10 ³
Конечный модуль деформации E_∞ , кгс/см ²	50·10 ³	44·10 ³	1,8·10 ³	37·10 ³	83·10 ³	27·10 ³	28·10 ³	10·10 ³	2,5·10 ³
E_0/E_∞	2,80	1,48	2,95	1,80	2,00	1,18	1,75	4,0	2,32

балочки под нагрузкой 50 ч отношение конечного прогиба к начальному было равно: 1,1 ($P=20\%$ разрушающей); 1,35 ($P=46\%$ разрушающей); 1,40 ($P=73\%$ разрушающей). При времени 600 ч это отношение составило: для алевролита 2,67 ($P=60\%$ разрушающей); для аргиллита 3,43 ($P=69\%$ разрушающей); для песчаника 1,90 ($P=40\%$ разрушающей).

Опыты Ж. С. Ержанова убедительно продемонстрировали, что даже относительно монолитные образцы скальных пород обладают ярко выраженной ползучестью при их нагружении.

Специальными опытами, проведенными МИСИ на площадке строительства Ингурской плотины, установлено, что при нагружении в первом цикле доломитизированных известняков через круглый жесткий штамп диаметром 80 см ступенью давления от 70 до 110 кгс/см² развитие осадок породы под штампом продолжалось более 1500 ч. Скорость деформирования с течением времени уменьшалась, что свидетельствовало о затухании процесса ползучести. Значения скоростей осадки породы под штампом, полученные в этом опыте для различных ступеней давления и различных периодов времени от

момента приложения нагрузки, приведены в табл. 3-4. Во втором цикле эта закономерность сохранялась, хотя и проявлялась менее интенсивно.

Способность трещиноватых скальных пород деформироваться под нагрузкой во времени может быть объяснена следующим образом. Дисконтинуальное строение породы приводит к сложному распределению напряжений в деформируемом объеме. В местах пересечения трещин, на контактах между блоками, около ослаблений или более прочных включений возникают резкие концентрации напряжений, способные вызвать местные микро- или макроразрушения. Это сопровождается перераспределением действующих внутри объема породы усилий, приводящим к подвижкам блоков, новым концентрациям напряжений, разрушениям и т. д. Сами блоки породы также не являются физически сплошными, монолитными телами. Содержащиеся в них микродефекты вызывают внутриблочные концентрации напряжений и внутриблочные разрушения, доходящие, возможно, до внутрикристаллического уровня. Все эти процессы происходят не мгновенно, а постепенно, провоцируя и смещая друг друга, и при давлениях под штампом, меньших

Таблица 3-4

Степень давления, кгс/см²	Скорости осадки породы под штампом, мм/ч, для интервалов времени от момента нагружения штампа, ч						
	0—2	2—5	5—10	10—50	50—100	100—500	500—1500
0—5	$6,5 \cdot 10^{-2}$	$2,8 \cdot 10^{-2}$	$2,0 \cdot 10^{-2}$	$6,7 \cdot 10^{-4}$	—	—	—
5—10	$5,6 \cdot 10^{-2}$	$8,8 \cdot 10^{-3}$	$2,5 \cdot 10^{-2}$	$1,0 \cdot 10^{-3}$	—	—	—
10—20	$1,1 \cdot 10^{-1}$	$1,1 \cdot 10^{-2}$	$5,5 \cdot 10^{-3}$	$1,2 \cdot 10^{-3}$	$1,5 \cdot 10^{-4}$	—	—
20—40	$1,3 \cdot 10^{-1}$	$1,1 \cdot 10^{-2}$	$9,0 \cdot 10^{-3}$	$3,1 \cdot 10^{-3}$	$2,8 \cdot 10^{-4}$	—	—
40—70	$1,2 \cdot 10^{-1}$	$1,4 \cdot 10^{-2}$	$1,2 \cdot 10^{-2}$	$2,3 \cdot 10^{-3}$	$5,5 \cdot 10^{-4}$	—	—
70—110	$1,6 \cdot 10^{-1}$	$3,5 \cdot 10^{-2}$	$1,3 \cdot 10^{-2}$	$3,8 \cdot 10^{-3}$	$9,2 \cdot 10^{-4}$	$2,3 \cdot 10^{-4}$	$4,2 \cdot 10^{-5}$

предельных, приводя с течением времени породу к некоторому равновесному состоянию.

Практическое значение ползучести скальных пород весьма велико, в частности, для определения необходимого времени выдерживания пород под постоянной ступенью нагрузок при проведении штамповых испытаний.

На рис. 3-11 в качестве примера показаны кривые развития осадок метаморфических сланцев основания Андиганской плотины при разных ступенях нагружения штампа размером 100×100 см. Для каждого случая осадка породы до приложения данной ступени нагрузки принималась равной нулю. Если принять за единицу осадку под данной ступенью давления по прошествии 5 мин с начала нагружения штампа ($t_0 = 5$ мин), то для рассматриваемого случая приращение осадок с течением времени составило: при $t = 20$ мин $w = 1,15 \div 1,17$; при $t = 1$ ч $w = 1,18 \div 1,26$; при $t = 10$ ч $w = 1,32 \div 1,55$, при $t = 70$ ч $w = 1,45 \div 1,71$. Следовательно, и мо-

дуль деформации породы, определенный при различном времени выдерживания постоянной ступени нагрузки, изменяется в значительных пределах.

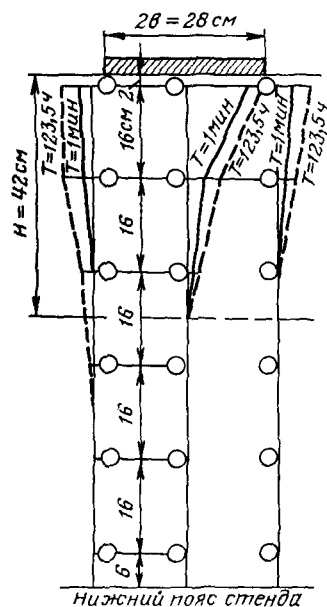


Рис. 3-10. Кривые осадок модели на разной глубине от подошвы жесткого штампа. О — реперы, по которым измерялись осадки; Т — время выдерживания штампа под нагрузкой

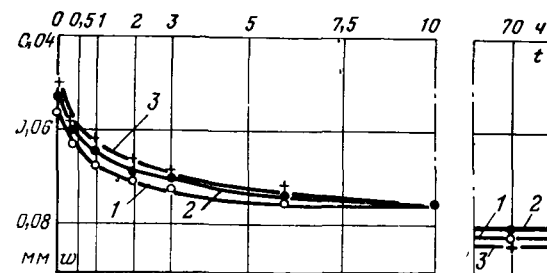


Рис. 3-11 Кривые приращения осадок во времени при разных давлениях под штампом (штамп № 22, «черные» сланцы основания Андиганской плотины, 1 цикл нагружения)

1 — изменение давления под штампом от 10 до 20 кгс/см².
2 — то же от 20 до 30 кгс/см²; 3 — то же от 30 до 40 кгс/см²

3. Зависимость осадок от давления. Опыты показывают, что зависимость осадок точек поверхности породы от среднего давления под штампом, как правило, не является линейной даже при нагрузках, значительно меньших предельной. Особенно сильно нелинейность сказывается в области малых (до 5—10 кгс/см²) значений давления (рис. 3-12).

Во многих случаях анализ опытных кривых $w = f(\sigma)$ позволяет достаточно четко установить некоторое значение σ_1 , характеризующее резкое изменение кривизны графика. Тогда удастся представить зависимость $w = f(\sigma)$ в виде ломаной линии, состоящей из двух участ-

ков: от $\sigma=0$ до $\sigma=\sigma_1$ и от $\sigma=\sigma_1$ до $\sigma=\sigma_{\text{макс}}$. При этих условиях наклон второго участка графика остается близким к постоянному в широком интервале изменения среднего давления под штампом.

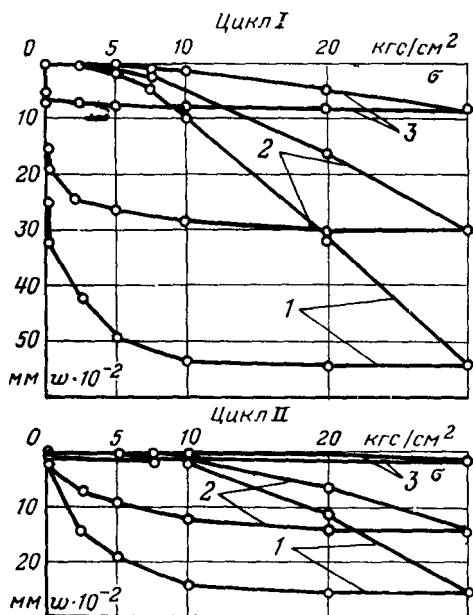


Рис. 3-12 Кривые осадок поверхности сланцев основания Андиганской плотины (штамп № 3).

1 — по реперам на штампе, 2 — по реперам на расстоянии 10 см от грани штампа 3 — то же по реперам на расстоянии 62 см

Лабораторные опыты на блочных моделях показывают, что с увеличением соотношения между шириной штампа и размером блока происходит уменьшение σ_1 и зависимость $w=f(\sigma)$ во всем интервале изменения средних давлений под штампом приближается к линейной.

Нелинейность зависимости осадок от средних давлений под штампом может быть объяснена следующим образом. Разуплотненная в результате проходки выработки порода непосредственно под штампом не обладает достаточной «распределительной» способностью. Поэтому при малых значениях давления происходит лишь ме-

стное обжатие зоны контакта. Деформации в стороны практически не передаются, о чем свидетельствуют крайне малые осадки реперов на породе в стороне от штампа. С увеличением среднего давления под штампом приконтактная зона оказывается в значительной мере уплотнена и порода в пределах деформируемого слоя становится более однородной (см., например, рис. 3-9). Распределительная способность породы повышается. Соответственно этому происходит выравнивание опытной зависимости $\omega = f(\sigma)$. Возрастание давления под штампом приводит к тому, что в работу включается больший объем породы. Это способствует увеличению количества структурных элементов в пределах деформируемого объема, т. е. приближению породы по характеру деформируемости к сплошной среде.

Таким образом, начальный участок зависимости $\omega = f(\sigma)$ не характеризует деформируемость сколь-нибудь значительного объема породы под штампом и при определении модуля деформации по результатам штамповых опытов должен исключаться. Значение модуля деформации скальной породы по результатам штамповых опытов следует определять лишь для интервала линейной зависимости $\omega = f(\sigma)$. В соответствии с этим необходимо обоснованно подходить к выбору ступеней нагрузки при проведении штамповых опытов. Не следует, например, связывать максимальное давление под штампом с ожидаемым давлением под сооружением, так как штамповые опыты ни в коей мере не моделируют работу сооружения. Максимально возможное по условиям применяемого оборудования увеличение давления под штампом в ряде случаев позволяет увеличить исследуемый объем породы и приблизить ее по характеру деформируемости к сплошной среде.

4. Влияние цикличности нагружения на показатели деформационных свойств пород. При многократном нагружении — разгрузке скальных пород и достаточном времени выдерживания каждой ступени нагрузок заметное различие в деформируемости наблюдается, как правило, только между первым и вторым циклами нагружения. В качестве примера в табл. 3-5 по данным различных исследований приведены отношения σ/ω , пропорциональные модулю деформации. За единицу принято значение этого отношения в первом цикле нагружения.

Таблица 3-5

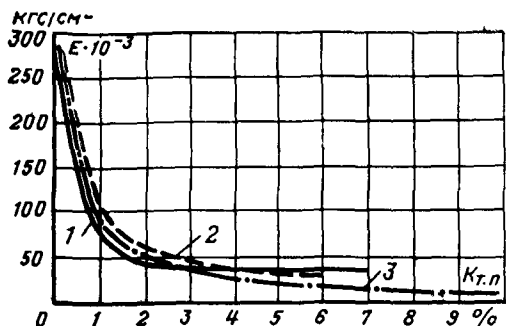
Объект исследований	Относительные значения σ/ω для разных циклов нагружения			
	I цикл	II цикл	III цикл	IV цикл
Сланцы основания Кировской плотины (МИСИ)	1	1,11	1,13	1,13
Известняки основания Ингурской плотины (Гидропроект):				
минимальное	1	1,16	1,18	1,20
максимальное	1	1,55	1,57	1,63
Битуминозные известняки основания плотины Кассеб (ВНИИГ)	1	1,21	1,17	1,18

Изменение отношения σ/ω при переходе от I цикла к II колеблется в пределах 11—55%, тогда как от II — к IV оно редко превышает 5—10%. Это объясняется, в частности, разуплотненным состоянием породы после проходки выработки. Поэтому деформируемость породы в первом цикле нагружения всегда будет больше, чем это свойственно ее естественному состоянию. Модуль деформации, определенный по I циклу нагружения, не характеризует породу исследуемого массива. Уменьшение деформируемости скальной породы во II цикле нагружения и практически постоянная ее сжимаемость в последующих циклах свидетельствуют о том, что ослабление породы, вызванное проходкой выработки, в значительной степени оказалось ликвидированным.

Ряд исследователей приводит иной характер влияния цикличности нагружения на модуль деформации породы, или, что то же, на соотношение σ/ω . Так, по данным С. А. Роза и Б. Д. Зеленского [Л. 65] для некоторых опытов с ортосланцами основания Саянской плотины это отношение составило 1:4,5:4,0:3,0, а с диоритами напорного туннеля Зейской ГЭС 1:2,35:8,85:10,5. По-видимому, эти данные скорее свидетельствуют об ошибках, допущенных при проведении испытаний, чем отражают физические закономерности в первом случае — разуплотнения (уменьшение σ/ω в III и IV циклах), а во втором — резкого уплотнения (увеличение σ/ω) породы. Возможно также, это связано с различным временем выдерживания штампов под нагрузкой в разных циклах.

5. О связи показателей деформируемости и трещиноватости. Опыты по нагружению скальных пород штампа-

Рис 3-13 Опытные зависимости между модулями деформации E и коэффициентами трещинной пустотности скальных пород



ми позволяют установить корреляционную связь между показателями, характеризующими деформируемость породы, и показателями, характеризующими ее трещиноватость. На рис. 3-13 приведены кривые зависимости между значениями модулей деформации и коэффициентов трещинной пустотности по данным опытов МИСИ (кривая 1 — метаморфические сланцы основания Андиганской плотины — 20 опытных точек). СаОГидропроекта (кривая 2 — кварцевые порфиры Калчагайской ГЭС — 9 опытных точек), Гидропроекта (кривая 3 — гнейсы основания плотины Кырджали — 46 опытных точек) [Л. 84, 101]. Корреляционные кривые характеризуются высокой степенью тесноты связи.

Кривые на рис. 3-13 имеют общий характер, отличаясь лишь количественными значениями. Это может быть связано с различием методик проведения штамповых опытов, обработки их результатов, а также с погрешностями при определении коэффициентов трещинной пустотности на штамповых площадках. Во всяком случае эти кривые убедительно доказывают, что определяющим в процессе деформирования трещиноватых скальных пород под штампом является не их минералогический состав, а именно трещиноватость.

3.3. АНАЛИТИЧЕСКОЕ ОПИСАНИЕ ПРОЦЕССА ДЕФОРМИРОВАНИЯ

В соответствии с установленными выше закономерностями деформирования трещиноватых скальных пород необходимо аналитическое решение следующих двух задач:

1) разработка расчетной схемы деформирования скальных пород под жестким штампом и получение за-

висимостей, связывающих конечные стабилизированные осадки и характеристики деформируемости породы;

2) получение зависимостей, описывающих во времени процесс деформирования скальных пород под жестким штампом.

Решение этих задач позволит с достаточной для инженерных целей точностью определять модули деформации скальных пород по результатам штамповых опытов.

1. Связь между значениями конечных осадок и характеристиками деформируемости скальных пород. В предыдущем параграфе было показано, что расчетная схема однородного линейно-деформируемого полупространства не отражает особенности деформирования трещиноватых скальных пород под жестким штампом. Учитывая наблюдаемое в опытах изменение состояния породы с глубиной, по-видимому, в большей степени закономерностям деформирования скальных пород должна соответствовать схема непрерывно неоднородного основания. Г. К. Клейн [Л. 32] дал общее решение этой задачи при изменении модуля деформации основания по степенному закону:

$$E(z) = E_0 z^n. \quad (3-6)$$

Б. Н. Баршевский [Л. 2] развил это решение для инженерных расчетов при $n=1/2$. Однако применение схемы непрерывно неоднородного полупространства для интерпретации штамповых опытов неудобно из-за неизвестного и различного в конкретных случаях закона изменения $E(z)$. Целесообразно выбрать более простую схему, приводящую к близким результатам

Опыты показывают, что под штампом деформируется лишь ограниченный по мощности слой скальной породы. Поэтому логично использовать для получения зависимости, связывающей осадки поверхности и характеристики деформируемости породы, расчетную схему линейно-деформируемого слоя конечной мощности, нагруженного жестким штампом. Основным условием в этом случае является то, что непрерывно неоднородное в пределах слоя основание заменяется квазиоднородным, т. е. характеризуется средним для данного слоя значением модуля деформации. Такое решение было получено в [Л. 80, 92].

Рассмотрим следующую задачу: имеется слой породы ограниченной мощности H с горизонтальными кровлей и подошвой, подстилаемый недеформируемым основанием. Порода в пределах слоя принимается упругой, однородной, изотропной и характеризуется показателями деформируемости E и μ . Трение на подошве слоя отсутствует. Требуется определить осадку любой точки поверхности, нагруженной прямоугольным жестким штампом, на который действует центрально приложенная сила P . Используем прием, заключающийся в следующем (подробно см. [Л. 92]).

1. Незвестное распределение контактных напряжений под жестким штампом задается в виде некоторой функции, которая для приближенных расчетов заменяется ступенчатой эпюрой.

2. Ординаты ступенчатой эпюры контактных напряжений находятся из условия равновесия сил и постоянства осадок любой точки поверхности под жестким штампом.

3. Определяются осадки любой точки поверхности слоя ограниченной мощности H от полученной ступенчатой эпюры контактных напряжений, рассматриваемой как абсолютно гибкая нагрузка.

При выборе вида функции, определяющей эпюру контактных напряжений, вводятся следующие дополнительные условия: а) функция должна монотонно возрастать от центра прямоугольного штампа к его периферии; б) на краях штампа значение функции должно стремиться к бесконечности; в) с уменьшением мощности слоя H происходит выравнивание ординат контактных напряжений и при $H \rightarrow 0$ эпюра в любом вертикальном сечении имеет вид прямоугольника; г) с увеличением мощности слоя H до $H \rightarrow \infty$ функция для контактных напряжений должна стремиться к виду, характерному для однородного линейно-деформируемого полупространства.

Этим условиям при единичном значении P соответствует следующий вид функции [Л. 80]:

$$A = \left[\frac{M}{\sqrt{B - \left(\frac{x}{b}\right)^2 - \left(\frac{y}{a}\right)^2}} - 1 \right] \times \\ \times \left[1 - \exp\left(-\frac{H}{b}\right) \right] + 1, \quad (3-7)$$

где A — ордината эпюры контактных напряжений в точке с координатами x, y ; a, b — полустороны штампа, $b \leq a$; M — коэффициент пропорциональности, определяемый из условия равновесия; B — коэффициент, зависящий от положения сечения, проходящего через центр штампа, для которого строится эпюра контактных напряжений.

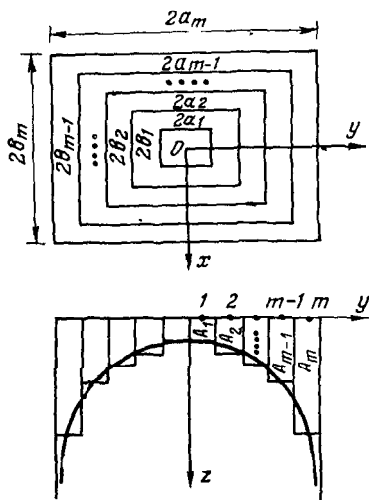


Рис. 3-14. Расчетная схема для определения эпюры контактных напряжений под жестким прямоугольным штампом.

При $y=0$ или $x=0$ $B=1$, при $y=ax$, где $a=a/b$, $B=2$; v — параметр кривой, определяемый из условия равенства осадок в любой точке поверхности слоя под штампом. В [Л. 92] показано, что при $H \rightarrow \infty$ эпюра контактных напряжений, определенная по формуле (3-7), имеет вид, близкий к полученному в решениях М. И. Горбунова-Посадова, Б. Н. Жемочкина, И. А. Симвулиди и др. При $H \rightarrow 0$, как видно из выражения (3-7), эпюра имеет вид прямоугольника с ординатой $A=1$.

Для составления уравнения равновесия прямоугольный штамп делится на m вписанных подобных прямоугольников (рис. 3-14). Число таких прямоугольников соответствует количеству ступеней при замене криволинейной эпюры, определяемой по формуле (3-7), ступенчатой. В пределах каждой ступени контактные напряжения принимаются постоянными и равными A_n , где n — порядковый номер прямоугольника, начиная с центрального — первого; $n=1, 2, \dots, m$. Тогда приращение интенсивности напряжений при переходе от одной ступени (начиная с первой) к другой выразится формулой

$$\Delta A = (A_n - A_{n-1}) \sigma, \quad (3-8)$$

где $\sigma = P/4ab$.

Принимая одинаковый шаг вписанных прямоугольников, их полустороны можно определить по выражениям

$$\left. \begin{aligned} b_n &= \frac{n}{m} b; \\ a_n &= \frac{n}{m} a. \end{aligned} \right\} \quad (3-9)$$

Тогда условие равновесия внешней силы P , действующей на штамп, со ступенчатой эпюрой контактных напряжений может быть представлено в следующем виде:

$$P = 4ab\sigma \left[A_m - \sum_{n=2}^{n=m} (A_n - A_{n-1}) \left(\frac{n}{m} \right)^2 \right]. \quad (3-10)$$

Используя решение К. Е. Егорова [Л. 25] для осадок слоя грунта ограниченной мощности под прямоугольным абсолютно гибким штампом, после некоторых преобразований получаем:

$$\left. \begin{aligned} w_{x,y} &= \frac{\sigma b}{\pi} \frac{1-\mu^2}{E} K_H \text{ при } x = \frac{i}{m} b, y = 0; \\ w_{x,y} &= \frac{\sigma b}{\pi} \frac{1-\mu^2}{E} K'_H \text{ при } x = 0; y = \frac{i}{m} a. \end{aligned} \right\} \quad (3-11)$$

Здесь i — номер точки на осях x или y , для которой рассчитывается осадка (см. рис. 3-14); K_H, K'_H — коэффициенты, зависящие от координат точки, $\alpha = a/b$ и относительного значения мощности сжимаемого слоя H/b . Формулы для определения этих коэффициентов приведены в [Л. 80].

Осадку любой точки поверхности линейно-деформируемого слоя конечной мощности под действием гибкой ступенчатой нагрузки, соответствующей эпюре контактных напряжений, можно определить как разность осадок от нагрузки интенсивностью $A_m\sigma$, равномерно распределенной по всей площади штампа, и от дополняющих нагрузок интенсивностью $(A_m - A_{m-1})\sigma$, $(A_{m-1} - A_{m-2})\sigma$ и т. д., равномерно распределенных по площади прямоугольников со сторонами $(2b_{m-1}, 2a_{m-1})$, $(2b_{m-2}, 2a_{m-2})$ и т. д. Тогда, учитывая формулы (3-10) и (3-11), для точек, лежащих на осях x или y , выраже-

ния для осадок примут вид:

$$\left. \begin{aligned} \omega_{x,y=0} &= \frac{\sigma b}{\pi} \frac{1-\mu^2}{E} \left[A_m K_{Hm} - \sum_{n=2}^{n=m} (A_n - A_{n-1}) \frac{n}{m} K_{Hn} \right]; \\ \omega_{x=0,y} &= \frac{\sigma b}{\pi} \frac{1-\mu^2}{E} \left[A_m K'_{Hm} - \sum_{n=2}^{n=m} (A_n - A_{n-1}) \frac{n}{m} K'_{Hn} \right]. \end{aligned} \right\} \quad (3-12)$$

Если принять в уравнениях (3-12), что

$$\left. \begin{aligned} \omega_H &= \frac{1}{2\pi} \left[A_m K_{Hm} - \sum_{n=2}^{n=m} (A_n - A_{n-1}) \frac{n}{m} K_{Hn} \right]; \\ \omega'_H &= \frac{1}{2\pi} \left[A_m K'_{Hm} - \sum_{n=2}^{n=m} (A_n - A_{n-1}) \frac{n}{m} K'_{Hn} \right], \end{aligned} \right\} \quad (3-13)$$

то окончательно можно записать:

$$\left. \begin{aligned} \omega_{x,y=0} &= \frac{\omega_H (1-\mu^2) 2b\sigma}{E}; \\ \omega_{x=0,y} &= \frac{\omega'_H (1-\mu^2) 2b\sigma}{E}. \end{aligned} \right\} \quad (3-14)$$

Зависимость между осадками точек поверхности на осях, выходящих из центра штампа и перпендикулярных его сторонам, и характеристиками деформируемости пород слоя E , μ в формулах (3-14) приведена к обычному виду. Значения коэффициентов ω_H и ω'_H для линейно-деформируемого слоя конечной мощности H рассчитаны И. Н. Терновским при $m=5$. В качестве примера в табл. 3-6 приведены значения коэффициента ω_H .

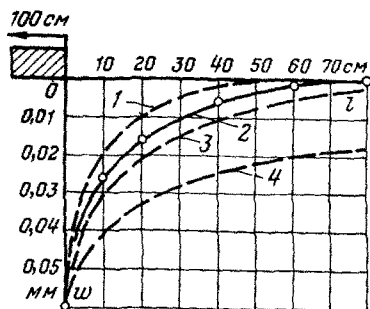


Рис. 3-15. Кривые осадок поверхности микросланцев, замеренные в опыте, и рассчитанные кривые прогиба поверхности

Формулы (3-14) позволяют определять модуль деформации скальной породы по результатам штамповых опытов. Покажем это на примере испытания микросланцев основания Фархадской плотины штампом размером 100×100 см во II цикле нагружения при изменении среднего давления под штампом от 30 до 40 кгс/см²

Таблица 3-6

α	H/b	Значения коэффициента ω_H для точек поверхности, находящихся на следующих расстояниях от центра штампа								
		0—1b	1,2b	1,4b	1,6b	2,0b	2,4b	2,8b	3,4b	4,0b
1,00	0,5	0,225	0,030	0,002	—	—	—	—	—	—
	1,0	0,439	0,140	0,070	0,032	0,002	—	—	—	—
	1,5	0,544	0,242	0,153	0,097	0,036	0,010	—	—	—
	2,0	0,621	0,317	0,219	0,155	0,078	0,037	0,015	0,001	—
	3,0	0,707	0,406	0,305	0,236	0,146	0,092	0,057	0,027	0,011
	7,0	0,810	0,517	0,414	0,344	0,251	0,192	0,151	0,108	0,079
	∞	0,887	0,596	0,496	0,426	0,333	0,274	0,233	0,190	0,160
1,22	0,5	0,225	0,29	0,002	—	—	—	—	—	—
	1,0	0,426	0,142	0,071	0,032	0,001	—	—	—	—
	1,5	0,566	0,255	0,163	0,104	0,039	0,010	—	—	—
	2,0	0,655	0,342	0,240	0,172	0,087	0,042	0,017	0,001	—
	3,0	0,757	0,448	0,341	0,267	0,168	0,107	0,067	0,032	0,014
	7,0	0,883	0,580	0,473	0,398	0,295	0,227	0,180	0,130	0,094
	∞	0,987	0,676	0,573	0,498	0,396	0,332	0,281	0,240	0,199
1,50	0,5	0,225	0,028	0,001	—	—	—	—	—	—
	1,0	0,432	0,142	0,070	0,031	0,001	—	—	—	—
	1,5	0,576	0,262	0,170	0,109	0,046	0,010	0,002	—	—
	2,0	0,685	0,362	0,258	0,186	0,096	0,046	0,019	0,001	—
	3,0	0,805	0,487	0,376	0,298	0,191	0,123	0,078	0,037	0,015
	7,0	0,940	0,647	0,536	0,457	0,435	0,269	0,214	0,156	0,115
	∞	1,072	0,769	0,658	0,579	0,464	0,393	0,338	0,287	0,247
2,00	0,5	0,229	0,028	0,001	—	—	—	—	—	—
	1,0	0,436	0,139	0,067	0,029	0,003	—	—	—	—
	1,5	0,603	0,270	0,174	0,111	0,041	0,009	—	—	—
	2,0	0,715	0,381	0,274	0,200	0,104	0,050	0,020	0,001	—
	3,0	0,860	0,532	0,418	0,336	0,220	0,144	0,092	0,044	0,018
	7,0	1,060	0,739	0,624	0,540	0,419	0,333	0,269	0,198	0,147
	∞	1,214	0,899	0,784	0,703	0,582	0,495	0,432	0,377	0,325

(рис 3-15) Точками на рисунке показаны опытные значения осадок породы вокруг штампа, измеренные для приведенных выше условий. Используя данные табл. 3-6 при $\alpha=1$ и принимая постоянное значение осадки у края штампа $w_0=0,06$ мм, строим по формуле (3-14) кривые прогиба поверхности породы в предположении относительной мощности сжимаемого слоя $H/b=1$ (кривая 1), $H/b=1,5$ (кривая 2); $H/b=2$ (кривая 3) и $H/b=\infty$ — однородное полупространство (кривая 4) Сопоставление кривых с замеренными в опыте осадками показывает, что наилучшее совпадение получается при $H/b=1,5$ Зная коэффициенты ω_H при $H/b=1,5$ (табл 3-6) и замеренные в опыте осадки точек поверхности, можно по формуле (3-15) рассчитать значения модуля деформации породы, соответствующего действительной осадке, замеренной в каждой точке поверхности.

$$E = \frac{\omega_H (1 - \mu^2) 2b\sigma}{w_x} \quad (3-15)$$

Эти данные, рассчитанные при $\mu=0,2$, приведены в табл. 3-7. Для сопоставления в той же таблице показаны значения E , рассчитанные по замеренным в опыте осадкам при $H/b=1$; $H/b=2$; $H/b=\infty$. При $H/b=1,5$ расхождение в значениях E для осадок, измеренных в разных точках поверхности породы, не превышает 10%, тогда как при других значениях H/b это расхождение значительно выше и для схемы однородного полупространства доходит до 10 раз. Таким образом, определив для условий данного опыта $H/b=1,5$, можно принять среднее значение E , равным 92 000 кгс/см².

Таблица 3-7

Отсчитываемая мощность слоя H/b	Значения E , кгс/см ² , для точек, удаленных от края штампа на расстоянии, см				
	0	10	20	40	60
1,0	69 000	50 500	41 000	23 500	—
1,5	86 800	89 700	91 700	96 000	96 000
2,0	97 500	115 000	129 000	165 000	259 000
∞	142 000	220 000	297 000	598 000	1 440 000

Анализ штамповых опытов, выполненных МИСИ, показывает, что в подавляющем большинстве случаев H/b для различных типов пород в широком диапазоне изменения давлений колеблется в пределах 1,5—3,0, лишь в крайне редких случаях превышая $H/b=4,0$, причем для каждого данного состояния породы под штампом H/b , как правило, остается практически постоянной при различных значениях среднего давления под штампом и при различном времени выдерживания штампа под нагрузкой.

2. Описание процесса деформирования скальных пород под жестким штампом во времени. Средние давления под штампом при опытном определении модулей деформации скальных пород всегда много меньше предела длительной прочности породы. Поэтому в опытах отмечается затухающая ползучесть, т. е. с течением времени при действии постоянной нагрузки приращение осадки стремится к нулю. Время полной стабилизации осадок породы под штампом и вокруг него в зависимости от типа породы и давления может достигать десятков и сотен часов. Естественно, что проведение испытаний при столь длительном выдерживании породы под постоянными ступенями давления крайне затруднительно. Поэтому следует уметь с достаточной для инженерных целей точностью рассчитывать полную стабилизирован-

ную осадку w_∞ при $t \rightarrow \infty$ по данным ограниченного времени выдерживания породы под постоянной нагрузкой.

В. Л. Кубецкий (см. [Л. 46], а также сноску на 104 с.) показал, что в случае простой затухающей ползучести под действием постоянного значения среднего давления на подошве штампа σ осадку любой точки породы, лежащей на осях x, y , в любой момент времени можно определить по формуле

$$w_t = \frac{\omega(1-\mu^2)2b\sigma}{E_0} \left[1 + \theta E_0(1 - e^{-\lambda t}) + \left(\frac{E_0}{E_\infty} - \theta E_0 - 1 \right) \frac{t}{T+t} \right], \quad (3-16)$$

где ω есть ω_H или ω'_H — коэффициент, зависящий от $H/b, a, x/b, y/a$; E_0 — условно-мгновенный модуль деформации породы при $t \rightarrow 0$; E_∞ — конечный модуль деформации породы при $t \rightarrow \infty$; λ, θ, T — параметры ползучести породы, определяемые из опыта; t — время действия нагрузки, при котором определяется осадка w_t .

Если в соответствии с формулой (3-15) обозначить:

$$A = \omega(1-\mu^2)2b\sigma; \quad w_0 = \frac{A}{E_0}, \quad (3-17)$$

где w_0 — условно-мгновенная осадка породы в точках на координатных осях x, y , то уравнение (3-16) примет вид:

$$w_t = w_0 + A\theta(1 - e^{-\lambda t}) + (w_\infty - A\theta - w_0) \frac{t}{T+t} \quad (3-18)$$

Знание параметров ползучести скальных пород представляет самостоятельный интерес для расчета, в частности, обделок напорных туннелей. Практические способы их определения приведены в [Л. 38, 39, 46]. Ограничимся здесь частной задачей — определением по данным штамповых опытов значения w_∞ , необходимого для расчета конечного модуля деформации и выбора режима нагружения при проведении штамповых опытов [Л. 46]. Будем иметь в виду, что по условиям проведения опыта (приложение очередной ступени нагрузок происходит не мгновенно, а занимает обычно 1—5 мин) не представляется возможным непосредственно определить w_0 . Поэтому прибегнем к следующим преобразованиям, основанным на анализе выражения (3-18).

В правой части уравнения (3-18) второй член характеризует экспоненциальную зависимость развития осад-

ки во времени, третий — гиперболическую. Опыт показывает, что в зависимости от типа породы и действующей нагрузки оба эти члена по-разному проявляются в различные периоды времени от начала нагружения. Схематически это можно выразить графиком, приведенным на рис. 3-16. При $t \rightarrow 0$, т. е. при условно-мгновенном приложении нагрузки, в опыте фиксируется условно-мгновенная осадка и выражение (3-18) принимает вид:

$$w_t = w_0. \quad (3-19)$$

В начальный период времени, при $t \leq t_1$, преобладающее влияние на развитие осадки оказывает второй член уравнения (3-18), которое в этом случае записывается так:

$$w_t \approx w_0 + A\theta(1 - e^{-\lambda t}). \quad (3-20)$$

При $t > t_1$ величина $e^{-\lambda t}$ стремится к нулю и зависимость (3-18) принимает вид:

$$w_t = w_0 + A\theta + (w_\infty - A\theta - w_0) \frac{t}{T+t}. \quad (3-21)$$

Опыт показывает, что выбор величины t_1 в интервале времени от 2 до 10 ч после нагружения породы, как

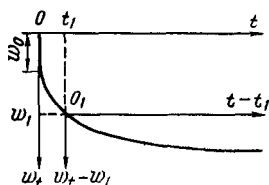


Рис 3-16 Кривые осадок скальной породы под штампом во времени

правило, приводит к хорошим результатам в определении w_∞ . Тогда с достаточной для инженерных целей точностью выражение (3-21) можно записать в виде

$$w_t - w_1 = (w_\infty - w_1) \frac{t}{T+t}. \quad (3-22)$$

Переносим начало координат на графике рис. 3-16 из точки O в точку O_1 и принимая $\Delta t = t - t_1$, $w_1 = w_0 + A\theta$, представляем уравнение (3-22) в виде

$$\frac{\Delta t}{\Delta w} = \frac{T_1}{w_\infty - w_1} + \frac{\Delta t}{w_\infty - w_1}, \quad (3-23)$$

где $\Delta\omega = \omega_t - \omega_1$. Принимая $\operatorname{tg} \alpha = 1/(\omega_\infty - \omega_1)$, окончательно запишем:

$$\frac{\Delta t}{\Delta\omega} = T_1 \operatorname{tg} \alpha + \Delta t \operatorname{tg} \alpha. \quad (3-24)$$

Выражение (3-24) есть уравнение прямой в координатах $\Delta t/\Delta\omega$, Δt . Значение $\operatorname{tg} \alpha = 1/(\omega_\infty - \omega_1)$ является угловым коэффициентом этой прямой. Таким образом,

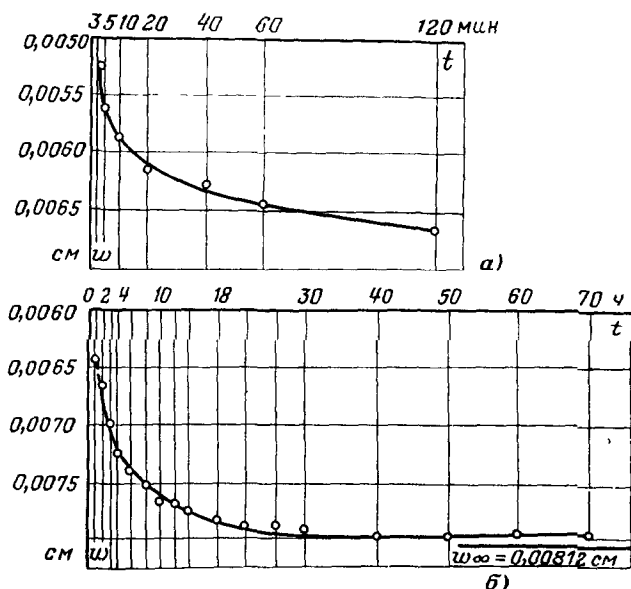


Рис. 3-17. Кривая осадок метаморфических сланцев (штамп № 22).

а — в интервале времени от 0 до 2 ч; б — от 2 до 70 ч.

построив по данным опыта зависимость $\Delta t/\Delta\omega = f(\Delta t)$, можно определить значение ω_∞ при $t \rightarrow \infty$ по формуле

$$\omega_\infty = \frac{1}{\operatorname{tg} \alpha} + \omega_1. \quad (3-25)$$

Следует иметь в виду, что в начальной части графика $\Delta t/\Delta\omega = f(\Delta t)$ при малых значениях Δt возможны отклонения от линейной зависимости из-за неточностей в выборе значения t_1 .

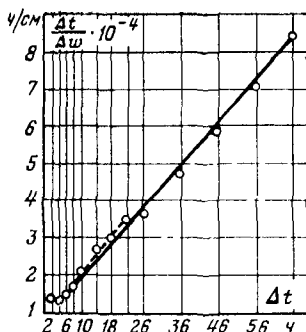


Рис. 3-18. График зависимости $\Delta t/\Delta w = f(\Delta t)$.

— — — $\Delta t = 6 \div 66$ ч;
 — — — $\Delta t = 6 \div 22$ ч.

Приведем пример использования полученного решения для расчета w_∞ по данным нагружения «черных» метаморфических сланцев основания Андиганской плотины штампом размером 100×100 см. Замеренные в опыте приращения осадок поверхности породы под штампом для ступени давления от 20 до 30 кгс/см^2 в 1 цикле нагружения показаны точками на рис. 3-17. Параметр H/b по условиям данного опыта составил 1,5. Примем $t_1 = 4$ ч, тогда $w_1 = 0,00726$ см. Результаты расчетов для построения графика $\Delta t/\Delta w = f(\Delta t)$ по данным опыта сведены в табличную форму (табл. 3-8). Вид графика показан на рис. 3-18. Спрямляя точки на графике рис. 3-18 в интервале Δt от 6 до 66 ч, получаем:

$$\operatorname{tg} \alpha = 1155 \text{ л/см}; \quad \frac{1}{\operatorname{tg} \alpha} = 0,000865 \text{ см.}$$

Отсюда по формуле (3-25)

$$w_\infty = 0,000865 + 0,00726 = 0,00812 \text{ см.}$$

Таблица 3-8

Время от начала нагружения t , ч	$\Delta t = t - t_1$, ч	w_t , 10^{-4} см	Δw , 10^{-4} см	$\Delta t/\Delta w$, 10^4 ч/см
4	0	72,6	0	—
6	2	74,0	1,4	1,43
8	4	75,5	2,9	1,33
10	6	76,7	4,1	1,46
12	8	77,2	4,6	1,74
14	10	77,5	4,9	2,04
18	14	77,8	5,2	2,70
22	18	78,7	6,1	2,95
26	22	78,9	6,3	3,50
30	26	79,5	7,0	3,71
40	36	80,2	7,6	4,74
50	46	80,4	7,8	5,90
60	56	80,4	7,8	7,18
70	66	80,4	7,8	8,47

В опыте (рис. 3-17) при $t = 70$ ч получено значение осадки $w_t = 0,00804$ см, причем за последние 20 ч, с $t = 50$ ч до $t = 70$ ч, осадка не изменилась. Это позволяет считать, что достигнута практически полная стабилизация деформаций. В расчете получено зна-

чение $\omega_{\infty} = 0,00812$ см. Разница между опытной и расчетной осадками для данного случая находится в пределах 1%.

Отметим также, что анализ данных, приведенных на рис. 3-18, показывает, что для рассматриваемого случая с достаточной точностью можно было бы ограничиться временем выдерживания породы под нагрузкой $t = 26$ ч ($\Delta t = 22$ ч). Тогда, спрямляя опытные точки в интервале Δt от $\Delta t = 6$ ч до $\Delta t = 22$ ч (пунктирная линия на рис. 3-18) и выполняя те же расчеты, получим $\omega_{\infty} = 0,00813$ см.

Полезно сопоставить значение модуля деформации породы E , рассчитанного для условий данного опыта при различном времени выдерживания t под нагрузкой. Расчет выполнен по формуле (3-15) при $\mu = 0,2$; $t = 10$ мин $E = 89\,000$; $t = 1$ ч $E = 80\,000$; $t = 5$ ч $E = 70\,000$; $t = 20$ ч $E = 66\,500$; $t \rightarrow \infty$ $E = 64\,300$ кгс/см².

Необходимо иметь в виду, что оценить с высокой степенью достоверности погрешность модуля деформации скальной породы за счет недостаточного времени выдерживания под нагрузкой можно только при известном значении ω_{∞} .

3-4. СЕЙСМОАКУСТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ДЕФОРМАЦИОННЫХ СВОЙСТВ СКАЛЬНЫХ ПОРОД

Применение сейсмоакустических методов для исследования деформационных свойств скальных пород основывается на следующих предпосылках:

а) принимается, что зависимость между динамическими характеристиками трещиноватых скальных пород (E_d — динамический модуль упругости, μ_d — динамический коэффициент поперечной деформации) и скоростями распространения продольных и поперечных упругих колебаний (v_l , v_t) имеет тот же вид, что и зависимость, установленная в теории упругости для однородных, изотропных, сплошных, упругих тел:

$$E_d = v_l^2 \rho \frac{(1 + \mu_d)(1 - 2\mu_d)}{(1 - \mu_d)}, \quad (3-26)$$

где ρ — плотность породы, кгс·с²/см³;

$$\mu_d = \frac{0,5v_l^2 - v_t^2}{v_l^2 - v_t^2}; \quad (3-27)$$

б) предполагается, что уменьшение скорости распространения упругих колебаний в скальной породе и связанное с этим уменьшение E_d обусловлено прежде всего ухудшением качества породы, приводящим к увеличению ее деформируемости. Следовательно, уменьшение E_d должно быть связано с уменьшением модуля дефор-

мации породы при статическом нагружении E . Связь между величинами E_d и E для конкретных условий устанавливается при помощи специальных опытов.

Проанализируем указанные предпосылки. В идеально упругих телах возбуждение в какой-либо точке упругих колебаний приводит к появлению в прилегающем к ней слое знакопеременных деформаций и напряжений. Тогда от места возбуждения упругих колебаний во всех направлениях будет постепенно распространяться изменение первоначального состояния. Частицы среды, находящиеся на разном расстоянии от места приложения импульса, начнут колебаться вокруг точек своего первоначального положения, и с течением времени колебания охватят все больший объем. Это означает, что в теле проходит упругая волна с конечной скоростью, зависящей от упругих постоянных среды и ее плотности.

В безграничной упругой среде различают два типа волн: продольные (волны сжатия) и поперечные (волны сдвига). При известном расстоянии между двумя точками, в одной из которых возбуждается импульс упругих колебаний, а в другой — регистрируется вступление продольных и поперечных волн, вызванных этим импульсом, и при известном времени распространения упругих волн можно определить скорость продольных и поперечных колебаний в теле и по формулам (3-26), (3-27) рассчитать динамические характеристики материала тела E_d , μ_d .

В реальной несплошной, неоднородной, неупругой среде, например в трещиноватых скальных породах, эти процессы значительно осложняются. Измеренные в опыте скорости упругих колебаний представляют сложные комплексные величины, характеризующие не только упругие свойства минералов, но и дефекты строения породы, заполнение водой и воздухом трещин и т. п. Если в пределах исследуемого объема порода может рассматриваться как квазисплошная, квазиоднородная среда, то динамические характеристики являются как бы интегральными показателями ее физических свойств и состояния, т. е. представления о трещиноватых скальных породах как о механической среде, сформулированные в гл. 1, распространяются и на случай динамического приложения нагрузок.

Тогда можно считать, что E_d и μ_d , установленные опытным путем для данного объема скальных пород,

характеризуют его состав, строение, состояние и свойства. Поэтому первая предпосылка может быть принята. При этом следует напомнить, что модуль деформации скальной породы в соответствии с изложенным выше, рассматривается так же, как интегральный показатель квазиоднородной, квазисплошной породы, определяемый ее составом, строением, состоянием и свойствами. Приведенные методы и аналитические выражения для определения динамических и статических деформационных показателей скальных пород справедливы, кроме того, только для случая их квазиизотропного строения.

С учетом сказанного может быть принята и вторая предпосылка о возможности установления корреляционной связи между E_d и E . В этом случае различаются два подхода: метод прямой [Л. 89] и косвенной корреляции [Л. 73, 74]. Метод прямой корреляции заключается в одновременном исследовании в натурных условиях при статическом и динамическом приложении нагрузки одного и того же объема породы и установлении для этого объема породы связи между E_d и E . Метод косвенной корреляции заключается в нахождении раздельной связи между E_d , E и некоторыми промежуточными параметрами, например модулем идеальной упругости. Затем через этот параметр устанавливается связь между E_d и E .

По нашему мнению, физически более обоснованным является метод прямой корреляции. Приведенные в предыдущих параграфах рекомендации к выполнению штамповых опытов и интерпретации их результатов позволяют с высокой степенью точности установить прямую корреляцию между E_d и E в натурных экспериментах.

Рассмотрим основные разновидности сейсмоакустических исследований деформационных свойств скальных оснований.

1. Установление связи между E_d и E . Для надежного установления связи между E_d и E методом прямой корреляции необходимо обеспечение следующих условий: а) при статическом и динамическом нагружении исследуется один и тот же объем породы, находящейся в одном и том же состоянии; б) порода в исследуемом объеме должна соответствовать условию квазиоднородности и квазисплошности. Принимается, что порода является квазиизотропной.

Этим условиям соответствует схема опыта, предложенная автором и А. С. Паненковым [Л. 89] (рис. 3-19). По углам штампа на расстоянии 5—10 см в породе пробуриваются шпуров диаметром 47 мм и глубиной 1,5—

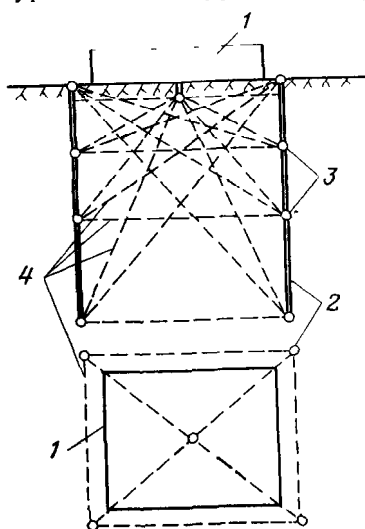


Рис. 3-19. Схема опыта для определения связи между E_d и E .
1 — штамп; 2 — шпуров; 3 — датчики, 4 — направления прозвучивания.

2,0 м. Один шпур глубиной 10—15 см пробуривается в породе в центре штампа до его бетоширования. В центральный шпур закладывается датчик ультразвуковых колебаний, провода от которого выводятся наружу. В боковые шпуров на разных отметках с расстоянием по глубине примерно 25—30 см также помещаются датчики. Для обеспечения акустического контакта с породой датчики должны обладать прижимным устройством. Допустимо проведение опытов без прижимного устройства, но при условии заполнения шпуров водой. Это обеспечивает

распространение в породе продольных колебаний и позволяет использовать формулу (3-26) для определения E_d при заданном значении μ_d .

В процессе статического нагружения штампа измеряются скорости упругих колебаний по различным направлениям, как минимум, при средних давлениях на подошве штампа $\sigma=0$ и $\sigma=\sigma_{\max}$. При проведении опытов в несколько циклов нагружения — разгрузки такие измерения выполняются в каждом цикле.

После окончания опыта находится мощность сжимаемого слоя породы по данным как статического, так и динамического нагружения. Принимается, что мощность слоя определяет деформируемый объем породы. E рассчитывается по формуле (3-15) для второго цикла нагружения. E_d для объема породы, деформируемой под штампом, определяется как средний приведенный динамический модуль упругости по направлениям прозвучи-

вания в пределах мощности слоя:

$$E_d = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{E_{di}}{x_i}}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{x_i}}, \quad (3-28)$$

где E_{di} — динамический модуль упругости по лучу прозвучивания с базой x_i .

При определении E_d пользуются формулой (3-26), где v_i рассчитывается для данной базы x_i . При отсутствии данных о скорости распространения поперечных колебаний допускается использовать в расчете величины μ_d , определенные испытаниями образцов. Плотность породы определяется обычно по испытаниям образцов и может приниматься:

$$\rho = k\rho', \quad (3-29)$$

где ρ' — плотность образца ($\rho' = \gamma/g$, γ — объемный вес, кгс/см³; g — ускорение свободного падения, см/с²); k — коэффициент, равный 0,85—0,90 [Л. 52].

Таким образом, один опыт может дать одну точку на кривой зависимости E_d — E .

На рис. 3-20 приведены сводные графики E_d — E , построенные по данным опытов МИСИ [Л. 89] и данным, опубликованным в [Л. 52, 56]. Опыты МИСИ выполнялись на шести типах пород: «черные» и «зеленые» метаморфические сланцы основания Андиганской плотины, массивные, слоистые песчаники и хлорит-серицитовые сланцы основания Кировской плотины, микросланцы основания Фархадской плотины. Опыты С. Кудо [Л. 52] относятся также к шести типам пород: аркозовые песчаники, переслаивание песчаников и глинистых сланцев, гранодиориты верхнемелового периода, миоценовые туф и андезит, миоценовый туф, спаянный с липаритом. Опыты Ю. Р. Перкова и М. А. Долгих [Л. 56] относятся к карбонатным породам.

Зависимость между E_d и E по опытам МИСИ объединяет 31 точку для шести разных типов пород и характеризуется корреляционным отношением за вычетом трехкратной ошибки 0,71, что свидетельствует о тес-

ной связи между E_d и E . Довольно близко к этой зависимости подходит кривая, построенная С. Кудо для указанных выше типов пород. Однако эта кривая несколько отклоняется вправо от зависимости, полученной

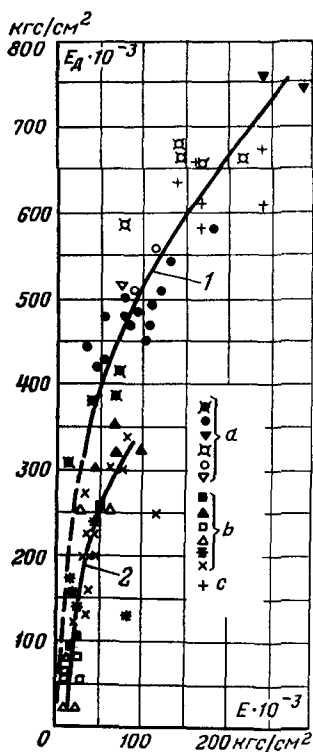


Рис. 3-20. Зависимость между E_d и E по полевым опытам.

1 — кривая, построенная по точкам *a* (опыты МИСИ); 2 — кривая, построенная по точкам *b* [Л. 52]; 3 — *c* — опытные точки, заимствованные из [Л. 56].

кривой МИСИ. В опытах С. Кудо исследовались малые объемы породы при статическом и большие — при динамическом нагружении. Тогда отмеченное смещение кривой Кудо хорошо объясняется проявлением масштабного эффекта в скальных породах.

Данные рис. 3-20 позволяют сделать еще один важный вывод. При тщательном соблюдении корректности

МИСИ. Отметим, что аналогичные данные, опубликованные в [Л. 74], также свидетельствуют об отклонении вправо зависимостей E_d — E .

По нашему мнению, это связано прежде всего с условиями проведения опытов и методиками обработки результатов. В опытах МИСИ статические модули деформации определялись с учетом рассмотренных в предыдущих параграфах особенностей деформирования скальных пород под штампом. Анализ показывает, что учет ползучести и использование расчетной схемы слоя конечной мощности может привести к снижению до 1,5—2,0 раз модуля деформации E по сравнению с методиками, принятыми сейчас в ряде организаций и основанными на схеме полупространства и ограниченном времени выдерживания штампа под ступенями нагружения. В последнем случае опытные кривые E_d — E и должны были бы оказаться сдвинутыми вправо от опытной

проведения опытов по статическому и динамическому приложению нагрузок опытные точки зависимости $E_d—E$ для разных пород аппроксимируются одной кривой. Это ставит под сомнение высказываемое рядом авторов предположение о том, что корреляционные зависимости $E_d—E$ должны быть различными для разных типов пород.

Многочисленными опытами установлено, что зависимость $E_d—E$ для образцов скальных пород различного минералогического состава, пористости и т. д. хорошо описывается единой кривой [Л. 51]. Следовательно, если порода в основании штампа соответствует условиям квазиоднородности, квазисплошности и может рассматриваться как квазиизотропная среда, нет оснований ожидать, что в масштабе штамповых опытов эта зависимость должна быть неоднозначной.

Справедливость высказанного положения должна быть проверена тщательными экспериментальными исследованиями в полевых условиях. Если однозначность зависимости $E_d—E$ для различных типов пород будет подтверждена, это позволит существенно ограничить проведение трудоемких и дорогостоящих штамповых опытов по определению модулей деформации.

2. Исследование деформационных показателей участков массива. Штамповые опыты и ультразвуковые испытания позволяют определить модули деформации относительно небольших объемов породы. Переход к определению деформационных показателей крупных участков массива основывается на положениях, рассмотренных в § 1-4.

Пусть имеется некоторый участок условного массива, содержащий трещины одной системы, но разных порядков. На рис. 3-21 для такого участка показаны трещины первого и второго порядков. Более мелкие трещины третьего порядка разбивают блоки a_2 на элементы меньших размеров и отнесены к внутриблочной трещиноватости. В соответствии с рекомендациями предыдущего пункта значения E_d и E для блоков, содержащих трещины третьего порядка, могут быть определены. Примем, что E_d такого блока характеризуется точкой на кривой $E_d=f(l)$ при $l=0$ (рис. 3-21). Установив в пунктах 0, 1, 2, 3 ... участка массива сейсмодатчики, можно определить скорость упругих колебаний, а следовательно, и E_d для меняющихся баз: 0-1, 0-2, 0-3 ... Тогда

зависимость $E_d = f(l)$ будет характеризоваться сплошной кривой, показанной на рис. 3-21. Выполаживание этой кривой из-за влияния масштабного эффекта свидетельствует о приближении породы к квазиоднородному состоянию. Таким образом, в качестве расчетного значения динамического модуля упругости данного участка массива можно использовать значение $E_{р\text{д}}$, определенное по графику на рис. 3-21. Соответствующее ему расчетное

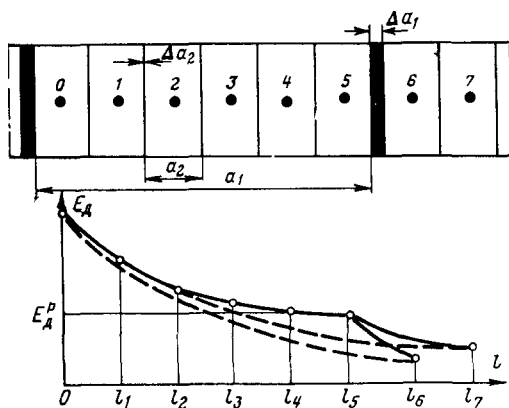


Рис. 3-21. Схема исследования деформационных показателей крупных участков массива.

значение модуля деформации $E_{р}$ определится по графику связи $E_d - E$ (рис. 3-20).

К сказанному необходимо сделать ряд замечаний:

а) в пределах лучей прозвучивания 0-1, 0-2, 0-3 ... не должно быть нарушений более высокого порядка, чем трещины Δa_2 . В противном случае исследование влияния масштабного эффекта не соответствует положениям, рассмотренным в § 1-4. Это можно пояснить следующим примером. Предположим, что определяется E_d на базе 5-6, 5-7 ... Из-за влияния трещины с раскрытием Δa_1 вид зависимости $E_d = f(l)$ нарушается (рис. 3-21), причем на базе 5-6 относительное влияние крупной трещины проявится больше, чем на базе 5-7. Возникает парадоксальная ситуация: динамический модуль упругости породы участка на базе 0-7 больше, чем на базе 0-6. Следовательно, и то, и другое значение E_d является случайным определением, не соответствующим условию квазиоднородного строения массива;

б) в реальных условиях строение участка массива значительно сложнее, чем показанное на рис. 3-21, из-за наличия многих систем трещин, разных расстояний между трещинами, размеров блоков и т. п. Поэтому предложенная методика сейсмоакустических исследований в реальных условиях выполняема лишь в той или иной степени. Кривые зависимости $E_d = f(l)$ обычно получают менее закономерными и нуждаются в тщательном сопоставительном анализе с данными инженерно-геологических изысканий на участке. Для получения средних данных о значениях модуля деформации участка массива следует проводить подобные определения в разных направлениях на нескольких структурных блоках, выделенных крупными трещинами.

В [Л. 101] А. С. Паненковым показан и другой вариант определения модуля деформации крупного участка массива скальных пород, основанный на геометрическом приведении трещин к горизонтальным проекциям.

3. Исследование деформационных показателей

фрагментов крупных трещин. Как правило, крупные трещины сопровождаются в примыкающих к ним участках массива зонами повышенной трещиноватости. Следовательно, по характеру деформируемости переход от квазиоднородных участков массива к крупным трещинам происходит постепенно.

Для расчетов или модельных исследований такой участок массива должен быть представлен в виде блоков и трещины с известными деформационными показателями и известными размерами. Влияние зоны повышенной трещиноватости может быть учтено условным увеличением ширины раскрытия трещины при сохранении свойственного ее материалу значения модуля деформации.

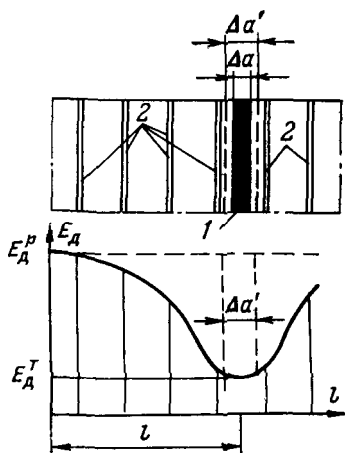


Рис. 3-22. Схема исследования деформационных показателей фрагментов крупных трещин.
1 — трещина; 2 — шпур.

Для этого рекомендуется прием, предложенный А. С. Паненковым и автором [Л. 21]. Перпендикулярно направлению трещины пробуривается линия шпуров так, чтобы наиболее удаленные от трещины шпуровы выходили за пределы зоны повышенной трещиноватости (рис. 3-22). Методом ультразвукового или сейсмопросвечивания определяется закон изменения E_d в зоне, прилегающей к трещине. Как показывают исследования, реальная трещина с шириной раскрытия Δa и примыкающая к ней зона повышенной трещиноватости могут быть заменены приведенной условной трещиной с шириной раскрытия $\Delta a' = \Delta a + 2b$, где величина $2b$ определяется из условия равенства деформаций. Для пород основания Андижанской плотины это приводило к увеличению действительной ширины раскрытия трещин первого и второго порядков на 15—30% при сохранении в качестве деформационной характеристики трещины величины E_{Td} .

4. Исследование закона изменения деформационных показателей пород по глубине. Наиболее просто эти исследования производятся методом ультразвукового каротажа или сейсмопросвечивания в глубоких скважинах. Возможно также применение сейсмопрофилирования в горных выработках. Некоторые результаты таких исследований были показаны на рис. 1-3.

3-5. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДЕФОРМАЦИОННЫХ ПОКАЗАТЕЛЕЙ УЧАСТКОВ ГЕОМЕХАНИЧЕСКИХ МОДЕЛЕЙ

Как указывалось в § 1-5, под геомеханической моделью скального основания гидротехнического сооружения в настоящей работе понимается схема, отражающая особенности строения и состояния массива, в которой каждый структурный элемент неоднородности определен показателями деформируемости и прочности, характеризующими слагающие его породы. В настоящем параграфе приводятся рекомендации к определению деформационных показателей элементов геомеханических моделей. Вопросы прочности будут рассмотрены в § 4-4.

Напомним, что деформационные свойства скальных оснований при расчетах методом конечных элементов определяются следующими показателями: для однородной, изотропной породы — модулем общей деформа-

ции E и коэффициентом поперечной деформации μ ; для однородной, трансверсально-изотропной породы — модулями деформации E_1 , E_2 и коэффициентами поперечной деформации μ_1 , μ_2 ; для фрагментов трещин — показателями $k_t = G/h$, $k_n = E/h$. В каждом цикле расчетов эти показатели рассматриваются как постоянные характеристики, не зависящие от действующих напряжений. При циклических расчетах возможен учет нелинейной зависимости тех или иных показателей от действующих напряжений.

Рассмотренные в настоящей главе исследования позволяют с высокой точностью установить некоторые из этих показателей. Для квазиизотропных участков массива рекомендуется следующий комплекс исследований для определения значения модуля деформации:

а) на основании результатов инженерно-геологического изучения участка определяются системы трещин и их параметры; локализуются одиночные зоны дробления, крупные трещины или отдельные включения в пределах участка. Производится схематизация трещин по порядкам;

б) для типичных литолого-генетических разновидностей пород участка массива выполняются штамповые опыты, сопровождаемые сейсмоакустическими измерениями. В результате определяется зависимость $E_d—E$ для исследуемых пород или подтверждается справедливость уже известной зависимости. Опыты следует проводить на различных по степени трещиноватости площадках породы для установления корреляционной зависимости E (или E_d) и $K_{т.п}$ (рис. 3-13);

в) в пределах исследуемого участка выбираются эталонные площадки, размер и количество которых зависят от характера трещиноватости, исследуемой в опытах со штампами. На этих площадках определяются значения коэффициентов трещинной пустотности для трещин тех порядков, влияние которых исследовалось в опытах со штампами. Находится их среднее статистическое значение и по кривой $E—K_{т.п}$ (или $E_d—K_{т.п}$) устанавливается средний модуль деформации (или средний динамический модуль упругости) породы участка в масштабе штамповых испытаний;

г) определение модулей деформации участка массива, представленного более крупными блоками породы, одиночных зон дробления или крупных нарушений про-

изводится в соответствии с рекомендациями пп. 2, 3 предыдущего параграфа;

д) исследование характера изменения модуля деформации породы по глубине в пределах изучаемого структурного блока производится в соответствии с п. 4 предыдущего параграфа;

е) для участков, в пределах которых ожидается значительное изменение модулей деформации с изменением действующих усилий (например, зоны дробления, крупные трещины), модуль деформации может задаваться как функция от напряжения.

В качестве примера реализации исследований с использованием приведенного комплекса сошлемся на варианты моделей основания Андижанской плотины, разработанные в МИСИ под руководством автора. В общей постановке исследования сводились к следующему. На основе трещинной съемки геологами института Средазгипроводхлопок в хлорит-серицитовых метаморфических сланцах основания Андижанской плотины было выделено восемь систем крутых и субвертикальных тектонических трещин, что охватывало около 98% общего числа всех наблюдаемых трещин. Трещины в пределах каждой системы были подразделены на четыре порядка по их ширине раскрытия: первый порядок $\Delta a_1 > 10$ см; второй порядок $\Delta a_2 = 2-10$ см; третий порядок $\Delta a_3 = 1-2$ см; четвертый порядок $\Delta a_4 < 1$ см. Трещины четвертого и третьего порядков были детально исследованы в пойменной части основания на 19 горизонтальных и 4 вертикальных эталонных площадках общей площадью около 500 м². Характер распределения коэффициентов трещинной пустотности основания в пойменной части оказался близок к нормальному при среднем его значении 1,43%.

Штамповыми опытами на различных площадках, расчлененных трещинами четвертого и третьего порядков, в диапазоне $K_{т.п}$ от 0,12 до 6,5% была выявлена связь $E-K_{т.п}$ (рис 3-13). Это позволило установить расчетный модуль деформации породы применительно к масштабу штамповых испытаний, равный 60 000 кгс/см². Более детальные исследования для различных структурных блоков пойменного участка, ограниченных трещинами первого порядка, показали, что значение $K_{т.п}$ трещин четвертого и третьего порядков изменяется в пределах 1,22—1,50%, а значения E соответственно от 55 000 до 70 000 кгс/см².

Модуль деформации фрагмента породы, включающий крупную трещину, определялся при помощи штампового опыта и ультразвуковых исследований и оказался равным 2500 кгс/см².

Для пяти структурных блоков в пойменной части плотины по методике, предложенной А. С. Паненковым [Л. 101], были проведены расчеты модулей деформации с учетом трещин второго порядка и выполнены непосредственные сейсмоакустические исследования. Показатели квазиоднородности и квазисплошности для этих блоков, рассчитанные как отношение среднего размера блока, ограниченного трещинами первого порядка, к среднему размеру блока, ограниченного трещинами второго порядка, находились в пределах 3,2—4,6. Значения критерия квазиоднородности и квазисплошности, рассчитанного по формуле (1-27), при следующих средних данных: $a =$

$\approx 9,87$ м, $\Delta a = 8,2$ см, $G_a = 60\,000$ кгс/см²; $E_T = 2500$ кгс/см²; $n = 10\%$, составили. для случая трехмерной задачи ($m=3$), $n_{10} = 4,04$, для случая двухмерной задачи ($m=2$), $n_{10} = 3,06$. Таким образом, возможность осреднения трещин второго порядка в пределах блоков, сформированных трещинами первого порядка, была обоснована.

Модули деформации блоков, ограниченных трещинами первого порядка, на пойменной части основания Андиганской плотины изменялись в пределах. по расчету — от 48 000 до 56 000 кгс/см²; по сейсмоакустическим измерениям от 45 000 до 55 000 кгс/см². Отметим практически полное совпадение полученных данных.

Эти модули деформации структурных блоков пойменного участка основания характеризуют породу вблизи подошвы строящейся плотины. Для определения изменения E с глубиной проводились сейсмоакустические исследования породы в 100-метровых скважинах.

Геомеханическая модель основания Андиганской плотины представлялась в виде плоских схем для соответствующих контрфорсов сооружения. На схемах обозначались трещины первого порядка, их раскрытие по глубине, модули деформации фрагментов породы с крупными трещинами и блоков породы между ними. В основании до отметки 25 м ниже подошвы плотины модуль деформации блоков, в соответствии с данными испытаний в скважинах, принимался изменяющимся по глубине. Ниже этой отметки значение E считалось постоянным. На рис. 3-23 показана геомеханическая модель основания одной из водопропускных секций. Эта и другие составленные по тому же принципу модели использовались для расчетов напряженно-деформированного состояния системы «сооружение — основание» методом конечных элементов.

Определенные в опытах значения модулей деформации и ширины раскрытия трещин первого порядка позволили установить значения показателей k_t и k_n . Значения модулей деформации блоков породы принимались не зависящими от действующих напряжений, тогда как значения показателей k_t и k_n менялись как по глубине, так и в зависимости от напряженного состояния в трещинах. Этот вопрос будет рассмотрен в § 4-4. Коэффициенты поперечной деформации блоков породы и материала трещин принимались равными 0,1 и 0,2.

Приведенные рекомендации позволяют с достаточной для инженерных целей точностью определять значения модулей деформации крупных участков массива в пределах структурных блоков породы, рассматриваемых как квазиоднородные, квазиизотропные тела, или тела с из-

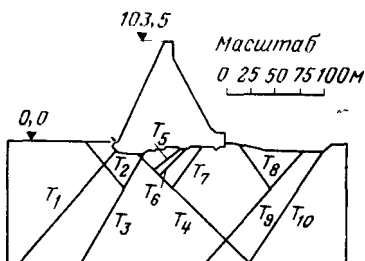


Рис. 3-23. Геомеханическая модель основания Андиганской плотины под одной из секций контрфорсов.

T_1 — T_{10} — трещины.

вестным законом изменения этой величины по глубине. Показаны способы определения характеристик деформируемости трещин k_t и k_n . Относительно способов установления коэффициентов поперечной деформации крупных участков массива и характеристик деформируемости трансверсально-изотропных скальных пород в настоящее время не могут быть даны столь же определенные рекомендации. Также отсутствуют данные о показателях деформируемости скальных пород при действии растягивающих напряжений. Эти вопросы нуждаются в дальнейших экспериментально-теоретических исследованиях. Рассмотрим лишь некоторые предварительные результаты и сформулируем направления дальнейших исследований.

1. Определение коэффициента поперечной деформации. Большое количество опытов, проведенных различными авторами на образцах скальных пород при статическом и динамическом нагружении, свидетельствует о пестроте получаемых значений μ и μ_d , которые колеблются от 0 до 0,5 [Л. 7, 30, 116]. Опыты не дают устойчивой корреляционной связи между μ_d и μ даже в масштабе относительно монолитных образцов.

При сопоставлении коэффициентов поперечной деформации для образцов и участков массива трещиноватых скальных пород Л. Мюллер отмечает [Л. 49], что чем более растрескана, ослаблена или пластична порода, тем меньше должны быть для нее значения m (где $m=1/\mu$). В то же время, он ссылается на работы Г. Линка, установившего, что трещиноватому массиву соответствует более высокое значение m , а следовательно, меньшие значения μ , чем породе в образце [Л. 116].

Д. Д. Сапегиным [Л. 76] предложен способ определения E и μ по испытаниям скальных пород методом ЦГШ в полевых условиях. Для одного и того же опыта в разных интервалах давления были получены значения μ меньше нуля и больше 0,5.

И. Н. Терновским и автором разработана расчетная схема определения величины μ по данным опытов с жестким штампом (см. ссылку на стр. 104). Рассматривались два случая деформации скальных пород в основании штампа: под действием вертикальной нагрузки, передаваемой штампом на породу, и под действием касательной нагрузки при сдвиге штампа. В последнем случае было получено решение, аналогичное изложенно-

му в п. 1 § 3-3. В результате обработки полевых данных были установлены коэффициенты поперечной деформации пород в масштабе штамповых исследований: для слоистых и массивных песчаников основания Кировской плотины μ от 0,03 до 0,07; для «черных» сланцев основания Андижанской плотины $\mu=0,03$; для микросланцев основания Фархадской плотины μ от 0,09 до 0,11.

Таким образом, немногочисленные полевые исследования коэффициентов поперечной деформации скальных пород также свидетельствуют о противоречивых результатах.

По нашему мнению, физически более обоснованными являются относительно небольшие значения коэффициента поперечной деформации трещиноватых скальных пород. Это вытекает из самого понятия величины μ и особенностей проявления структуры породы: свойственная породе трещиноватость должна приводить к тому, что деформации, возникающие в направлении, перпендикулярном приложению нагрузки, будут в значительной мере гаситься за счет смыкания трещин и обжатия других внутренних дефектов. Отметим, что в опытах по сжатию хрупких пористых материалов при неограниченной возможности бокового расширения И. И. Черкасовым и др. [Л. 103] были получены значения μ , не превышающие 0,04—0,06, что хорошо согласуется с приведенными выше данными полевых опытов МИСИ.

Для совершенствования существующих представлений о коэффициентах поперечной деформации трещиноватых скальных пород можно предложить следующие направления теоретических и экспериментальных исследований: а) дальнейшее развитие расчетной схемы МИСИ, предусматривающей испытание породы штампами при вертикальной и горизонтальной нагрузках, накопление и анализ результатов опытов для различных типов скальных пород; б) проведение цикла полевых исследований по одноосному и трехосному сжатию целиков скальных пород и интерпретация результатов опытов на базе теории упругости. При этом необходимо иметь в виду, что основное значение исследований по уточнению величины μ заключается не в том, чтобы с большей точностью определять модули деформации скальных пород, а в возможности более объективного анализа напряженно-деформированного состояния системы «сооружение — основание» (см., например, рис. 3-3).

2. Определение показателей деформируемости трансверсально-изотропных пород. В настоящее время принимается [Л. 74], что в однородных трансверсально-изотропных породах значение динамического модуля упругости в заданном направлении может быть вычислено по формуле (3-26) при значении скорости v_l , измеренной в этом же направлении. В принципе такой подход позволяет устанавливать динамические показатели деформационных свойств участков массива скальных пород, рассматриваемых как трансверсально-изотропная среда. Однако в этом случае неизвестно, как перейти от динамических показателей к статическим. Поэтому на практике чаще всего условно переходят к величинам E по обычной корреляционной зависимости $E_d - E$.

В. Б. Лапкиным¹ приводятся данные о том, что при $0,6 \leq n \leq 4$, где $n = E_1/E_2$ (E_1 — модуль деформации в плоскости изотропии, E_2 — модуль деформации в направлении, перпендикулярном плоскости изотропии), перемещение поверхности полупространства под штампом мало отличается от перемещений поверхности изотропной среды, а при $1 \leq n \leq 4$ это же в равной степени относится и к значениям вертикальных сжимающих напряжений. Это может служить косвенным подтверждением возможности использовать указанную выше схему перехода от E_d к E при инженерных исследованиях слоистых скальных оснований.

При известных значениях модулей деформации и мощностей слоев в пределах слоистой среды, рассматриваемой как трансверсально-изотропная, Э. С. Бобинский [Л. 6], ссылаясь на Н. Н. Маслова [Л. 44], предлагает следующие выражения: для модуля деформации вдоль слоев

$$E_1 = mE_m + nE_n, \quad (3-30)$$

для модуля деформации поперек слоев

$$E_2 = \frac{E_m E_n}{nE_m + mE_n}, \quad (3-31)$$

где m и n — относительная мощность слоев, характеризующихся модулями деформации E_m и E_n ; $m + n = 1$.

¹ Лапкин В. Б. Исследование влияния поперечной анизотропии на напряженно-деформированное состояние оснований сооружений. Дис. на соиск. учен. степени канд. техн. наук. Днепропетровск, 1973 (ДИИТ).

В [Л. 53] автор и В. В. Семенов, анализируя напряженное состояние элемента трансверсально-изотропной среды, пришли к тем же выражениям связи между E_1 , E_2 и E_m , E_n , что и в формулах (3-30), (3-31). Кроме того, для значений μ_1 и μ_2 были получены следующие выражения (в принятых выше обозначениях):

$$\mu_1 = m\mu_m + n\mu_n; \quad (3-32)$$

$$\mu_2 = \frac{m\mu_m E_n + n\mu_n E_m}{nE_m + mE_n}. \quad (3-33)$$

Таким образом, если трансверсально-изотропные породы представлены в виде слоистой среды (например, флишевые напластования), оказывается возможно, определив средние значения мощностей отдельных слоев и показателей деформируемости и используя формулы (3-30)—(3-33), перейти к расчетным характеристикам среды. Эти предложения должны быть проверены путем непосредственных лабораторных и полевых экспериментов. Наиболее удобной схемой полевых опытов будут испытания целиков, изготовленных из слоистой породы.

3. Определение показателей деформируемости в области растяжения. Одной из отличительных особенностей скальных пород является их неодинаковое сопротивление сжатию и растяжению. Многочисленные исследования образцов позволили установить, что сопротивление одноосному сжатию в 6—20 раз превышает сопротивление одноосному растяжению [Л. 30]. Разработан теоретический аппарат для расчета деформирования скальных пород с учетом их различного сопротивления сжатию и растяжению [Л. 9]. Между тем почти полностью отсутствуют экспериментальные данные, позволяющие оценить разницу в характеристиках деформирования скальных пород при различных напряженных состояниях.

Опыты МИСИ по приложению сжимающих и растягивающих усилий к штампам размером 100×100 см, прибетонированным к микросланцам основания Фархадской плотины, позволили ориентировочно оценить разницу в значениях модулей деформации этих пород при сжатии и растяжении. При сжатии модули деформации микросланцев, определенные по трем штамповым опытам во втором цикле нагружения в интервале средних давлений от 10 до 30 кгс/см², оказались равными 72,5; 80; 117 тыс. кгс/см². В интервале средних давлений до

10 кгс/см² значения модулей деформации были несколько выше. Если принять, что при отрыве штампа в основании формируются растягивающие напряжения и остается справедлива та же расчетная схема, что и предложенная для случая сжатия, то для микросланцев по трем штамповым опытам в интервале растягивающих напряжений от 1,5 до 7,2 кгс/см² получены следующие значения модулей деформации: 3,5; 10,0; 15,0 тыс. кгс/см², т. е. значения модулей деформации при сжатии оказались в 8—20 раз больше, чем при растяжении.

Более детальное изучение этого вопроса может быть выполнено по схеме трехосных испытаний целиков скальных пород.

Проведение экспериментально-теоретических исследований по указанным направлениям будет способствовать совершенствованию существующих представлений о деформационных свойствах скальных пород, позволит улучшить методы исследований оснований и разрабатывать более детальные геомеханические модели, реализация которых возможна с использованием расчетов методом конечных элементов. До решения этих вопросов представляется целесообразным при расчетах конкретных объектов задаваться возможными пределами изменения показателей деформирования пород и анализировать влияние их изменения на напряженное состояние системы «сооружение — основание». Приведенные выше данные окажутся полезными при установлении таких пределов.

Глава четвертая

ПРОЧНОСТНЫЕ СВОЙСТВА СКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЙ

4-1. ЗАДАЧИ И МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЙ

Прочность скальных оснований является важнейшей характеристикой механических свойств, в значительной мере определяющей выбор типа и размеров гидротехнических сооружений и их элементов, крутизну

горных склонов, откосов котлованов и т. п. Вместе с тем понятнее «прочность», как и связанное с ним понятие «разрушение», для трещиноватых скальных пород определяется в настоящее время недостаточно строго и во многом зависит от принятых в инженерной практике способов оценки устойчивости системы «сооружение — основание» или массива скальных пород.

Ныне действующие нормативные документы в качестве основной формы потери устойчивости гравитационных плотин на скальных основаниях рассматривают плоский сдвиг сооружения по поверхности сопряжения его с основанием. В качестве показателей, определяющих зависимость предельного сопротивления скальных пород сдвигающим усилиям от нормального давления, принимаются $f = \operatorname{tg} \varphi$ и C . Считают, что эти показатели не имеют физического смысла, а являются геометрическими параметрами линейной кулоновской зависимости

$$\tau_{\text{пр}} = \sigma f + C.$$

При ломаном контуре контакта, для слоистых скальных пород или при наличии определенно выраженных поверхностей ослабления в основании нормативные документы рекомендуют проводить проверочные расчеты устойчивости по потенциально опасным плоскостям скольжения, также основанные на справедливости кулоновской зависимости. Эти же представления о прочности скальных пород используются при расчетах устойчивости склонов, откосов и решении ряда других инженерных задач.

Оценка устойчивости сооружения на скальном основании или массива пород производится с помощью коэффициента запаса устойчивости, определяемого соотношением расчетных (предельно допустимых) и действующих усилий или расчетных и критических показателей сопротивления сдвигу. Так, при расчете устойчивости гравитационных плотин на скальном основании СН 123-60 рекомендует следующую формулу для определения коэффициента запаса устойчивости:

$$\eta = \frac{f_p N + C_p S}{T} \quad (4-1)$$

где N — сумма проекций всех сил на нормаль к расчетной плоскости сдвига; T — сумма проекций всех активно действующих на плотину сил на направление расчетной

площади сдвига; S — расчетная площадь подошвы плиты; f_p , C_p — расчетные параметры сопротивления сдвигающему усилию, характеризующие прочность породы в плоскости сдвига.

Формула (4-1) предполагает, в частности, что порода в основании сооружения однородна и ее прочность характеризуется одинаковыми для всех точек поверхности разрушения показателями f_p и C_p . В свою очередь эти показатели устанавливаются с учетом опытных значений f и C , определяемых в крупномасштабных полевых опытах.

В силу технических сложностей экспериментов по трехосному нагружению больших объемов трещиноватых скальных пород в инженерной практике для определения показателей f и C используются упрощенные схемы сдвига штампов, прибетонированных к основанию, или целиков породы. Вопросы техники и методики проведения таких опытов детально изложены в [Л. 22, 63, 65 и др.] и здесь не рассматриваются. Некоторые дополнительные вопросы будут обсуждены в последующих параграфах настоящей главы. Отметим лишь, что при проведении штамповых опытов различаются три схемы приложения нагрузок

(рис. 4-1).
Схема на рис. 4-1,а предусматривает приложение нагрузок нормально и касательно к поверхности основания штампа. Сила P в опыте остается постоянной, сила T увеличивается ступенями до разрушения породы в основании штампа. По техническим условиям неизбежен эксцентриситет e_1 в приложении сдвигающей нагрузки. Тогда эксцентриситет e_2 в опыте либо должен быть переменным в зависимости от силы T , либо устанавливается так, чтобы в предельном состоянии полу-

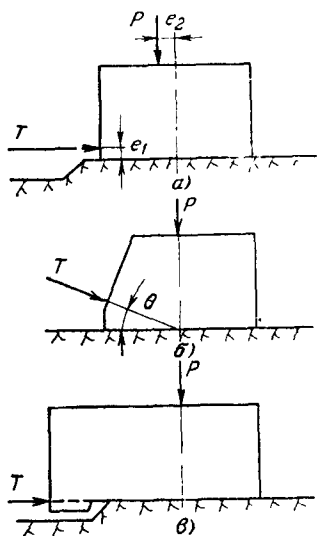


Рис. 4-1. Схемы нагружения штампов при испытаниях на сдвиг.

вания штампа. Сила P в опыте остается постоянной, сила T увеличивается ступенями до разрушения породы в основании штампа. По техническим условиям неизбежен эксцентриситет e_1 в приложении сдвигающей нагрузки. Тогда эксцентриситет e_2 в опыте либо должен быть переменным в зависимости от силы T , либо устанавливается так, чтобы в предельном состоянии полу-

чить распределение нормальных напряжений по подошве штампа, рассчитанных по формулам внецентренного сжатия, близкое к равномерному. Однако из-за того что предельное усилие T неизвестно, в последнем случае возможны ошибки в определении эксцентриситета e_2 .

Опыт показывает, что в большинстве случаев полная потеря несущей способности штампов соответствует формированию шероховатой поверхности скольжения в породе вблизи контакта. Напряжения на поверхности скольжения, условно принимаемой за плоскость, рассчитываются по формулам:

$$\left. \begin{aligned} \sigma &= \frac{P}{S} \pm \frac{M_2 - M_1}{W}; \\ \sigma_{\text{ср}} &= \frac{P}{S}; \quad \tau_{\text{ср}} = \frac{T}{S}. \end{aligned} \right\} \quad (4-2)$$

Недостаток опытов по этой схеме заключается в неравномерном (по формулам внецентренного сжатия) распределении напряжений в основании штампа. Существенным достоинством схемы является возможность проведения опытов на сдвиг на тех же штампах, на которых выполнялись исследования деформационных свойств скальных пород.

Схема на рис. 4-1,б, часто называемая «безмоментной», исходит из того, что линии действия сил P и T пересекаются в центре ядра сечения подошвы штампа. Напряжения на плоскости скольжения определяются по формулам:

$$\left. \begin{aligned} \sigma &= \frac{P}{S} \pm \frac{T}{S} \sin \theta; \\ \tau &= \frac{T}{S} \cos \theta. \end{aligned} \right\} \quad (4-3)$$

Так как в процессе опыта усилие T возрастает, для сохранения постоянного значения нормального напряжения уменьшают силу P на соответствующую величину. Схемы а и б обычно используются в отечественной практике проведения сдвиговых опытов.

Схема на рис. 4-1,в позволяет получить наиболее «чистое» в теоретическом отношении распределение напряжений на подошве штампа. Однако подготовка основания к проведению опыта по этой схеме связана с опасностью нарушения породы вблизи выемки для нагрузочной консоли штампа. Кроме того, неопределенность положения поверхности разрушения делает ее преимущества сомнительными.

Результаты опытов представляются в виде кривых $\tau = f(u)$, $v = \varphi(u)$ при $\sigma = \text{const}$, где τ , σ — средние касательное и нормальное напряжения на плоскости скольжения; u , v — средние перемещения штампа или раздельно напорной и низовой граней в направлении приложения сдвигающей и

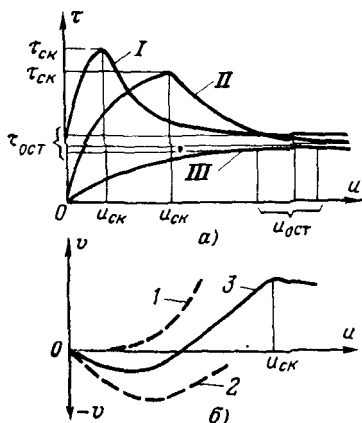


Рис. 4-2. Характерные кривые $\tau = f(u)$ (а) и $v = \varphi(u)$ (б) при испытании штампов или целиков породы на сдвиг.

нормальной сил. Типичные графики таких испытаний показаны на рис. 4-2. Кривые I и II на рис. 4-2, а соответствуют разрушению относительно прочных пород при ненарушенном контакте со штампом. На них выделяют две характерные точки: $\tau_{ск}$ — сопротивление сколу (срезу) — предельное касательное напряжение, воспринимаемое породой в контакте, и $\tau_{сд}$ или $\tau_{ост}$ — сопротивление сдвигу или остаточная прочность — постоянное касательное напряжение,

воспринимаемое породой при значительном перемещении штампа. В настоящей работе сохраним за этой величиной термин «остаточная прочность», тогда как сопротивлением сдвигу $\tau_{сд}$ будем называть предельную величину касательного напряжения при перемещении штампа по нарушенной после скола поверхности во втором и последующих циклах горизонтального нагружения. Соответственно различают $u_{ск}$, $u_{сд}$ и $u_{ост}$ — перемещения штампа при достижении сопротивления сколу, сдвигу и остаточной прочности.

Кривая III наблюдается при сдвиге штампа или целика породы по сильно трещиноватым, раздробленным или милонитизированным породам, при сдвиге по трещине. В этом случае отчетливо фиксируется лишь $\tau_{сд} = \tau_{ост}$ — сопротивление сдвигу, равное остаточной прочности.

Перемещение штампа или целика в направлении сдвигающего усилия сопровождается также его перемещением в направлении действия нормальной силы

(рис. 4-2,б). Зависимости $v=\varphi(u)$ для напорной (кривая 1) и низовой (кривая 2) граней, определенные как средние по реперам, установленным на этих гранях обычно отличаются друг от друга. Средняя для штампа зависимость $v=\varphi(u)$ (кривая 3) находится между кривыми 1 и 2. При малых значениях горизонтального усилия отмечается осадка штампа, переходящая при некотором значении τ в его подъем. При $\tau \approx \tau_{ск}$ график зависимости $v=\varphi(u)$ обычно имеет заметный излом.

Известны различные схемы интерпретации результатов опытов со штампами или целиками и определения показателей сопротивления скальных пород сдвигающим усилиям П. Д. Евдокимов [Л. 22, 23] рассматривает два характерных критерия $\tau_{ск}$ и $\tau_{ост}$ и устанавливает показатели сопротивления сколу — сдвигу, пользуясь уравнением Кулона:

$$\left. \begin{aligned} \tau_{ск} &= \sigma f_{ск} + C_{ск}; \\ \tau_{ост} &= \sigma f_{ост} + C_{ост}. \end{aligned} \right\} \quad (4-4)$$

В более поздней работе [Л. 24] отмечается, что сопротивление сдвигу по трещинам аппроксимируется степенной зависимостью

$$\tau = a \sigma^n, \quad (4-5)$$

либо ломаной линией с переменными коэффициентами f и C . Переход к расчетным показателям осуществляется введением понижающих коэффициентов, определяемых на основе анализа геологических условий массива, характера сооружения, действующих нагрузок и статистической обработки опытных данных.

С. А. Роза [Л. 64, 65] выделяет на кривой зависимости $\tau=f(u)$ три критерия прочности, которые он связывает с физическими процессами, происходящими в основании штампа:

а) первый критерий τ_1 , характеризующий предельное сдвигающее усилие, при котором штамп (или целик) еще смещается вместе со скальным основанием. При $\tau \approx \tau_1$ в основании штампа начинается формирование трещины, нарушающей сплошность зоны контакта. Этот критерий, как правило, соответствует концу линейной зависимости $\tau=f(u)$ и определяется по началу подъема напорной грани штампа;

б) второй критерий τ_{II} , соответствующий полному отделению штампа и части основания от массива пород. Предполагается, что трещина в основании, образование которой началось при $\tau \approx \tau_I$, полностью сформировалась к моменту, когда касательное напряжение достигло τ_{II} . При этом τ_{II} определяется по началу подъема низовой грани штампа;

в) третий критерий τ_{III} — максимальное сопротивление сдвигающему усилию — характеризует начало непрерывного движения штампа. При этом τ_{III} близко или практически совпадает с $\tau_{ск}$.

Соответствующее каждому критерию значение τ линейно зависит от нормального давления:

$$\left. \begin{aligned} \tau_I &= \sigma f_I + C_I; \\ \tau_{II} &= \sigma f_{II} + C_{II}; \\ \tau_{III} &= \sigma f_{III} + C_{III}. \end{aligned} \right\} \quad (4-6)$$

Для расчета устойчивости высоких плотин С. А. Роза рекомендует использовать первый критерий. Вместе с тем он отмечает, и это подтверждается многочисленными экспериментами, что первый и второй критерии не всегда могут быть найдены из опыта с достаточной определенностью. Вследствие перекосов штампа реперы, установленные в различных точках на напорной или низовой гранях, могут показывать разные, иногда вплоть до знака, перемещения, что затрудняет определение τ , при которых начинается подъем той или иной грани.

Выбор расчетного сопротивления сдвигу для скального основания плотины, как указывает С. А. Роза, «...решают на основе тщательного анализа результатов полевых опытов в штольнях и траншеях, лабораторных исследований образцов скалы, модельных исследований и материалов подробного инженерно-геологического изучения района плотины, которые должны обосновать правомерность распространения полевых сдвигов на все скальное основание плотины» [Л. 65, с. 348].

Кроме противоречий в выборе критериев сопротивления скальных пород сдвигающим нагрузкам и неопределенности назначения расчетных показателей рассмотренные схемы интерпретации штамповых опытов обладают еще одним существенным недостатком. Опыт показывает, что при сдвигах штампов или целиков породы практически всегда наблюдается значительный

разброс точек. На рис. 4-3 в качестве примера приводятся величины $\tau_{ск}$ при фиксированных значениях σ по опытам ВНИИГ, Ленгидропроекта и МИСИ. Аналогичный разброс имеет место и для других критериальных значений касательного напряжения.

Это объясняется неоднородностью скальных пород и условиями проведения испытаний на сдвиг. Практически

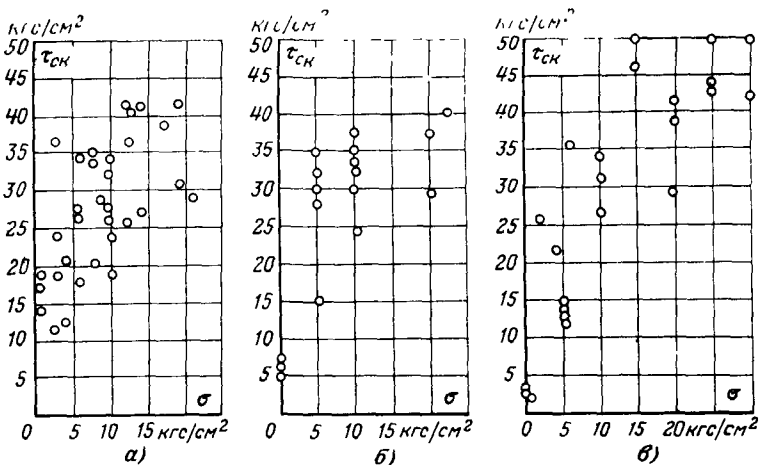


Рис. 4-3. Опытные данные по определению сопротивления сколу в зависимости от среднего давления на подошве штампа.

а — диабазы основания Братской плотины, опыты ВНИИГ [Л. 22]; б — граниты основания Красноярской плотины, опыты Ленгидропроекта [Л. 66]; в — метаморфические сланцы основания Андижаинской плотины, опыты МИСИ.

невозможно подобрать достаточное количество опытных площадок или изготовить целики так, чтобы геологические условия на площадках были полностью идентичны. Неизбежно различие в составе и структуре породы, в направлении, падении, раскрытии трещин, их количестве в пределах даже расположенных рядом опытных площадок, которое в той или иной мере скажется на разбросе результатов испытаний. Разрушение породы происходит по шероховатой поверхности, характер которой определяется не столько качеством подготовки основания, сколько особенностями трещиноватости породы и условиями передачи усилий от штампа на породу, что в свою очередь также может привести к значительному разбросу опытных данных.

Подобно тому как штамповый опыт при исследовании деформационных свойств позволяет определить показатели только для объема породы, деформирующей непосредственно под штампом, так и испытания на сдвиг характеризуют прочностные свойства породы только в основании данного штампа или целика и только для условий разрушения, имевших место в данном опыте. Поэтому формальное объединение результатов испытаний разных штампов или целиков в одну серию для определения показателей f и C устраняет из рассмотрения сложные особенности процесса разрушения скальных пород в основании каждого штампа, подменяя физический анализ статистической обработкой.

В связи с этим еще в 1967 г. на XXVI научно-технической конференции МИСИ нами было предложено определять показатели прочностных свойств трещиноватых скальных пород в основании каждого отдельно испытываемого штампа, а не по данным испытаний серии штампов, и сформулированы пути решения этой задачи. Дальнейшее развитие этого предложения работами автора и В. Н. Бурлакова [Л. 46, 91] основывалось на результатах экспериментально-теоретических исследований, включавших производственные натурные эксперименты, опыты на плоских моделях, образцах скальных пород и моделирующих их материалов. Натурные опыты МИСИ выполнялись в 1964—1973 гг. на площадках Андиганской, Кировской, Ингурской и Фархадской плотин. Характеристики исследованных пород были приведены в § 3-1.

В производственных исследованиях было выполнено 53 опыта по сдвигу железобетонных штампов. В большинстве случаев площадь штампа равнялась 1 м^2 , хотя в отдельных опытах использовались штампы и большей (до 16 м^2) площади. Опыты проводились по схеме на рис. 4-1,а. Кроме того, выполнялись опыты по отрыву штампов, прибетонированных к породе, что позволяло определять сопротивление контакта штамп — порода на разрыв. Схема таких опытов представлена на рис. 4-4. В § 4-2, 4-3 по результатам указанных исследований приведены теоретические предпосылки и практические рекомендации к определению прочностных показателей скальных пород.

В последние годы были предприняты попытки иного подхода к выбору критериев разрушения скальной поро-

ды в основании штампа или плотины. С. А. Фрид [Л. 59, 97], например, считает, что разрушение породы происходит при достижении минимальным главным напряжением на подошве штампа значения прочности материала штампа или породы на разрыв. Минимальное

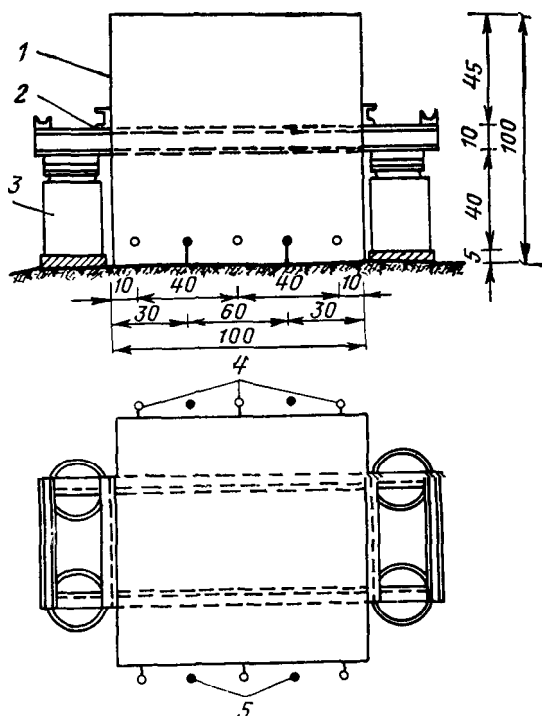


Рис 4-4. Схема опыта для определения сопротивления породы растягивающему усилию.

1 — железобетонный штамп; 2 — швеллеры; 3 — гидравлические домкраты ДГ-100, 4 — реперы на штампе; 5 — реперы на породе.

главное напряжение он предлагает вычислять по формуле двухосного напряженного состояния:

$$\sigma_z = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\frac{(\sigma_y - \sigma_x)^2}{4} + \tau_{xy}^2} \quad (4-7)$$

Компоненты напряжений в формуле (4-7) по С. А. Фриду принимаются на основании опытных данных для момента полного разрушения. Напряжения σ_y

и τ_{xy} считаются равномерно распределенными по площади основания штампа, а σ_x — распределенным по закону кубической параболы. Отношение $\sigma_x/\sigma_y = m$ может изменяться в пределах 0,5—1,3.

Считая, что в момент разрушения $\sigma_2 = R_0$, где R_0 — прочность контакта на разрыв, а $\tau_{xy} = \tau_{II}$, где τ_{II} — второй критерий по С. А. Роза, можно записать:

$$\tau_{II} = \sqrt{(R_0 - \sigma_y)(R_0 - m\sigma_y)}, \quad (4-8)$$

где для растяжения принимается знак минус. Отсюда, зная полученное в опытах со штампами критическое значение τ_{II} , можно непосредственно определить прочность контакта штамп — порода на разрыв.

Е. И. Широбоков¹ полагает, что разрушение породы в основании штампа соответствует второй теории прочности. Он предлагает следующее выражение для определения прочности контакта на разрыв:

$$R_0 = - \left[(1 - \mu)(m + 1) \frac{\sigma_y}{2} - (1 + \mu) \times \right. \\ \left. \times \sqrt{(m + 1)^2 \frac{\sigma_y^2}{4} + \tau_{xy}^2} \right] \cos \alpha, \quad (4-9)$$

где μ — коэффициент поперечной деформации материала контакта; $m = \sigma_y/\sigma_x = 0,5$; α — характеризует траектории действия главных растягивающих напряжений. Угол α определяется из условия

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\sigma_y(1 - m) \pm \sqrt{\sigma_y^2(1 - m)^2 + 4\tau_{xy}^2}}{2\tau_{xy}}. \quad (4-10)$$

При аппроксимации результатов штамповых опытов Е. И. Широбоков принимает напряжения σ_y и τ_{xy} равномерно распределенными по подошве штампа, причем τ_{xy} соответствует τ_{II} — второму критерию по С. А. Роза.

Расчеты устойчивости бетонных плит на скальных основаниях С. А. Фрид и Е. И. Широбоков предлагают проводить, исходя из недопущения в основании сооружения растягивающих напряжений, характеризующих прочность контакта. Принципиальное отличие такого подхода заключается в отказе от традиционных представлений о разрушении трещиноватых скальных пород

¹ Широбоков Е. И. Вопросы прочности контакта бетонных плит со скальными основаниями. Дис. на соиск. учен. степени канд. техн. наук. М., 1972 (МИСИ).

в форме плоского сдвига и попытке связать сложное напряженное состояние породы в основании штампа с разрушающими растягивающими напряжениями. Основание во всех случаях рассматривается как однородное. Разрушающие растягивающие напряжения определяются из опытов по сдвигу штампов, прибетонированных к трещиноватым скальным породам.

Не касаясь вопроса о справедливости применения при анализе разрушения трещиноватых скальных пород теорий наибольшего нормального напряжения или наибольшего относительного удлинения, принятых в указанных выше работах, отметим две существенные условности рассматриваемого подхода: задание определенного характера контактных напряжений при расчетах прочности контакта штампа и основания и определение разрушающего растягивающего напряжения. В гл. 3 было показано, что задание вида контактных напряжений для исследования показателей деформационных свойств, характеризующих стабилизовавшийся интегральный процесс, происходящий в некотором объеме трещиноватой породы под штампом, оправдывается экспериментом. Потеря несущей способности скального основания имеет, как правило, не интегральный характер, а определяется локальными концентрациями напряжений и возникающими вследствие этого локальными разрушениями, которые в свою очередь приводят к перераспределению концентраций и развитию или затуханию процессов разрушения. Концентрации напряжений и локальные разрушения зависят от состава, строения и состояния породы в основании штампа, действующих усилий, проявляющихся в крайне сложных и неопределенных сочетаниях. Поэтому попытка при проведении сдвиговых испытаний или расчетах устойчивости сооружений на неоднородных, трещиноватых скальных основаниях выразить распределение напряжений в контактной зоне с помощью уравнений сопротивления материалов или теории упругости может привести к результатам, весьма далеким от действительности. Отсюда и понятие величины разрушающих растягивающих напряжений, связанное через главные напряжения с заданным видом контактных напряжений, становится **неопределенным** и не характеризует дискретный характер разрушения породы в основании штампа или сооружения.

Поясним сказанное с помощью следующего примера Пусть имеется образец скальной породы, строение которого отвечает условию квазисплощности, т е в нем отсутствуют единичные крупные дефекты, провоцирующие формирование ослабленных поверхностей Участок массива, из которого вырезан этот образец, является квазиоднородным относительно его свойств, т е состоит из некоторого количества подобных образцов Будем растягивать образец центрально приложенной силой P (рис 4-5,а) Прочность связей в любом сечении образца, например, в сечении AA , достаточно удаленном от его торцов, описывается сложной функцией, ординаты которой могут изменяться от $R=0$ в местах пересечения микродефектов до $R=R_{\text{макс}}$ в местах расположения наиболее прочных кристаллов (рис 4-5,б) Представим образец в виде модели с конечным числом связей $n=5$, имитируемых стержнями (рис 4-5,в) Предположим для простоты, что площадь сечения каждого стержня равна 1 см^2 , а предельные разрушающие усилия для них известны и равны: $R_{1\text{пр}}=40 \text{ кгс}$, $R_{2\text{пр}}=80 \text{ кгс}$, $R_{3\text{пр}}=75 \text{ кгс}$, $R_{4\text{пр}}=20 \text{ кгс}$, $R_{5\text{пр}}=15 \text{ кгс}$ Попытаемся оценить предельное усилие, которое может быть приложено к такому образцу до его разрушения В принципе возможен следующий подход к решению этой задачи [Л 37] по минимальному значению $P_{\text{мин}}=R_{5\text{пр}}n=75 \text{ кгс}$, по среднему значе-

нию $P_{\text{ср}} = \sum_{i=1}^n R_{i\text{пр}} = 230 \text{ кгс}$, по максимальному значению $P_{\text{макс}} = R_{2\text{пр}}n = 400 \text{ кгс}$, исходя из условия разрушения части связей — в последнем случае численным расчетом определяется статистическая прочность

Для рассматриваемого примера наибольшая сила, при которой все связи сохраняются неразрушенными, $P'=P_{\text{мин}}$ Наибольшая сила, при которой сохраняются неразрушенными все связи кроме пятой

$$P''=R_{4\text{пр}}(n-1)=80 \text{ кгс};$$

кроме пятой и четвертой

$$P'''=R_{1\text{пр}}(n-2)=120 \text{ кгс},$$

кроме пятой, четвертой и первой

$$P^{\text{IV}}=R_{3\text{пр}}(n-3)=150 \text{ кгс};$$

кроме пятой, четвертой, первой и третьей

$$P^{\text{V}}=R_{2\text{пр}}(n-4)=80 \text{ кгс},$$

т е статистическая прочность образца $P_{\text{ст}}=150 \text{ кгс}$

Из полученных значений P наиболее вероятной представляется статистическая прочность Минимальная прочность явно занижена, а максимальная — завышена Средняя прочность вызывает сомнение, так как чисто математическое определение средневзвешенного не отражает физических особенностей процесса разрушения

Однако если подвергнуть образец растяжению и измерить в опыте разрушающее усилие, окажется, что ни один из рассчитанных критериев не соответствует действительности Это вызвано тем, что в приведенных выше расчетах учитывалась лишь разная прочность связей и не была учтена различная их податливость,

существенно влияющая на перераспределение усилий в связях при разрушении образца.

Предположим, что податливость связей вплоть до разрушения характеризуется линейными зависимостями между усилием в связях и ее относительным удлинением (рис. 4-6,а), выражаемыми уравнением

$$R_i = \varepsilon_i E_i \text{ при } R_i \leq R_{i, \text{пр}},$$

где для рассматриваемого примера: $E_1 = 4000 \text{ кгс/см}^2$, $E_2 = 2000 \text{ кгс/см}^2$, $E_3 = 1250 \text{ кгс/см}^2$, $E_4 = 800 \text{ кгс/см}^2$, $E_5 = 400 \text{ кгс/см}^2$.

Будем прикладывать к образцу силу P ступенями так, чтобы относительное удлинение связей при $P = \text{const}$ было одинаковым. Тогда при известных значениях E_i для каждой ступени нагрузки можно рассчитать значения $\varepsilon = \varepsilon_i$, R_i , $\sigma_{\text{ср}}$ и $\sigma'_{\text{ср}}$. Здесь R_i — усилия в связях (при $S_i = 1$ — истинные напряжения в различных точках сечения образца); $\sigma_{\text{ср}}$ — кажущееся среднее напряжение в образце, определяемое делением силы P на его площадь S ; $\sigma'_{\text{ср}}$ — истинное среднее напряжение, определяемое делением силы P на площадь неразрушенных связей. Результаты расчетов (табл. 4-1) показывают, что вплоть до усилия P , приближающегося к 84,5 кгс и вызывающего относительное удлинение 0,01, сопротивление растяжению образца оказывают все связи. При $P = 84,5 \text{ кгс}$ усилие в связи 1 становится предельным и происходит ее разрушение. Сила P перераспределяется на оставшиеся связи, что вызывает скачкообразное увеличение в них усилий и увеличение относительного перемещения образца до 0,019. До $P = 84,5 \text{ кгс}$ напряжения $\sigma_{\text{ср}}$ и $\sigma'_{\text{ср}}$ равны между собой. При разрушении связи 1 $\sigma'_{\text{ср}}$ скачкообразно возрастает до 21,15 кгс/см².

Дальнейшее увеличение силы P до 111,25 кгс не сопровождается разрушением связей. При $P = 111,25 \text{ кгс}$ процесс разрушения: рвется связь 4 и вновь происходит перераспределение усилий в стержнях. Однако запас прочности образца еще не исчерпан: обеспечивается возможность увеличения нагрузки. Различие между кажущимся и истинным средним напряжением в образце возрастает. При $P = 137,4 \text{ кгс}$ разрушается связь 5, перераспределение усилий в связях приводит к увеличению R_2 сверх предельного значения, а следовательно, к разрыву и этой связи и т. д. Начинается лавинообразный разрыв связей в образце, приводящий к его полному разрушению. Таким образом, сила $P = 137,4 \text{ кгс}$ является предельно разрушающей для образца, а отно-

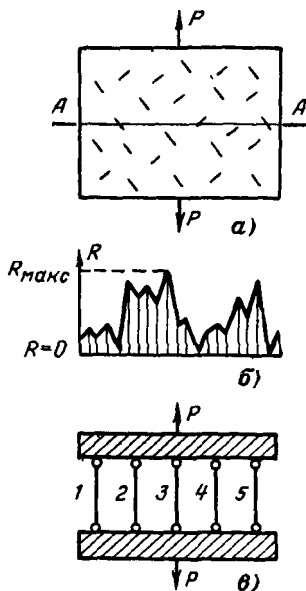


Рис. 4-5. Схема для анализа процесса разрушения образца трещиноватой скальной породы.

сительное удлинение $\varepsilon=0,0375$ —предельной величиной удлинения. Кажущееся среднее напряжение в образце перед его разрушением составляет 27,5 кгс/см², тогда как истинное среднее напряжение достигает 45,8 кгс/см².

Рассмотренный процесс разрушения образца характеризуется зависимостями между P , $\sigma_{\text{ср}}$, $\sigma'_{\text{ср}}$ и ε , представленными на рис. 4-6,б. Непосредственными измерениями в опыте можно получить лишь зависимость $\varepsilon=f(P)$. Кривая $\varepsilon=\varphi(\sigma_{\text{ср}})$ не отражает

Таблица 4-1

Усилие на образец P , кгс	Относительное удлинение образца ε	Усилия в связях, кгс					Средние напряжения, кгс/см ²	
		R_1	R_2	R_3	R_4	R_5	$\sigma_{\text{ср}}$	$\sigma'_{\text{ср}}$
42,25	0,005	20	10	6,25	4	2	8,45	8,45
84,5	0,01	40	20	12,5	8	4	16,9	16,9
	0,019	0	38	23,8	15,2	7,5	16,9	21,15
97,9	0,022	0	44	27,5	17,6	8,8	19,58	24,48
111,25	0,025	0	50	31,25	20	10	22,25	27,81
	0,0305	0	61	38,05	0	12,2	22,25	37,08
137,4	0,0375	0	75,5	46,9	0	15	27,5	45,8
137,4	0,0375	0	84,6	52,8	0	0	—	—
137,4	0,0375	0	0	137,4	0	0	—	—
	∞	0	0	0	0	0	—	—

физический процесс разрушения образца и является условной характеристикой. Кривая $\varepsilon=\varphi(\sigma'_{\text{ср}})$ всегда неизвестна, так как неизвестно когда, сколько и какие связи подвергаются разрушению.

Таким образом, если в трещиноватой скальной породе под действием приложенных к ней нагрузок начался процесс локальных разрушений, то кажущееся напряжение, рассчитанное методами сопротивления материалов или теории упругости, не будет характеризовать протекание истинного процесса.

Отметим еще одну особенность. Несмотря на принятый в настоящей задаче линейный характер деформируемости связей, графики зависимостей между P , $\sigma_{\text{ср}}$, $\sigma'_{\text{ср}}$ и ε характеризуются ломаными линиями. Если существенно увеличить количество связей, эти зависимости приобретут четкие криволинейные очертания, т. е., даже предполагая хрупкое разрушение каждой связи в образце, мы неизбежно получаем пластичный характер разрушения всего тела. Начальный участок кривых, где сохраняется прямая пропорциональ-

ность между усилием (напряжением) и относительным удлинением, свидетельствует об отсутствии разрушения связей и определяет безопасную нагрузку. Тогда для условий рассматриваемого примера абсолютно безопасным будет являться усилие $P=84,5$ кгс или среднее напряжение $\sigma_{ср}=\sigma'_{ср}=16,9$ кгс/см².

В реальных условиях частичное разрушение связей, приводящее к нелинейности зависимости $\epsilon=f(P)$, начинается при значениях P , близких к нулю, т. е. непосредственно от момента нагружения трещиноватой скальной породы. Однако в некотором интервале

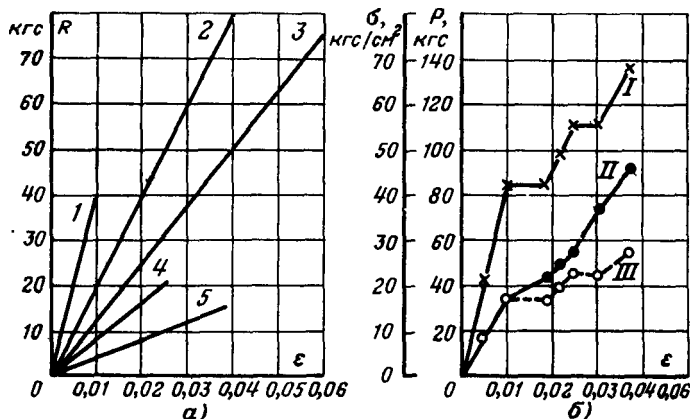


Рис. 4-6. Графики деформируемости связей 1—5 (а) и кривые разрушения образца (б).

I — усилие на образец; II — истинное напряжение; III — кажущееся напряжение.

усилий, как показывает опыт, локальное разрушение связей еще невелико и не оказывает значительного влияния на кривизну получаемой в опыте зависимости ϵ от P .

Проведенный анализ позволяет установить следующие два критерия разрушения образца, определяемые непосредственно по данным опыта:

$R_{опр}$ — предельное сопротивление на разрыв, характеризующее полное разрушение. Для рассмотренного случая $R_{опр}=27,5$ кгс/см², причем это значение не соответствует истинному среднему напряжению;

$R_{окр}$ — критическое сопротивление растяжению, определяющее начало интенсивного разрушения связей. В приведенном примере $R_{окр}$ соответствует $\sigma_{ср}=\sigma'_{ср}$ и равно 16,9 кгс/см².

Введение указанных критериев разрушения дает возможность при решении задач о прочности обойтись без анализа распределения напряжений в образце. Предполагается, что исследованный в опыте образец является

некоторой материальной точкой, прочность которой зависит от действующих средних значений напряжений. Это вполне соответствует рассмотренному в гл. 2 способу анализа напряженно-деформированного состояния трещиноватых скальных пород, где каждый элемент сетки разбивки исследуемой области, имеющий конечные размеры, характеризуется постоянными или средними при заданных усилиях напряжениями и деформациями. При циклическом расчете напряжений (см. § 2-5) превышение рассчитанных средних напряжений над предельными (или критическими — в зависимости от принятой схемы расчета) будет свидетельствовать о разрушении породы в пределах элемента. Очевидно, что при близких размерах образца или штампа и элемента сетки разбивки прочностные показатели, установленные опытным путем для образца (или штампа), могут быть введены в расчет для соответствующего элемента. Поскольку для анализа прочности пород основания используется схема циклических расчетов, предусматривающая при локальных разрушениях учет изменения деформационных показателей в точках массива (элементах сетки разбивки), подвергнувшихся разрушению, влияние масштабного эффекта ограничивается соотношением размера образца (или штампа) и элемента.

При проведении штамповых испытаний по определению сопротивления трещиноватых скальных пород сдвигающим усилиям процесс деформирования и разрушения породы в основании штампа существенно осложняется по сравнению со случаем простого растяжения. Более сложное значение приобретают также и критерии разрушения. Однако, как будет показано ниже, оказывается возможным сохранить принятый подход и при интерпретации результатов сдвиговых опытов для определения расчетных характеристик и оценки прочности скальных пород.

4-2. КРИТЕРИИ ПРОЧНОСТИ ТРЕЩИНОВАТЫХ СКАЛЬНЫХ ПОРОД ПО РЕЗУЛЬТАТАМ ШТАМПОВЫХ ОПЫТОВ

Характерные кривые зависимости вертикального перемещения штампа от среднего растягивающего усилия в плоскости контакта представлены на рис. 4-7. В соответствии с изложенным выше данные опытов по

отрыву штампов позволяют непосредственно установить величины критического $R_{0кр}$ и предельного $R_{0пр}$ сопротивлений растяжению породы в основании каждого штампа.

Перемещения штампа при $\sigma = R_{0кр}$ незначительны, в приведенных случаях они не превышают 0,002—0,04 мм. При дальнейшем увеличении растягивающего напряжения кривизна зависимости $\sigma = \varphi(u)$ резко изменяется, что позволяет достаточно точно фиксировать значение критического сопротивления растяжению.

В сдвиговых испытаниях, как видно из кривых на рис. 4-2, предельное сопротивление сдвигающим усилиям фиксируется достаточно уверенно и определяется величиной $\tau_{пр} = \tau_{ск}$. Качественно иной характер зависимости $\tau = f(u)$, чем $\sigma = \varphi(u)$ — без резкого изменения кривизны графика, не позволяет столь же просто определить $\tau_{кр}$. Рассмотрим для этих целей процессы, протекающие в основании штампа при приложении к нему вертикальной (сжимающей) и горизонтальной (сдвигающей) нагрузок. Будем считать, что порода в основании штампа соответствует условию квазисплошности и квазиоднородности и пользоваться для описания

интегрального процесса перемещения штампа понятиями среднего напряжения и среднего перемещения.

Приложение к штампу вертикальной нагрузки вызывает формирование в основании сложного и неопределенного поля напряжений с локальными концентрациями и разрушениями. При нагрузках, много меньших предельных, это приводит в конечном счете к уплотнению породы в зоне контакта и повышению ее сопротивления сдвигу.

Горизонтальное нагружение штампа еще больше осложняет поле напряжений в основании, причем истинное распределение напряжений по-прежнему остается неизвестным. Опыт показывает, что начальные ступени

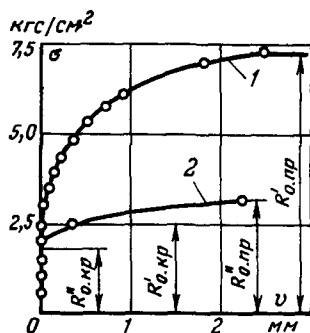


Рис. 4-7. Опытные зависимости $\sigma = \varphi(u)$ для микросланцев основания Фархадской плотны.

1 — штамп № 8; 2 — штамп № 10.

горизонтальной нагрузки вызывают, как правило, дальнейшую осадку штампа. Уже здесь отмечается неоднородность перемещений: осадка низовой грани практически всегда превышает осадку напорной, имеет место разворот штампа. Однако при относительно небольших горизонтальных нагрузках перемещения реперов, установленных в различных точках на штампе, практически совпадают с перемещениями близлежащих реперов на породе; стабилизация перемещений при постоянной ступени нагрузки происходит довольно быстро; зависимость $\tau = f(u)$ близка к линейной. Все это позволяет предположить, что пока еще процессы упрочнения связей в породе за счет ее уплотнения преобладают над процессами разрушения.

Дальнейшее повышение горизонтальной нагрузки приводит к качественному изменению характера перемещений штампа и породы. Увеличивается неоднородность перемещений: сначала напорная, а потом и низовая грани начинают подниматься, возрастает время стабилизации перемещений при постоянных ступенях нагрузки, причем отчетливо фиксируется скачкообразный характер перемещений отдельных реперов, сопровождающийся значительно более резкими разворотами штампа. Перемещения реперов на штампе все более превышают перемещения реперов на породе. Со стороны напорной грани штампа в основании начинается раскрытие старых и образование новых трещин. Зависимость $\tau = f(u)$ существенно отклоняется от линейной. По мере увеличения нагрузки все эти признаки проявляются сильнее.

Все это свидетельствует о том, что разрушение связей в основании активизируется и преобладает над интенсивностью их упрочнения. Разрушившиеся наиболее слабые или наиболее хрупкие связи не восстанавливаются; сопротивление перемещению штампа все больше реализуется лишь за счет трения и зацепления по формирующейся шероховатой поверхности разрушения и все меньше — за счет еще неразрушившихся жестких связей.

Дальнейшее увеличение горизонтальной нагрузки еще более активизирует процесс разрушения: зависимость $\tau = f(u)$ резко выполаживается. Наконец, при $\tau_{\text{ср}} = \tau_{\text{пр}} = \tau_{\text{ск}}$, происходит полное формирование поверхности разрушения в зоне контакта и несущая способность основания оказывается исчерпанной. При этом сопротивле-

ние породы на растяжение в зоне контакта в направлении нормального усилия становится равным нулю. Если теперь убрать штамп, то окажется, что рельеф сформировавшейся шероховатой поверхности разрушения совершенно отличен от рельефа поверхности породы при бетонировании штампа, а ее средняя гипсометрическая отметка, как правило, находится ниже отметки площадки бетонирования. Отметим, что дальнейшее испытание приведет к тому, что перемещения штампа будут происходить при все уменьшающейся горизонтальной нагрузке. При нагрузке, соответствующей среднему напряжению $\tau_{ост}$, этот процесс стабилизируется и перемещение штампа требует практически постоянного усилия. При этом поверхность разрушения становится менее шероховатой, чем в момент скола, а во впадинах этой поверхности образуется большое количество дробленого материала.

Очевидно, что для определения критического сопротивления трещиноватых скальных пород сдвигающему усилию следует рассматривать ветвь нагружения от $\tau_{ср}=0$ до $\tau_{ср}=\tau_{пр}$. Анализируя напряжения и деформации на формирующейся поверхности разрушения, В. Н. Бурлаков [Л. 46] предложил по аналогии с механикой грунтов выделять две фазы напряженно-деформированного состояния: а) фазу преобладающего упрочнения породы и б) фазу прогрессирующего разрушения. Тогда естественно в качестве критического сопротивления сдвигающему усилию выбрать границу между этими фазами. В конечном счете понятия критериев прочности скальных пород при сдвиге штампа можно сформулировать в следующем виде:

$\tau_{пр}$ — предельное сопротивление сдвигающему усилию — среднее касательное напряжение, соответствующее верхней границе фазы прогрессирующего разрушения породы, т. е. полной потере ее несущей способности, и равное в зависимости от характера разрушения (первый или последующие циклы) $\tau_{ск}$, $\tau_{сд}$ или $\tau_{ост}$;

$\tau_{кр}$ — критическое сопротивление сдвигающему усилию — среднее касательное напряжение, соответствующее верхней границе фазы преобладающего упрочнения породы в основании штампа и началу фазы прогрессирующего разрушения.

Рассмотрим выражение этих критериев через показатели прочности скальных пород, взяв за основу энергети-

ческий подход, предложенный в [Л. 46, 91]. При перемещении штампа относительно основания из одного равновесного состояния в другое внешние силы P и T , приложенные к штампу, совершают работу, которая равна работе внутренних сил, т. е. должно соблюдаться условие равенства приращения работы внешних и внутренних сил:

$$dA = dW + dU, \quad (4-11)$$

где dA — приращение работы внешних сил; dW — приращение работы внутренних сил, затрачиваемой на упрочнение связей (приращение работы упрочнения); dU — приращение работы внутренних сил, затрачиваемой на разрушение связей (приращение работы разрушения).

Введем функцию, характеризующую процессы упрочнения и разрушения, протекающие в основании при перемещении штампа:

$$\psi(u) = \frac{dU}{dW}, \quad (4-12)$$

где dU и dW , в свою очередь, суть функции от τ и σ — средних касательных и нормальных напряжений или, при $\sigma = \text{const}$, — функции от перемещений. Поскольку, как показывает опыт, $v = \varphi(u)$, dU , dW можно рассматривать как функции от горизонтального перемещения. Если при увеличении u $\psi(u)$ уменьшается — в основании штампа преобладают процессы упрочнения, если $\psi(u)$ возрастает — преобладают процессы разрушения. Соответственно можно записать, что

в первой фазе

$$\frac{d\psi(u)}{du} < 0;$$

во второй фазе

$$\frac{d\psi(u)}{du} > 0.$$

(4-13)

Отсюда, переход из фазы преобладающего упрочнения в фазу прогрессирующего разрушения, т. е. условие для определения критического сопротивления, будет иметь вид:

$$\frac{d\psi(u)}{du} = \frac{d}{du} \left(\frac{dU}{dW} \right) = 0. \quad (4-14)$$

В предельном состоянии можно принять, что перемещение штампа происходит без упрочнения связей в основании, т. е. все приращение внешних сил затрачивается на разрушение связей. Тогда значение предельного сопротивления определится из условия

$$dA = dU. \quad (4-15)$$

Точные выражения для зависимостей (4-14) и (4-15) вряд ли могут быть получены. Вводя упрощающие предположения, определим их вид для указанных выше критериев прочности.

Определение предельного сопротивления. Предположим, что в общем случае работа горизонтальной силы T , приложенной к штампу, затрачивается на упрочнение связей в объеме породы, деформирующейся под действием этой силы, на разрушение связей в этом объеме, на разрушение связей при формировании поверхности скольжения, на преодоление сил трения и сопротивления вертикальной силы P подъему штампа и прилегающей к нему породы при перемещении по этой поверхности. Примем, что площадь штампа равна единице, т. е. рассматривается удельная работа внешних и внутренних сил.

Работа горизонтальных сил при перемещении штампа от $u=0$ до $u=u_1$ в соответствии с графиком на рис. 4-8,а определится как

$$A_z = \int_0^{u_1} \tau(u) du. \quad (4-16)$$

При $\sigma = \text{const}$ работа, затраченная на подъем штампа при его перемещении от $v=0$ до $v=v_1$, будет равна:

$$A_\sigma = \sigma v_1. \quad (4-17)$$

Таким образом, на участке от $u=0$ до $u=u_1$ работа внешних сил определится уравнением

$$A_1 = A_z - A_\sigma. \quad (4-18)$$

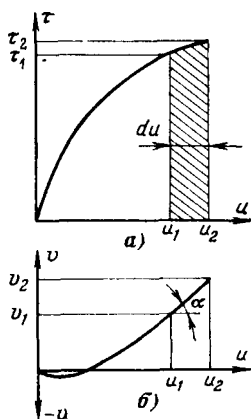


Рис. 4-8. Кривые к определению параметров сопротивления сколу.

Знак минус перед вторым членом означает, что в отличие от горизонтальных сил, стремящихся вызвать разрушение породы, вертикальные силы препятствуют разрушению.

Работу внутренних сил, затраченную на упрочнение связей в некотором объеме породы при перемещении штампа от $u=0$ до $u=u_1$, обозначим через W_1 , а работу внутренних сил, затраченную на разрушение связей в этом объеме, — через U' .

Общая работа по преодолению сил трения может быть определена как сумма работ по преодолению сил трения при горизонтальном перемещении и подъеме штампа:

$$A_f = f \sigma u_1 + f \int_0^{v_1} \tau(v) dv, \quad (4-19)$$

где f — коэффициент трения, принимаемый постоянным.

Соппротивление разрушению связей в породе при формировании поверхности скольжения обозначим выражением

$$A_c = \int_0^{u_1} C(u) du. \quad (4-20)$$

Таким образом, на участке от $u=0$ до $u=u_1$ полная работа внутренних сил, затраченная на разрушение породы, определится как

$$U_1 = U' + A_f + A_c. \quad (4-21)$$

Тогда условие равенства работ при перемещении штампа от $u=0$ до $u=u_1$ запишется в виде

$$\begin{aligned} \int_0^{u_1} \tau(u) du - \sigma v_1 = W_1 + U' + f \sigma u_1 + \\ + f \int_0^{v_1} \tau(v) dv + \int_0^{u_1} C(u) du. \end{aligned} \quad (4-22)$$

Рассматривая аналогично перемещение штампа от $u=0$ до $u=u_2$, получаем:

$$\int_0^{u_2} \tau(u) du - \sigma v_2 = W_2 + U'' + f \sigma u_2 + \\ + f \int_0^{v_2} \tau(v) dv + \int_0^{u_2} C(u) du. \quad (4-23)$$

Примем теперь, что $u_2 = u_{ск}$, $\tau_2 = \tau_{ск}$ и $u_2 - u_1 = du$, $v_2 - v_1 = dv$. Тогда из условия (4-15) $W_2 \approx W_1$. Полагая, что при состоянии, близком к предельному, разрушение породы происходит в основном по формирующейся поверхности скольжения, будем считать, что $U'' \approx U'$. При бесконечно малом перемещении штампа вблизи предельного состояния $\tau(u) = \frac{1}{2} (\tau_2 + \tau_1) \approx \tau_{ск}$. Обозначим $C(u) \approx \frac{1}{2} (C_2 + C_1)$ через C . Теперь, вычитая из (4-23) уравнение (4-22) и выполняя интегрирование, получаем:

$$\tau_{ск} du - \sigma dv = f \tau_{ск} dv + f \sigma du + C du. \quad (4-24)$$

Представим это выражение в виде

$$\tau_{ск} = \sigma \frac{f + \frac{dv}{du}}{1 - f \frac{dv}{du}} + \frac{C}{1 - f \frac{dv}{du}}. \quad (4-25)$$

Здесь $dv/du = \operatorname{tg} \alpha_{ск}$, где $\alpha_{ск}$ — угол наклона кривой зависимости $v = \varphi(u)$ вблизи предельного состояния (рис. 4-8, б). Принимая, что $f = \operatorname{tg} \varphi$, преобразуем уравнение (4-25) к обычному виду:

$$\tau_{ск} = \sigma \operatorname{tg} (\varphi + \alpha_{ск}) + C_{ск}, \quad (4-26)$$

где

$$C_{ск} = \frac{C}{1 - \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg} \alpha_{ск}}. \quad (4-27)$$

Параметры уравнения (4-27) условимся называть следующим образом: $f = \operatorname{tg} \varphi$ — коэффициент внутреннего трения (φ — угол внутреннего трения); $\operatorname{tg} \alpha_{ск}$ — коэффициент сопротивления подъему штампа при сколе; $C_{ск}$ — сцепление при сколе.

Рассматривая таким же образом работу внешних и внутренних сил при перемещении штампа по уже сформированной поверхности скольжения или при сдвиге по трещине, полагаем, что работа разрушения связей A_c равна или близка (в случае трещины) к нулю. Тогда получим следующее выражение:

$$\tau_{сд} = \sigma \operatorname{tg}(\varphi + \alpha_{сд}), \quad (4-28)$$

где $\operatorname{tg} \alpha_{сд}$ — коэффициент сопротивления подъему штампа при сдвиге.

Зависимость (4-28) была получена также М. Н. Гольдштейном с сотрудниками [Л. 13] и Ф. Паттоном [Л. 121] и подтверждена экспериментальными исследованиями.

Определение критического сопротивления. Используя выражение (4-11), запишем условие (4-14) в виде

$$\frac{d}{du} \left(\frac{dA}{dW} - 1 \right) = 0. \quad (4-29)$$

В соответствии с (4-18) приращение работы внешних сил на бесконечно малом перемещении штампа может быть записано как

$$dA = \left[\tau(u) - \sigma \frac{dv}{du} \right] du. \quad (4-30)$$

Основная сложность заключается в определении приращения работы внутренних сил, вызывающих упрочнение. В. Н. Бурлаков [Л. 46] предлагает принимать это выражение в виде следующей функции:

$$dW = k \frac{d\tau(u)}{du} du \cdot u, \quad (4-31)$$

где k — постоянный коэффициент, зависящий от особенностей строения и состояния породы в основании штампа.

Подставляя уравнения (4-30) и (4-31) в (4-29), получаем условие для определения критического сопротивления, выраженное через показатели прочности скальных пород при сдвиге штампа:

$$\frac{d}{du} \left[\frac{\tau(u) - \sigma \frac{dv}{du}}{\frac{d\tau(u)}{du} u} \right] = 0. \quad (4-32)$$

Для практического определения $\tau_{кр}$ выражение (4-32) удобнее представить в виде

$$\frac{d}{du} \left[\frac{M(u)}{N(u)} \right] = 0, \quad (4-33)$$

где

$$M(u) = \tau_i - \sigma \left(\frac{\Delta v}{\Delta u} \right)_i, \quad N(u) = \left(\frac{\Delta \tau}{\Delta u} \right)_i u_i,$$

т. е. определение критического сопротивления скальной породы при сдвиге штампа сводится к нахождению экс-

тремального (минимального) значения выражения в квадратных скобках.

Анализ данных более чем 40 штамповых опытов, выполненных МИСИ и другими исследовательскими организациями, позволил предложить более простую эмпирическую зависимость для определения $\tau_{кр}$, показавшую хорошее совпадение с расчетами по приведенному выше решению:

$$\tau_{кр} = \sigma \operatorname{tg} \varphi + C_{ск} (1 - \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg} \alpha_{ск}), \quad (4-34)$$

или, учитывая выражение (4-27)

$$\tau_{кр} = \sigma \operatorname{tg} \varphi + C. \quad (4-35)$$

Таким образом, критерии прочности скальных пород при сдвиге штампа $\tau_{ск}$, $\tau_{сд}$ и $\tau_{кр}$, выражаемые формулами (4-26), (4-28) и (4-35), полностью определяются средним нормальным напряжением в основании штампа и показателями $\operatorname{tg} \alpha_{ск}$, $\operatorname{tg} \varphi$ и $C_{ск}$, которые могут быть найдены непосредственно по данным опыта на сдвиг каждого штампа, прибетонированного к породе.

Определение прочности при сдвиге штампов. Для определения показателей сопротивления скальных пород сдвигающим усилиям методики проведения штамповых опытов должна предусматривать выполнение нескольких циклов нагружения — разгрузки. Примерная схема испытания показана на рис. 4-9.

В I цикле горизонтального нагружения штамп доводится до предельного состояния, т. е. фиксируется значение $\tau_{ск}$, после чего горизонтальная нагрузка ступенями снижается до нуля. В процессе нагружения штампа в первом цикле в породе формируется шероховатая поверхность скольжения. Передвижение штампа во II цикле при неизменном вертикальном давлении будет происходить практически по той же поверхности. Это позволяет принять, что сопротивление породы за счет разрушения связей исчерпывается в I цикле при формировании поверхности скольжения и сопротивление сколу достаточно точно описывается уравнением (4-26).

Во II цикле горизонтальная нагрузка вновь доводится до максимально возможного значения. Так как в соот-

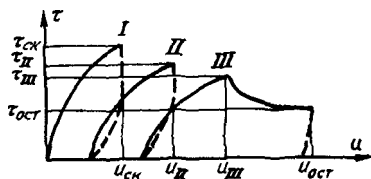


Рис. 4-9. Схема нагружения штампа для определения показателей сопротивления скальных пород сдвигающим усилиям.

ветствии со сказанным работа A_c во II цикле может быть принята равной нулю, сопротивление сдвигающему усилию выразится уже уравнением (4-28). Как будет показано ниже, $\operatorname{tg} \varphi$ остается практически постоянным во всех циклах нагружения, поэтому, в принципе, можно ограничиваться двумя циклами испытания. Однако полезно провести еще несколько циклов, меняя, например,

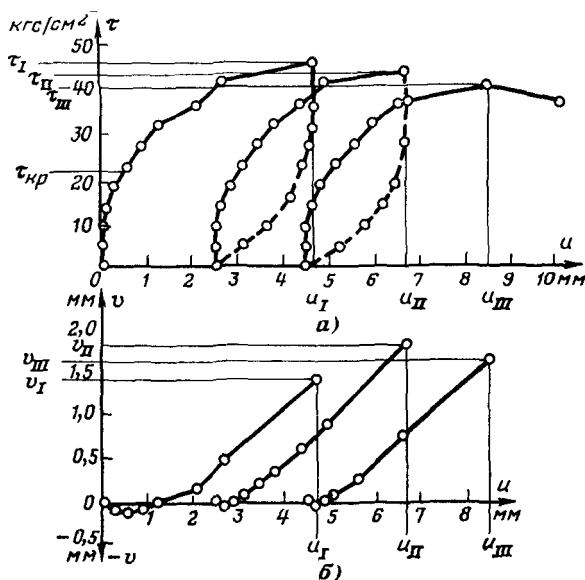


Рис. 4-10. Опытные зависимости $\tau=f(u)$ (а) и $v=\varphi(u)$ (б) для штампа № 18.

вертикальную нагрузку на штамп, и исследовать влияние разных значений σ на показатели $\operatorname{tg} \alpha$ и $\operatorname{tg} \varphi$.

Следует иметь в виду, что при малых вертикальных давлениях под штампом ($\sigma < 2 \div 3$ кгс/см²) перемещение штампа при сдвиге обычно сопровождается значительными перекосами и разворотами. Это затрудняет интерпретацию опытных данных и требует тщательного анализа показаний каждого репера.

В качестве примера определения показателей прочности продемонстрируем обработку опытных данных по сдвигу штампа площадью 1 м², установленного на хлорит-серицитовых сланцах грубополосчатой текстуры основания Андиганской плотины. В опытах по изложению выше методике были получены данные, приведенные

на рис. 4-10. Среднее давление под штампом для трех циклов было одинаково и составляло $\sigma = 25$ кгс/см². Запишем уравнения (4-26) и (4-28) для условий опыта:

$$\text{I цикл } 44,9 = 25 \cdot \operatorname{tg}(\varphi_1 + \alpha_{ск}) + C_{ск};$$

$$\text{II цикл } 42,8 = 25 \cdot \operatorname{tg}(\varphi_{II} + \alpha_{II});$$

$$\text{III цикл } 39,6 = 25 \cdot \operatorname{tg}(\varphi_{III} + \alpha_{III}).$$

Значения $\alpha_{ск}$, α_{II} , α_{III} определяются по кривым опытных зависимостей $v = \varphi(u)$ для последних ступеней горизонтального нагружения в каждом цикле из условия $\operatorname{tg} \alpha = \Delta v / \Delta u$. Тогда $\operatorname{tg} \alpha_{ск} = 0,42$; $\operatorname{tg} \alpha_{II} = 0,51$; $\operatorname{tg} \alpha_{III} = 0,43$. Из двух последних уравнений определяем $\varphi_{II} = 32^\circ 40'$ и $\varphi_{III} = 34^\circ 20'$ или соответственно $\operatorname{tg} \varphi_{II} = 0,64$; $\operatorname{tg} \varphi_{III} = 0,69$. Разница в значениях $\operatorname{tg} \varphi$ оказалась менее 8%.

Принимаем среднее значение $\varphi = 33^\circ 30'$ ($\operatorname{tg} \varphi = 0,66$). Подставив это значение в первое уравнение и зная из опыта $\operatorname{tg} \alpha_{ск}$, определим $C_{ск} = 7,3$ кгс/см². Используя формулу (4-27), найдем $C = 5,3$ кгс/см² и рассчитаем по формуле (4-35) критическое сопротивление $\tau_{кр} = 21,8$ кгс/см². Отметим, что определенная по началу подъема напорной грани величина первого критерия по С. А. Роза для данного опыта находится в пределах 18,0—22,5 кгс/см². Более точно эту величину установить не представилось возможным.

Критическое сопротивление $\tau_{кр}$, определенное из уравнения (4-33), составило для рассматриваемого случая 23,5 кгс/см², т. е. разница в значении $\tau_{кр}$, рассчитанного по формуле (4-35) и по условию (4-33), оказалась равна 7,8%. Анализ результатов обработки ряда опытов показывает, что значение $\tau_{кр}$, определенное по формуле (4-35) или по условию (4-33), как правило, несколько превышает значение первого критерия по С. А. Роза.

4.3. АНАЛИЗ РЕЗУЛЬТАТОВ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

Справедливость установленных в предыдущем параграфе критериев прочности трещиноватых скальных пород в основании штампа и определяющих их прочностных показателей проверялась анализом результатов экспериментальных исследований, включающих как опыты, выполненные МИСИ, так и опыты других организаций.

В качестве примера приведем некоторые фактические данные полевых и лабораторных экспериментов, соответствующие им критерии прочности и прочностные показатели, определенные по результатам этих опытов.

В табл. 4-2 помещены результаты опытов по сдвигу штампов площадью 1 м², установленных на метаморфических сланцах основания Кировской плотины. Опыты выполнялись по схеме, представленной на рис. 4-9 при различных значениях среднего нормального напряжения на подошве штампа. Значения $\operatorname{tg} \alpha$ в I цикле относятся к сопротивлению сколу, в последующих — к сопротивлению сдвигу.

В табл. 4-3 приведены аналогичные данные для I цикла нагружения хлорит-серпидиновых сланцев основания Андиганской пло-

Таблица 4-2

№ штампов	№ цикла	σ , кгс/см ²	$\tau_{ск}$, кгс/см ²	$\operatorname{tg} \alpha$	$\operatorname{tg} \varphi$	$C_{ск}$, кгс/см ²
1	I	10	26	0,36	0,82	9,3
	II	10	22	0,36	0,82	—
	III	30	30	0,10	0,82	—
	IV	0,5	3,0	0,90	0,80	—
2	I	20	32	0,22	0,78	7,8
	II	20	29	0,32	0,78	—
	III	40	40	0,15	0,75	—
	IV	10	16	0,38	0,75	—
	V	0,5	2,2	0,88	0,74	—
3	I	30	50	0,36	0,63	12,1
	II	30	38	0,36	0,63	—
	III	40	44	0,26	0,66	—
	IV	20	28	0,43	0,61	—
	V	10	12	0,32	0,62	—
4	I	20	58	0,28	0,66	36,0
	II	20	36	0,52	0,66	—
	III	10	16	0,48	0,63	—
	IV	3,0	6,0	0,62	0,61	—

тины штампами площадью 1 м². Штампы № 1—3 испытывались полевой партией Ленгидропроекта, штампы № 1а—3а — МИСИ на

Таблица 4-3

№ штам- пов	σ , кгс/см ²	$\tau_{ск}$, кгс/см ²	$\operatorname{tg} \alpha_{ск}$	$\operatorname{tg} \varphi$	$C_{ск}$, кгс/см ²	$\tau_{кр}^*$, кгс/см ²	$\tau_{кр}^{**}$, кгс/см ²
1а	2,0	26,0	1,10	0,60	15,9	6,6	7,0
2а	4,0	22,0	0,85	0,70	6,8	5,5	5,0
3а	6,0	36,0	0,80	0,72	14,5	10,5	11,5
1	10,0	34,5	0,63	0,60	14,7	15,1	14,0
2	20,0	39,0	0,43	0,70	6,6	18,6	20,5
3	30,0	59,3	0,38	0,72	14,0	31,8	31,5

* Значения $\tau_{кр}$ рассчитаны по уравнению (4-35).

** Значения $\tau_{кр}$ вычислены по условию (4-33).

тех же площадках после съема слоя породы мощностью примерно 0,5 м

В табл. 4-4 приведены результаты лабораторных испытаний по сколу гипсопесчаных образцов площадью основания 50 см². Значение $\operatorname{tg} \varphi$ принималось постоянным и равным коэффициенту трения ($\operatorname{tg} \varphi = 0,75$), определенному при сдвиге плашек, изготовленных из того же материала.

Таблица 4-4

№ образца	σ , кгс/см ²	$\tau_{ск}$, кгс/см ²	$tg\alpha_{ск}$	$C_{ск}$, кгс/см ²
1	0,25	5,5	0,50	5,0
2	1,00	7,0	0,39	5,4
3	2,00	8,5	0,32	5,7
4	3,00	9,0	0,27	5,2
5	4,00	10,5	0,22	5,8
6	6,00	12,0	0,17	5,6
7	8,00	13,5	0,10	6,0

Аналогичным образом были обработаны все полевые опыты, выполненные МИСИ на площадках Андижанской, Кировской и Фархадской плотин, модельные и лабораторные исследования, проведенные на хрупких материалах и образцах скальной породы, опыты со штампами, выполненные Ленгидропроектом в 1964 г. на створе Андижанской плотины и данные о сдвиговых испытаниях ряда блоков на створе плотины Кырджали, предоставленные Отделом скальных оснований Гидропроекта. Результаты обработки всех этих опытов полностью соответствовали по своему характеру данным, представленным в табл. 4-2—4-4. Анализ экспериментов позволил установить следующие закономерности:

1. Коэффициент трения $tg\phi$ для каждой площадки, исследованной в штамповых опытах, остается практически постоянным, по крайней мере, в первых трех циклах горизонтального нагружения (скол — сдвиг). Дальнейшее увеличение числа циклов испытания или перемещение штампа вплоть до достижения значения $\tau_{ост}$ свидетельствует о слабой тенденции к уменьшению $tg\phi$, которое в опытах, как правило, не превышало 5—10%. Изменение среднего нормального напряжения под штампом в разных циклах испытания не влияет на коэффициент трения. Четкая зависимость между значением $tg\phi$ и состоянием породы в основании штампа (характер и степень трещиноватости, окварцованность и т. п.) не отмечается, хотя статистическая обработка большого количества испытаний для одних и тех же литологических типов породы разной степени сохраниости (трещиноватости, выветрелости) свидетельствует о некотором уменьшении $tg\phi$ с ухудшением состояния породы. Например, для 11 штампов, испытанных в основании Анди-

жанской плотины на породах повышенной трещиноватости, получено среднее значение $\operatorname{tg} \varphi = 0,60$; для 17 штампов, испытанных на породах средней сохранности, $\operatorname{tg} \varphi = 0,68$. Изменение коэффициента трения для различных типов и состояний скальных пород по данным наших опытов и опытов других авторов, обработанных в соответствии с предложенной методикой, находилось в пределах 0,50—0,82.

2. Показатели сопротивления подъему штампа при сколе и при сдвиге существенно и вполне закономерно изменяются с изменением среднего нормального напряжения под штампом: увеличение σ приводит к уменьшению $\operatorname{tg} \alpha_{\text{ск}}$ и $\operatorname{tg} \alpha_{\text{сд}}$. Аналогичная зависимость имеет место и при испытаниях образцов скальной породы или образцов хрупких моделирующих материалов. Опытные точки зависимости $\operatorname{tg} \alpha = f(\sigma)$ имеют малый разброс не только в пределах одной и той же штамповой площадки, но и для близких в литолого-текстурном отношении пород одинаковой сохранности. Изменение состояния породы, как показывает статистическая обработка большого количества испытаний, приводит к некоторому изменению параметров этой зависимости. Опытные кривые $\operatorname{tg} \alpha = f(\sigma)$ для различных типов пород имеют качественно тот же вид, но количественно могут отличаться. Некоторые данные, иллюстрирующие сказанное, приведены на рис. 4-11.

3. Сцепление при сколе $C_{\text{ск}}$ для различных штамповых площадок имеет наибольший разброс. Довольно четко устанавливается качественная связь увеличения сцепления с повышением окварцованности породы (штамп № 4 в табл. 4-2) и уменьшения $C_{\text{ск}}$ с повышением трещиноватости породы ($K_{\text{тп}}$ для штампов № 1, 3, в табл. 4-3 равен соответственно 0,8—1,4%, для штампа № 2—2,3%). Статистическая обработка большого числа опытных данных подтверждает закономерность уменьшения $C_{\text{ск}}$ с ухудшением состояния породы. Например, для 11 штампов, испытанных на породах повышенной трещиноватости в основании Андижанской плотины, получено среднее значение $C_{\text{ск}} = 4,2$ кгс/см², тогда как для 17 штампов, испытанных на породах средней сохранности, $C_{\text{ск}} = 13,5$ кгс/см². Однако установить наличие количественной зависимости между сцеплением при сколе и характеристиками состояния породы не удалось. Опыты со штампами и с образцами скальных по-

род и моделирующих материалов свидетельствуют о практической независимости величины $C_{ск}$ от среднего нормального напряжения (табл. 4-3 и 4-4). В то же время, показатель C , включающий в соответствии с формулой (4-27) в свой состав переменную хаарктеристику $tg \alpha_{ск}$, закономерно увеличивается с возрастанием σ .

Приведенные данные позволяют высказать предположение, что прочностные показатели $tg \varphi$, $tg \alpha_{ск}$, $tg \alpha_{сд}$, $C_{ск}$ являются не просто условными параметрами опыт-

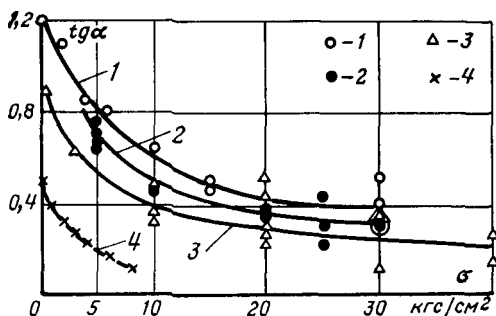


Рис. 4-11 Опытные зависимости $tg \alpha = f(\sigma)$

1 — хлорит серицитовые сланцы средней сохранности основания Андижанской плотины; 2 — то же повышенной трещиноватости; 3 — метаморфические сланцы основания Кировской плотины; 4 — гипсопесчаные образцы

ной кривой сопротивления скальных пород сдвигающим усилиям, а в значительной мере характеризуют составляющие сложного физического процесса разрушения породы, хотя, конечно, природа их много сложнее, чем «сопротивление трению», «зацеплению» и «хрупкому разрушению». Выяснение физической природы этих показателей ожидает еще своих исследователей.

Устойчивое проявление отмеченных закономерностей в полевых и лабораторных опытах позволяет сделать заключение, что предложенные критерии прочности скальных пород при сдвиге штампов и соответствующие им показатели могут использоваться для анализа процесса разрушения породы, происходящего по схеме плоского сдвига с шероховатой поверхностью скольжения.

Рассмотрим теперь влияние некоторых факторов на сопротивление скальных пород сдвигающим усилиям и изменение прочностных показателей.

Влияние скорости нагружения. Следует считать установленным, что трещиноватые скальные породы обладают свойством ползучести, т. е. способны деформироваться во времени под действием нагрузки. Влияние скорости нагружения на показатели деформационных свойств

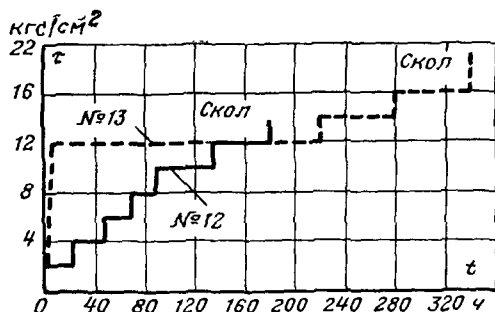


Рис. 4-12. Режим нагружения штампов № 12, 13 в I цикле.

скальных пород было рассмотрено в предыдущей главе. Некоторые результаты натурных исследований длительной прочности известняков основания Ингурской ГЭС приведены в [Л. 21, 46]. Данные о влиянии времени действия нагрузок на сопротивление скальных пород сдвигающим усилиям в натурных условиях в литературе практически отсутствуют. Для ориентировочной оценки этого влияния приведем результаты исследований, выполненных МИСИ на площадке Андижанской плотины (1 опыт) и совместно с Гидропроектом на площадке Ингурской плотины (2 опыта).

Для хлорит-серицитовых сланцев основания Андижанской плотины изменение времени выдерживания на ступенях горизонтальной нагрузки с 15 мин до 40 ч привело к уменьшению сопротивления сколу в пределах 10—15%.

Две площадки для длительных испытаний сильнотрещиноватых известняков основания Ингурской ГЭС (штампы № 12 и 13) выбирались так, чтобы их литологический состав, трещиноватость и однородность были близки к площадкам, на которых ранее Гидропроектом проводились сдвиговые опыты по обычной методике (штампы № 1—6). Наиболее близкими к площадкам штампов № 12, 13 оказались площадки штампов № 1, 2. Среднее нормальное давление на подошве штампов № 12,

13 и № 1, 2 составляло 8 кгс/см². Время выдерживания на каждой ступени горизонтальной нагрузки для штампов № 1—6 не превышало 15—30 мин. Режим нагружения штампов № 12, 13 для I цикла испытания показан на рис. 4-12. Значения $\tau_{ск}$ для этих опытов составили: штамп № 12 $\tau_{ск} = 14,0$ кгс/см²; штамп № 13 $\tau_{ск} = 19,0$ кгс/см².

Сопоставление значений $\tau_{ск}$, определенных на штампах № 12, 13 и 1—6, приведено на рис. 4-13. Учитывая, что наиболее близкими к испытанным штампами № 12, 13 являются породы в основании штампов № 1, 2, можно принять, что влияние длительного нагружения привело к снижению значения $\tau_{ск}$ в среднем на 17%. Такой эффект снижения сопротивления сколу близок к установленному для пород основания Андиганской плотины.

Влияние площади штампа.

В предыдущей главе было показано, что влияние масштабного эффекта на характеристики деформационных свойств скальных пород может быть значительно. Известно также (§ 1-4), что размеры образцов породы оказывают большое влияние на прочностные показатели. В то же время в литературе приводятся данные, свидетельствующие об относительно небольшом влиянии масштабного эффекта на показатели сопротивления сдвигу горных пород. Так, Берне [Л. 109] при испытаниях трещиноватых мергелей в лабораторных условиях на образцах размером 20×50 см получил следующие параметры кулоновской прямой: $\varphi = 26^\circ$, $C = 1,0$ кгс/см². При испытании тех же пород штампами площадью 4,4 м² соответствующие показатели составили: $\varphi = 25^\circ$, $C = 0,2$ кгс/см². В опытах Хименеса [Л. 113] по сдвигу штампов размером 50×50 и 100×100 см по известнякам с прослойками лигнита и целика известняка размером 400×400 см по прослойке лигнита получены точки, удовлетворительно лежащие на одну прямую (рис. 4-14).

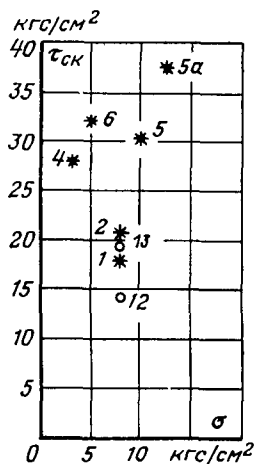


Рис. 4-13. Сравнение значений $\tau_{ск}$ в опытах с быстрым и длительным нагружением штампов.

На хлорит-серицитовых сланцах основания Андижанской плотины и микросланцах (слоистых песчаниках) основания Фархадской плотины МИСИ были выполнены опыты по сдвигу штампов. В первом случае на специально подготовленной площадке были проведены опыты с тремя штампами размером $0,9 \times 1,1$ м (штампы № 23, 24, 25); затем порода была разобрана на глубину примерно 0,5 м и на тех же местах вновь испытаны штампы площадью основания 0,5, 8,0; 16,0 м², имевшие квадратную в плане форму (штампы № 25а, 24а, 23а). Первая

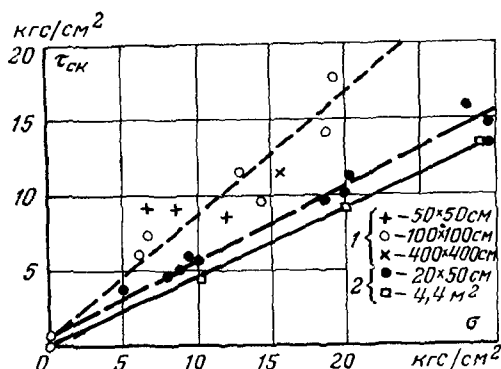


Рис. 4-14. Влияние масштабного эффекта на сопротивление сколу скальных пород.

1 — опыты Хименеса; 2 — опыты Берне

серия опытов выполнялась в начале лета, вторая — в конце осени. В осенний период площадка, на которой были забетонированы штампы второй серии, подверглась сильному обводнению и в течение двух месяцев находилась под водой.

Специфической особенностью хлорит-серицитовых сланцев основания Андижанской плотины является то, что нарушение их естественного сложения, неизбежное при подготовке площадки бетонирования штампов, и одновременное воздействие воды приводит к резкому уменьшению прочности. Косвенное представление об этом дают значения коэффициентов размокания и морозостойкости, определенные на образцах этих пород и составлявшие: $K_p = 0,75 \div 0,84$; $K_m = 0,30 \div 0,70$. Поэтому можно полагать, что разные условия проведения опытов должны были оказать влияние на конечные результаты.

Во втором случае, на пойменном участке Фархадской плотины, было испытано три штампа площадью 1,0; 5,0; 12,0 м², имевших квадратную в плане форму (штампы № 5, 6, 7). Порода в основании этих штампов характеризовалась высокой степенью однородности.

Во всех указанных выше испытаниях нормальная нагрузка создавалась лишь собственным весом самих штампов. Результаты опытов и значения показателей прочности породы под каждым штампом приведены в табл. 4-5.

Таблица 4-5

№ штампов	Площадь, м ²	σ , кгс/см ²	$\tau_{ск}$, кгс/см ²	$\mu_{ск}$, мм	$\tau_{кр}$, кгс/см ²	$\mu_{кр}$, мм	$tg\alpha_{ск}$	$tg\varphi$	$C_{ск}$, кгс/см ²
-----------	-------------------------	--------------------------------	-----------------------------------	-----------------	-----------------------------------	-----------------	-----------------	-------------	--------------------------------

Сланцы основания Андижанской плотины

25	1,0	0,2	9,2	1,11	2,2	0,12	1,14	0,64	7,80
25а	0,5	0,15	7,0	2,50	1,1	0,08	1,19	0,69	5,40
24	1,0	0,2	3,0	1,80	1,2	0,11	0,90	0,62	2,40
24а	8,0	0,5	2,2	2,75	0,8	0,20	0,80	0,56	0,97
23	1,0	0,2	3,2	1,0	1,2	0,10	0,86	0,65	2,50
23а	16,0	0,5	2,2	5,8	0,5	0,20	0,88	0,62	0,55

Микросланцы основания Фархадской плотины

5	1,0	0,2	11,0	1,30	1,52	0,06	1,20	0,70	8,6
6	5,0	0,4	8,0	2,10	1,28	0,15	1,20	0,65	4,6
7	12,0	0,4	9,9	2,50	1,34	0,20	1,20	0,68	5,8

Данные опытов свидетельствуют об уменьшении критериев прочности скальных пород и увеличении соответствующих значений перемещений с возрастанием размеров штампа. Для хлорит-серицитовых сланцев основания Андижанской плотины уменьшение $\tau_{ск}$ и $\tau_{кр}$ весьма велико, что, по-видимому, связано также с упомянутыми условиями проведения опытов. Кроме того, значительная неоднородность породы на опытном участке привела к тому, что разброс значений сопротивления сколу и критического сопротивления даже для штампов одинакового размера достигал 2—3 раз. Опыты на микросланцах основания Фархадской плотины показали снижение $\tau_{ск}$ и $\tau_{кр}$ при переходе к штампам большего размера на 10—20%. Так же как и в предыдущем слу-

чае, отмечается увеличение горизонтальных перемещений, соответствующих значениям $\tau_{ск}$ и $\tau_{кр}$.

Влияние масштабного эффекта практически не сказалось на показателях $\lg \alpha_{ск}$ и $\lg \phi$. В то же время показатель $C_{ск}$ существенно уменьшился. Аналогичная картина уменьшения C имела место и в упомянутых выше опытах Берне.

Таким образом, можно полагать, что увеличение области исследования при сохранении квазиоднородного ее строения и отсутствии качественно новых провоцирующих разрушение поверхностей приведет к снижению сцепления при постоянных значениях коэффициента трения и сопротивления подъему штампа. При этом должно быть соблюдено также и постоянство напряжений, нормальных к поверхности разрушения.

О связи критериев прочности при растяжении и при сдвиге. Для сопоставления прочностных показателей пород при сдвиге и растяжении были выполнены специальные опыты, основные результаты которых приведены в табл. 4-6. Опыты выполнялись на микросланцах основания Фархадской плотины. Схема опытов была показана на рис. 4-4.

Таблица 4-6

Опыты на сдвиг				Опыты на отрыв		
№ штампов	σ , кгс/см ²	$\tau_{кр}$, кгс/см ²	$\tau_{ск}$, кгс/см ²	№ штампов	$R_{окр}$, кгс/см ²	$R_{отр}$, кгс/см ²
5	0,2	1,52	11,0	8	2,4	7,2
6	0,4	1,28	8,0	9	2,0	5,2
7	0,4	1,34	9,9	10	1,6	3,2

Предельное сопротивление на разрыв по абсолютному значению оказалось в 1,5—3,0 раза меньше сопротивления сколу, тогда как критическое сопротивление растяжению в 1,2—1,6 раза превысило $\tau_{кр}$. Если отношение $\tau_{ск}/R_{отр}$ в среднем соответствует наблюдаемому при испытаниях образцов скальных пород и углей [Л. 30], то зависимость между критическими сопротивлениями показала явное преувеличение сопротивления растяжению.

Проведенные опыты были использованы для анализа расчетных схем С. А. Фрида и Е. И. Широбокова, рас-

смотренных в § 4-1. Поскольку не удалось с достаточной точностью определить критерии прочности по С. А. Роза, значения τ , рассчитанные по формуле (4-8) при разных значениях m , а также значения τ , рассчитанные по формуле (4-9) с учетом формулы (4-10) при разных значениях μ , сопоставлялись с $\tau_{кр}$ и $\tau_{ск}$. Результаты расчетов приведены в табл. 4-7. В качестве значения R_0 в формулах (4-8), (4-9) принималось $R_{опр}$.

Таблица 4-7

№ штампов	$\tau_{кр}$, кгс/см ²	$\tau_{пр}$, кгс/см ²	По С. А. Фриду		По Е. И. Ширококову		
			τ при $m=0,5$	τ при $m=1,3$	τ при $\mu=0$	τ при $\mu=0,2$	τ при $\mu=0,5$
5	1,52	11,0	2,25	2,18	3,53	2,94	2,32
6—7	1,31	9,0	1,50	1,34	2,84	2,32	1,79

Влияние нормального напряжения на критерии прочности. Выше было показано, что коэффициент трения и сцепление практически не зависят от среднего нормального напряжения в основании штампа, в то время как показатель $\operatorname{tg} \alpha_{ск}$ существенно уменьшается с увеличением σ . Этим, в частности, и объясняется отмечаемая в опытах тенденция к выполаживанию зависимости $\tau_{пр} = f(\sigma)$ с возрастанием нормального давления.

Выполненными в МИСИ исследованиями В. Н. Булакова было установлено, что при $\sigma > 0$ (по крайней мере в интервале нормального давления от 2 до 40 кгс/см²) опытная зависимость $\operatorname{tg} \alpha_{ск} = f(\sigma)$ хорошо аппроксимируется уравнением

$$\operatorname{tg} \alpha_{ск} = \left(\operatorname{ctg} \varphi + \frac{\sigma}{2B} \right) - \sqrt{\left(\operatorname{ctg} \varphi + \frac{\sigma}{2B} \right)^2 - \operatorname{ctg}^2 \varphi}, \quad (4-36)$$

где B — показатель, имеющий размерность напряжения и не зависящий от σ . При $\sigma = \text{const}$ из уравнения (4-36) легко найти B :

$$B = \frac{\sigma \operatorname{tg} \alpha_{ск}}{(\operatorname{ctg} \varphi - \operatorname{tg} \alpha_{ск})^2}. \quad (4-37)$$

Определив по данным каждого опыта при постоянном значении нормального давления $\operatorname{tg} \varphi$ и $\operatorname{tg} \alpha_{ск}$, можно по формуле (4-37) рассчитать соответствующий

показатель B . Тогда оказывается удобно в качестве параметров сопротивления породы в основании штампа сдвигающему усилию использовать независимые от нормального давления показатели $\operatorname{tg} \varphi$, B и $C_{\text{ск}}$. Задавшись некоторыми значениями σ , можно по (4-36) рассчитать

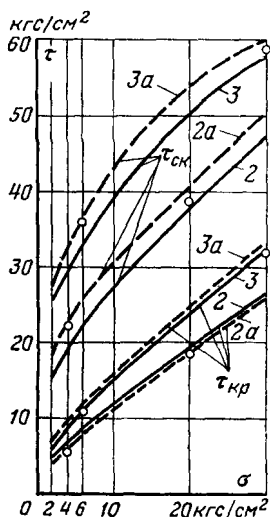


Рис. 4-15. Зависимости $\tau_{\text{ск}} = f(\sigma)$ и $\tau_{\text{кр}} = \varphi(\sigma)$ для штампов № 2, 2а и 3, 3а.

изменение показателей $\operatorname{tg} \alpha_{\text{ск}}$, $\operatorname{tg} \alpha_{\text{сд}}$ для породы в основании каждого штампа с изменением нормального давления и, используя зависимости (4-26), (4-28) или (4-34) построить кривые $\tau_{\text{ск}} = f(\sigma)$, $\tau_{\text{сд}} = \psi(\sigma)$ или $\tau_{\text{кр}} = \varphi(\sigma)$.

На рис. 4-15 приведены результаты экспериментальной проверки справедливости предложенного приема. Кривые $\tau_{\text{ск}} = f(\sigma)$ и $\tau_{\text{кр}} = \varphi(\sigma)$ рассчитаны для штампов № 2 и 2а и 3 и 3а, данные о которых помещены в табл. 4-3. Точками показаны значения $\tau_{\text{ск}}$ и $\tau_{\text{кр}}$, определенные для нормальных напряжений, принятых в опытах. Поскольку испытания породы этими штампами выполнялись практически в одних и тех же условиях, можно считать, что близкое совпадение полученных расчетом кривых подтверждает

возможность использования предложенного приема для определения зависимости сопротивления скальных пород сдвигающим усилиям от нормального давления при испытаниях с помощью одного штампового опыта.

4-4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ ПОКАЗАТЕЛЕЙ ПРОЧНОСТНЫХ СВОЙСТВ СКАЛЬНЫХ ПОРОД И АНАЛИЗ ПРОЧНОСТИ ОСНОВАНИЙ

Изложенные в предыдущих параграфах настоящей главы результаты исследований позволяют для каждой опытной площадки в пределах массива скальных пород определить критерии прочности при сдвиге или отрыве штампа, установить инвариантные к нормальным напряжениям показатели сопротивления сдвигу $\operatorname{tg} \varphi$, B , $C_{\text{ск}}$ и построить зависимости $\tau_{\text{ск}}$, $\tau_{\text{сд}}$, $\tau_{\text{кр}}$ от σ . Важно отме-

тить, что все эти показатели и зависимости характеризуют прочностные свойства породы только тех площадок, на которых проводились эксперименты, и только для конкретных условий проведения опытов. Вместе с тем именно эти данные приходится использовать для определения расчетных показателей прочностных свойств пород в пределах всего массива или по крайней мере предполагаемых поверхностей разрушения. Наилучшим образом эта задача может быть решена на базе тщательно разработанной геомеханической модели конкретного объекта при проведении опытов на площадках, являющихся типовыми для рассматриваемого массива пород. При этом крайне важно заранее выбрать метод исследования напряженно-деформированного состояния, прочности и устойчивости массива скальных пород. Будем исходить из того, что в качестве основного метода анализа в данной работе принимается расчет методом конечных элементов. Однако многие из приведенных ниже рекомендаций к определению расчетных показателей прочностных свойств скальных пород остаются справедливыми и при использовании традиционных методов расчета устойчивости.

Рассмотрим сначала задачу в общей постановке, а затем сформулируем практические рекомендации. При построении геомеханической модели массива скальных пород, как указывалось в § 3-5, в пределах массива выделяются неоднородные по строению и состоянию области, характеризующиеся определенными величинами или закономерностями изменения показателей деформационных свойств пород. Локализируются одиночные зоны дробления, крупные трещины и четко выраженные нарушения, которые могут явиться потенциальными поверхностями разрушения.

Для построенной таким образом геомеханической модели основания, взаимодействующего с сооружением, или модели массива пород производится расчет напряженно-деформированного состояния методом конечных элементов. Полученное поле напряжений отражает неоднородность строения, состояния и деформационных свойств массива.

Предположим, что для любого участка геомеханической модели известны расчетное сопротивление растяжению R_p и расчетное условие прочности при сдвиге $\tau_p = f(\sigma)$. Тогда оказывается возможным оценить в лю-

бой точке основания состояние породы по прочности на растяжение и на сдвиг. Напряжения сжатия будем принимать со знаком плюс, растяжения — минус.

Если в какой-либо точке минимальное главное напряжение оказывается меньше или равно R_p , принимается, что в этой точке наступило разрушение из-за разрыва породы по плоскости, нормальной к направлению действия σ_{\min} . При $\sigma_{\min} > R_p$ производится оценка прочности на сдвиг по коэффициенту запаса прочности:

$$\eta = \frac{\tau_{\alpha p}}{\tau_{\alpha}}, \quad (4-38)$$

где τ_{α} — касательное напряжение в точке, действующее по наиболее опасной площадке с углом наклона α ; $\tau_{\alpha p}$ — расчетное сопротивление породы сдвигающему усилию в этой точке на той же площадке. При $\eta > 1$ прочность породы в точке будет обеспечена; при $\eta \leq 1$ принимается, что в данной точке наступило разрушение породы за счет сдвига.

Если во всех точках массива $\sigma_{\min} > R_p$ и $\eta > 1$, то рассчитанное поле напряжений будет соответствовать действительности (за исключением тех случаев, когда потребуется произвести перерасчет вследствие нелинейной зависимости показателей деформационных свойств от напряжений или изменения границ исследуемой области). Если же в каких-либо точках $\sigma_{\min} \leq R_p$ или $\eta \leq 1$, то величины напряжений, определенные в окрестностях этих точек исходя из гипотезы упругой работы материала, не соответствуют действительности. В окрестностях таких точек должны быть изменены показатели деформируемости породы с учетом происшедшего разрушения и во втором цикле расчета вновь определены действующие напряжения и вновь произведена оценка прочности породы. Выполняя подобный циклический расчет, можно установить тенденцию к развитию или стабилизации процесса разрушения пород основания и вынести решение об устойчивости исследуемой системы. Пример подобного расчета приведен в § 5-5.

Таким образом, рассматриваемая в настоящем параграфе задача сводится к установлению правил определения R_p и τ_p по данным экспериментальных исследований скальных пород и правил определения изменения показателей деформационных свойств пород при усло-

вии локального разрушения, т. е. при $\sigma_{\min} \leq R_p$ или $\eta \leq 1$.

Определение расчетных показателей сопротивления растяжению и сдвигу. Выше были изложены методики экспериментального определения предельных и критических значений сопротивления скальных пород растяжению и сдвигу. Было отмечено, что при растягивающих напряжениях, не превышающих критического сопротивления отрыву, перемещения штампа незначительны и зависимость $\sigma = \varphi(v)$ практически линейна. Отмечалось, что при $\tau < \tau_{кр}$ в основании штампа процессы упрочнения связей преобладают над процессами их разрушения, относительные перемещения штампа крайне малы и зависимость $\tau = f(u)$ также близка к линейной, т. е. при $\sigma_{\min} > R_{окр}$ и при $\tau < \tau_{кр}$ разрушение породы еще незначительно и ее прочность в основании штампа гарантирована. Учитывая степень ответственности гидротехнических сооружений, стремление к недопущению трещинообразования или раскрытия существующих трещин в основании подпорных сооружений (даже при условии обеспечения прочности на растяжение и сдвиг), в качестве исходных экспериментальных данных для определения расчетных прочностных показателей в настоящей работе рекомендуется использовать критические значения сопротивлений

В соответствии с общими принципами определения расчетных показателей можно записать:

$$R_p = k_R m_R R_{окр}; \quad (4-39)$$

$$\tau_p = k_\tau m_\tau \tau_{кр}, \quad (4-40)$$

где k_i , m_i — коэффициенты, учитывающие неоднородность породы в пределах исследуемого участка и отличие условий проведения опытов от условий работы породы в массиве.

Условие (4-40) удобнее выразить через прочностные показатели, определенные в опытах:

$$\left. \begin{aligned} \operatorname{tg} \varphi_p &= k_f m_f \operatorname{tg} \varphi; \\ B_p &= k_B m_B B; \\ C_{ск\ p} &= k_C m_C C_{ск}. \end{aligned} \right\} \quad (4-41)$$

Определение коэффициентов неоднородности k_i может быть выполнено с помощью статистической обра-

ботки соответствующих показателей, найденных для каждого штампового опыта, например, методом гарантированных значений с заданным процентом обеспеченности. Для этого в пределах, характерных для массива участков пород должно быть предусмотрено необходимое количество штамповых испытаний.

Более сложно определение коэффициентов m_i , являющихся некоторым аналогом коэффициента условий работы. Можно предположить, что значения этих коэффициентов прежде всего связаны с влиянием масштабного и временных эффектов, а также с возможным изменением свойств породы в результате строительства сооружения (разуплотнение при разработке котлована, влияние изменения водного режима, цементация и т. п.). Корректирующие коэффициенты, учитывающие эти факторы, должны вводиться на основе специальных экспериментов. Некоторые данные по влиянию временного и масштабного факторов были приведены в предыдущем параграфе, влияние разуплотнения породы и ее цементации рассматривается для конкретных условий в следующей главе.

Опыт показывает, что $\text{tg } \varphi$ не подвергается значительным изменениям. В большинстве случаев оказывается возможным принимать этот показатель равным значениям, установленным с учетом статистической обработки, т. е. полагать $m_f = 1$. Основные изменения касаются показателя $C_{\text{ск}}$ и, возможно, в какой-то мере показателя B .

При расчете напряженно-деформированного состояния системы «сооружение — основание» методом конечных элементов рекомендуется для учета влияния масштабного эффекта исходить из следующих соображений. Элементы, на которые исследуемая область разделяется сеткой разбивки, имеют конечные размеры, причем, как указывалось в гл. 2, размеры этих элементов на наиболее опасных участках области выбираются наименьшими. При треугольной или прямоугольной форме элементов напряжения в пределах каждого элемента могут быть приведены к средним значениям, что соответствует представлениям о средних значениях напряжений в основании опытного штампа, т. е. максимальный размер штампа при установлении влияния масштабного эффекта должен быть близок к размеру элементов, принятых в сетке разбивки исследуемой области.

Указанные выше правила позволяют с высокой степенью обоснованности определять, исходя из результатов полевых экспериментов, расчетные показатели сопротивления скальных пород растяжению и сдвигу. Предельные значения прочностных показателей могут быть определены с помощью подобных же коэффициентов k , и m ; по полученным в опытах значениям критериев $R_{опр}$, $\tau_{ск}$, $\tau_{сд}$ или $\tau_{ост}$. Часто бывает полезно сопоставить между собой значения расчетных и предельных показателей прочностных свойств скальных пород исследуемого объекта.

Приведем в качестве примера некоторые данные об определении расчетных показателей пород основания Андижанской плотины. В соответствии с классификацией, принятой для хлорит-серицитовых сланцев основания плотины, все породы разделялись по прочностным показателям на три группы: а) сланцы средней сохранности; б) сланцы повышенной трещиноватости; в) заполнитель крупных трещин. Штамповые опыты, проведенные на типичных для этих групп пород площадках, позволили установить показатели сопротивления сколу, сдвигу и критического сопротивления, изменявшиеся для каждой группы в значительных пределах. Для сланцев средней сохранности опытные $\tau_{ск}$ и $\tau_{кр}$ показаны точками на рис. 4-16. В табл. 4-8 приведены соответствующие характеристики пород двух первых групп, полученные обработкой опытных данных.

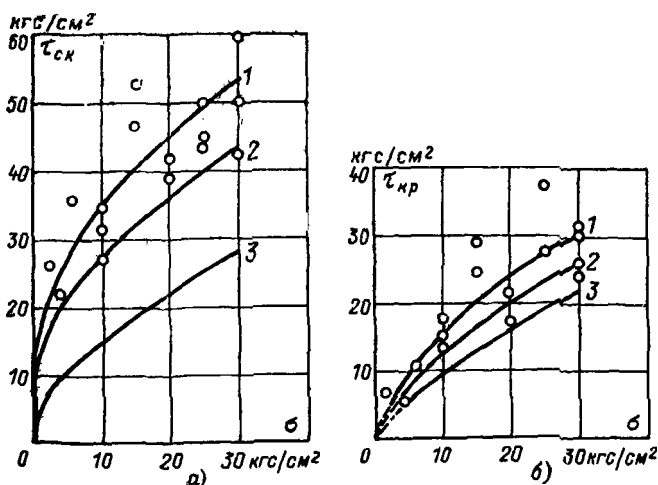


Рис. 4-16. Данные о сопротивлении сдвигу сланцев средней сохранности основания Андижанской плотины.
а — сопротивление сколу, б — критическое сопротивление.

Таблица 4-8

Показатели	Сланцы ссыпания Андиганской плотины					
	средней сохранности			повышенной трещиноватости		
	tg φ	$C_{ск}$, кгс/см ²	B , кгс/см ²	tg φ	$C_{ск}$, кгс/см ²	B , кгс/см
Средние опытные значения	0,68	13,50	7,87	0,60	4,20	2,20
Коэффициенты неоднородности k_i с вероятностью 99%	0,94	0,67	0,71	0,93	0,60	0,57
Средние значения с вероятностью 99%	0,64	9,00	5,51	0,56	2,62	1,25
Значения коэффициентов m_i	1,0	0,33	0,33	1,0	0,33	0,33
Расчетные показатели	0,64	3,0	1,84	0,56	0,90	0,42

По значениям этих характеристик с использованием формул (4-26), (4-34) и (4-36) были рассчитаны зависимости $\tau_{ск}$ и $\tau_{кр}$ от σ . Для сланцев средней сохранности эти зависимости приведены на рис. 4-16. Кривые 1 соответствуют средним опытным значениям, кривые 2 — средним опытным значениям с вероятностью 99%, кривые 3 — тем же значениям с учетом коэффициента условий работы m_i . В качестве расчетной принята зависимость 3 на рис. 4-16, б. Сопоставление точек этой зависимости с соответствующими точками кривой 3 на рис. 4-16, а позволяет оценить запас принятых расчетных показателей τ по отношению к предельным. Аналогичная обработка была выполнена и для сланцев повышенной трещиноватости.

Следует отметить, что при построении зависимости $\tau_{кр} = \varphi(\sigma)$ из-за условностей в формуле (4-36) минимальное значение σ было принято равным 2,0 кгс/см². Дальнейшая экстраполяция кривой в сторону меньших значений σ проводилась в соответствии с определенными значениями $R_{окр}$.

Расчетное сопротивление пород растягивающим усилиям устанавливалось на основе значений $R_{окр}$, полученных по данным опытов на отрыв штампов, с учетом понижающего коэффициента 0,3. Для пород средней сохранности это значение равно — 0,3 кгс/см², для пород повышенной трещиноватости — равно нулю.

Зависимости $\tau = f(\sigma)$ могут быть аппроксимированы уравнениями типа

$$\tau = a\sigma + b \quad (4-42)$$

с постоянными или переменными коэффициентами a и b .

Сопротивление сдвигу по крупным трещинам, установленное на основе штамповых опытов, характеризовалось следующими показателями: $\text{tg } \varphi_p = 0,47$; $C_{скp} = 0$; $B_p = 0$. Сопротивление растяжению принималось равным нулю. Тогда расчетное сопротивление сдвигу по трещине можно аппроксимировать уравнением

$$\tau_p = a\sigma, \quad (4-43)$$

где $a = \text{tg } \varphi_p$.

Полученные расчетные показатели и зависимости использовались для насыщения прочностными характе-

ристиками геомеханических моделей основания контрфорсов Андижанской плотины. Пример одной из моделей был приведен на рис. 3-23. Для зоны контакта контрфорс — основание прочностные показатели назначались с учетом реального распределения пород средней или повышенной трещиноватости, установленного в результате инженерно-геологических изысканий после вскрытия котлована. В расчете методом конечных элементов использовалась комбинированная сетка разбивки, состоящая из прямоугольных элементов для трещин и зоны контакта и треугольных элементов — для межтрещинных блоков породы.

Определение изменения показателей деформационных свойств скальных пород при локальном разрушении. Применительно к грунтовым основаниям, для которых предполагается отсутствие масштабного эффекта, связь между показателями прочности и деформируемости за пределами линейной зависимости вплоть до разрушения устанавливается по результатам трехосных испытаний образцов. Известны закономерности, выявленные исследованиями С. С. Вялова, Г. М. Ломизе, М. В. Малышева, А. Л. Крыжановского, Л. Н. Рассказова и др., и успешно используемые в практических расчетах. Для массивов скальных пород, обладающих ярко выраженной масштабностью строения и свойств, такой подход не представляется возможным. Поэтому определение закономерностей изменения показателей деформационных свойств скальных пород при локальном разрушении должно основываться на некоторых предпосылках, не противоречащих физическим процессам разрушения и соответствующим принятой расчетной схеме.

Некоторые частные случаи решения этой задачи применительно к расчетам методом конечных элементов рассмотрены Ю. Б. Мгалобеловым¹, В. В. Семеновым [Л. 53], В. Виттке [Л. 125] и др. Ниже предлагается более общее решение, основанное на следующих предпосылках:

1. Оценка прочности породы производится на основе анализа напряжений, отнесенных к центрам тяжести элементов сетки разбивки исследуемой области. При нарушении условий прочности ($\sigma_{\min} \leq R_p$ или $\eta \leq 1$) счи-

¹ Мгалобелов Ю. Б. Методика расчета прочности и устойчивости береговых упоров арочных плотин. Дис. на соиск. учен. степени канд. техн. наук. Л., 1972 (ЛПИ).

тается, что в пределах всего элемента произошло разрушение породы за счет разрыва или сдвига.

2. При разрывном разрушении породы ($\sigma_{\min} \leq R_p$) в пределах элемента из-за раскрытия трещин деформационные показатели принимаются равными нулю. Для треугольных элементов сетки разбивки это соответствует условию $E=0$; для прямоугольных элементов типа «прослоев» и «трещин» соответственно $E=0$, или $k_t = k_n = 0$.

3. При сдвиговом разрушении породы ($\eta \leq 1$) предполагается, что в пределах элемента сформировались площадки скольжения, на которых сохраняется или может измениться условие прочности. Деформационные характеристики породы элемента меняются так, чтобы в результате перераспределения напряжений в элементе и его окрестностях на этих площадках имело место предельное состояние. Очевидно, что по условиям расчета методом конечных элементов одновременно должна быть обеспечена неразрывность перемещений по границам рассматриваемого и соседних элементов.

4. Вследствие изменения деформационных характеристик породы в элементах, подвергшихся локальному разрушению, часть усилий, действовавших ранее на эти элементы, передается на соседние. Поэтому при расчетах поля напряжений исследуемой области во II цикле может оказаться, что разрывные или сдвиговые разрушения возникнут и в других элементах. Это требует дальнейшей корректировки показателей и проведения следующих циклов расчетов напряжений, т. е. процесс корректировки деформационных характеристик на участках локальных разрушений имеет итерационный характер.

5. Для повышения точности используется «двухциклическая» схема расчетов, заключающаяся в следующем. Приложение нагрузок, действующих на исследуемую область, производится поэтапно («внешние» циклы расчетов). Как только при некотором приращении нагрузок в каком-либо элементе или группе элементов возникают локальные разрушения, производятся циклические расчеты по корректировке деформационных характеристик элементов при фиксированных нагрузках («внутренние» циклы расчетов). После выполнения корректировки вновь прикладывается следующая ступень нагрузок и вновь корректируются деформационные показатели.

Этот процесс продолжается до тех пор, пока не будет реализована полная система нагрузок, действующих на исследуемую область.

Следует иметь в виду некоторую условность приведенных предпосылок. Они, в частности, не учитывают возможность появления анизотропии механических свойств породы при локальном разрушении. Однако при достаточно малых размерах элементов сетки разбивки исследуемой области и детальности поэтапного приложения нагрузок приемы, разработанные на основе этих

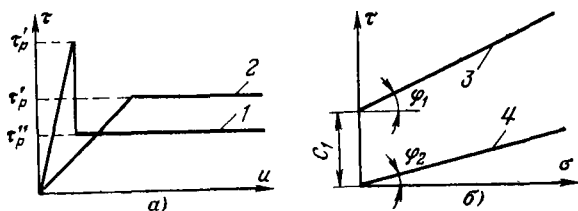


Рис. 4-17. Схематические формы разрушения при сдвиге (а) и условия прочности (б).

1 — «хрупкопластичное» разрушение; 2 — «пластичное» разрушение, 3, 4 — начальное и конечное условия прочности

предпосылок, позволяют существенно улучшить расчет по сравнению с «упругой» постановкой задачи и приблизить его результаты к действительным.

Правила изменения показателей деформационных свойств породы при разрывном разрушении достаточно просты и определены в п. 2.

Рассмотрим соответствующие правила для случая сдвигового разрушения применительно к прямоугольным и треугольным элементам сетки разбивки. Все сказанное ниже относится к «внутренним» циклам расчетов, так как «внешние» циклы выполняются по обычной схеме поэтапного приложения нагрузок. Будем исходить из того, что возможны две формы сдвигового разрушения, которые условно назовем «хрупкопластичное» и «пластичное» (рис. 4-17,а). Хрупкопластичное разрушение приводит к изменению условия прочности (условия предельного состояния) на площадках скольжения в момент разрушения, например к переходу от зависимости 3 к зависимости 4 (рис. 4-17,б). Пластичное разрушение не изменяет условие прочности, т. е. предельное состояние по-прежнему определяется зависимостью 3

или 4 на рис. 4-17,б, характерной для породы в пределах элемента. Физически это соответствует характеру разрушения породы при сдвиге опытного штампа, показанному на рис. 4-2,а (кривые I и II — хрупкопластичное, кривая III — пластичное разрушение).

Ограничимся случаем линейных зависимостей $\tau_p = f(\sigma)$ и представим их в виде, обычном для расчетной практики:

зависимость 3:

$$\tau_p = \sigma \operatorname{tg} \varphi_1 + C_1 \quad \left. \vphantom{\tau_p = \sigma \operatorname{tg} \varphi_1 + C_1} \right\} \quad (4-44)$$

зависимость 4:

$$\tau_p = \sigma \operatorname{tg} \varphi_2.$$

Очевидно, что при заданных расчетных зависимостях или показателях породы [например, формулы (4-42), (4-43)] параметры $\operatorname{tg} \varphi_1$, C_1 и $\operatorname{tg} \varphi_2$ могут быть определены. В более сложных случаях нелинейных зависимостей $\tau_p = f(\sigma)$ предлагаемые ниже приемы остаются справедливыми, однако конечные выражения становятся более громоздкими.

1. Прямоугольные элементы типа «трещина». Условие $\eta \leq 1$ для таких элементов, полученное в I цикле расчета, свидетельствует о физической нереальности рассчитанного поля напряжений. Примем, что в направлении действия касательного напряжения произошло разрушение породы, вызывающее увеличение ее податливости в этом направлении. Количественно это может быть выражено соответствующим уменьшением показателя k_t . Из уравнения для $\tau_{\text{аср}}$ в формуле (2-56) можно записать:

$$\tau_{\text{аср}} = k_t \Delta u_{\text{ср}}, \quad (4-45)$$

где $\Delta u_{\text{ср}}$ — среднее перемещение центра элемента в направлении действия касательного напряжения, рассчитанное в I цикле. Из условия (4-38) при $\eta \leq 1$ $\tau_{\text{аср}}$ должно быть больше или равно $\tau_{\text{ар}}$, что в общем случае не может иметь место. Очевидно, что в зависимости от формы разрушения породы значение $\tau'_{\text{ар}}$ во II цикле расчета не должно превышать

$$\left. \begin{aligned} \tau'_{\text{ар}} &= \sigma_{\text{аср}} \operatorname{tg} \varphi_1 + C_1 \\ \tau'_{\text{ар}} &= \sigma_{\text{аср}} \operatorname{tg} \varphi_2. \end{aligned} \right\} \quad (4-46)$$

или

Тогда скорректированное значение показателя k_t для II цикла расчета будет равно:

$$k'_t = \frac{\tau'_{ap}}{\Delta u_{cp}}, \quad (4-47)$$

где в зависимости от формы разрушения τ'_{ap} определится первым или вторым уравнением в условии (4-46).

При новом значении параметра деформируемости k'_t для рассматриваемого элемента во II цикле расчета вновь определяется поле напряжений, производится оценка прочности породы в пределах элементов и при необходимости вновь корректируются значения деформационных показателей в областях, подвергшихся разрушению.

2. Прямоугольные элементы типа «прослоев» и треугольные элементы. Напомним, что и в этих случаях анализ напряженного состояния и прочности относится к центрам тяжести элементов. Рассмотрим вначале схему пластичного разрушения породы.

Пусть в результате расчета в I цикле для некоторого элемента, порода которого характеризуется деформационными показателями E и μ , получены значения главных напряжений, обеспечивающие условие $\eta \leq 1$ (на рис. 4-18 σ_1 и σ_2). Физически такое состояние нереально, так как круг напряжений не может выйти за пределы огибающей $\tau_p = \sigma \lg \varphi_1 + C_1$, т. е. в какой-то момент формирования поля напряжений в исследуемой области в соответствующей точке уже наступило состояние предельного равновесия (круг напряжений касался огибающей), что привело к образованию площадок скольжения и изменению деформационных показателей породы элемента. В предельном состоянии площадки скольжения наклонены под углом $\pm(\pi/2 - \varphi_1/4)$ к направлению максимального главного напряжения. Примем, что и в «запредельном» состоянии, полученном в I цикле расчета, направление этих площадок не должно было изме-

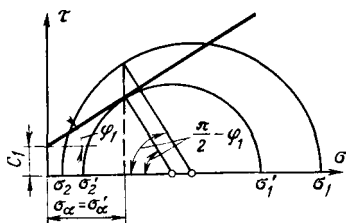


Рис. 4-18. Круги напряжений для случаев пластичного разрушения

ниться. Тогда в соответствии с построениями на рис. 4-18 предельное состояние, предшествовавшее полученным в расчете значениям σ_1 и σ_2 , определится значениями главных напряжений σ'_1 и σ'_2 . При этом излишек усилий, действовавших на рассматриваемый элемент в I цикле расчета, во II цикле должен быть передан на соседние, т. е. изменение напряженного состояния в элементе от σ_1, σ_2 к σ'_1, σ'_2 связано с изменением деформационных показателей породы от E, μ к E', μ' . Одновременно по условиям расчетов методом конечных элементов должна быть обеспечена неразрывность перемещений по границам элементов.

Следует отметить, что введенное предположение о неизменности направлений площадок скольжения рассматривается лишь как расчетный прием. Возможны и другие формы определения неизвестных напряжений σ'_1 и σ'_2 . Однако при малых приращениях действующих нагрузок это не должно существенно повлиять на конечные результаты.

Теперь задача сводится к тому, чтобы по известным значениям деформационных и прочностных показателей в начальном состоянии $E, \mu, \operatorname{tg} \varphi_1, C_1$ и полученным в расчете значениям главных напряжений σ_1 и σ_2 найти значения деформационных показателей E', μ' , обеспечивающие в элементе предельное состояние и неразрывность перемещений по границам элементов.

Определим вначале связь между неизвестными значениями главных напряжений σ'_1 и σ'_2 и полученными в I цикле расчета значениями σ_1 и σ_2 . Для предельного состояния напряжения на площадках скольжения выразятся следующим образом:

$$\left. \begin{aligned} \sigma'_\alpha &= \frac{1}{2} (\sigma'_1 + \sigma'_2) - \frac{1}{2} (\sigma'_1 - \sigma'_2) \sin \varphi_1; \\ \tau'_\alpha &= \frac{1}{2} (\sigma'_1 - \sigma'_2) \cos \varphi_1. \end{aligned} \right\} \quad (4-48)$$

В I цикле расчета на тех же площадках были получены напряжения:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_\alpha &= \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_2) - \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_2) \sin \varphi_1; \\ \tau_\alpha &= \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_2) \cos \varphi_1. \end{aligned} \right\} \quad (4-49)$$

Так как в соответствии с изложенным выше и построениями на рис. 4-18 $\sigma'_\alpha = \sigma_\alpha$ и $\tau'_\alpha = \eta \tau_\alpha$, то из уравнений (4-48) и (4-49) легко определяются напряжения σ'_1 и σ'_2 :

$$\left. \begin{aligned} \sigma'_1 &= \frac{1}{2} [(1 + \eta - \sin \varphi_1 + \eta \sin \varphi_1) \sigma_1 + \\ &+ (1 - \eta + \sin \varphi_1 - \eta \sin \varphi_1) \sigma_2]; \\ \sigma'_2 &= \frac{1}{2} [(1 - \eta - \sin \varphi_1 + \eta \sin \varphi_1) \sigma_1 + \\ &+ (1 - \eta + \sin \varphi_1 - \eta \sin \varphi_1) \sigma_2]. \end{aligned} \right\} \quad (4-50)$$

Поскольку в качестве наиболее опасных рассматривались площадки скольжения, не меняющие своего направления по отношению к главным напряжениям, коэффициент запаса прочности в точке определится известным выражением [Л. 53, 79]

$$\eta = \frac{(\sigma_1 + \sigma_2 + 2C_1 \operatorname{ctg} \varphi_1) \sin \varphi_1}{(\sigma_1 - \sigma_2) \cos^2 \varphi_1} - \frac{\sin^2 \varphi_1}{\cos^2 \varphi_1}. \quad (4-51)$$

Таким образом, значения главных напряжений σ'_1 и σ'_2 , соответствующие предельному состоянию, определены. Условие неразрывности перемещений по границам элементов в предельном и «запредельном» состояниях будет соблюдено, если принять равенство компонент относительных деформаций для этих двух случаев, т. е.

$$\epsilon' = \epsilon, \quad (4-52)$$

где ϵ' — вектор относительных деформаций в предельном, а ϵ — в «запредельном» состояниях. Так как в соответствии с (2-25):

$$\left. \begin{aligned} \sigma' &= D' \epsilon'; \\ \sigma &= D \epsilon, \end{aligned} \right\} \quad (4-53)$$

то, принимая во внимание (4-52), получаем:

$$\sigma' = D^{-1} D' \sigma, \quad (4-54)$$

где σ' , σ — векторы напряжений, соответствующие предельному состоянию и полученному в I цикле расчета; D^{-1} — матрица, обратная физической матрице D , соответствующей начальным значениям деформационных показателей E , μ ; D' — физическая матрица, соответствующая новому значению деформационных показателей E' , μ' .

Из уравнения (4-54), учитывая (2-26), получаем для случая плоской деформации:

$$\left. \begin{aligned} \sigma'_x &= \frac{E'}{E} \frac{1+\mu}{(1+\mu')(1-2\mu')} [(1-\mu-\mu')\sigma_x + (\mu'-\mu)\sigma_y]; \\ \sigma'_y &= \frac{E'}{E} \frac{1+\mu}{(1+\mu')(1-2\mu')} [(\mu'-\mu)\sigma_x + (1-\mu-\mu')\sigma_y]; \\ \tau'_{xy} &= \frac{E'}{E} \frac{1+\mu}{1+\mu'} \tau_{xy}. \end{aligned} \right\} \quad (4-55)$$

Аналогично, используя выражение (2-27), можно найти соответствующие уравнения для случая плоского напряженного состояния.

Подставив (4-55) в уравнение

$$\sigma'_{1,2} = \frac{\sigma'_x + \sigma'_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma'_x - \sigma'_y}{2}\right)^2 + \tau'^2_{xy}} \quad (4-56)$$

и проведя преобразования, получим:

$$\left. \begin{aligned} \sigma'_1 &= \frac{1}{2} \frac{E'}{E} \frac{1+\mu}{1+\mu'} \left[\frac{1-2\mu}{1-2\mu'} (\sigma_1 + \sigma_2) + (\sigma_1 - \sigma_2) \right]; \\ \sigma'_2 &= \frac{1}{2} \frac{E'}{E} \frac{1+\mu}{1+\mu'} \left[\frac{1-2\mu}{1-2\mu'} (\sigma_1 + \sigma_2) - (\sigma_1 - \sigma_2) \right]. \end{aligned} \right\} \quad (4-57)$$

Приравняем соответствующие уравнения зависимостей (4-50) и (4-57) и определим новые значения деформационных показателей:

$$\begin{aligned} \mu' &= \frac{1}{2} - \frac{1-2\mu}{2} \times \\ &\times \frac{\eta (\sigma_1 + \sigma_2)}{\sigma_1 (1 - \sin \varphi_1 + \eta \sin \varphi_1) + \sigma_2 (1 + \sin \varphi_1 - \eta \sin \varphi_1)}; \quad (4-58) \\ E' &= \frac{(1 + \eta - \sin \varphi_1 + \eta \sin \varphi_1) \sigma_1 + (1 - \eta + \sin \varphi_1 - \eta \sin \varphi_1) \sigma_2}{\frac{1+\mu}{1+\mu'} \left[\frac{1-2\mu}{1-2\mu'} (\sigma_1 + \sigma_2) + (\sigma_1 - \sigma_2) \right]} E. \end{aligned} \quad (4-59)$$

Отметим, что если в выражениях (4-58) и (4-59) принять $\eta=1$, то получим $\mu'=\mu$ и $E'=E$.

Таким образом, при пластичной форме разрушения породы новые значения деформационных показателей

элемента для расчетов во II цикле могут быть найдены из выражений (4-58) и (4-59), где коэффициент η определяется формулой (4-51). Естественно, что полученные во II цикле расчетов значения главных напряжений в элементе будут отличаться от принятых выше значений σ'_1 и σ'_2 . Кроме того, изменится напряженное состояние в соседних элементах. Это может потребовать дальнейшей корректировки деформационных показателей, выполняемой по тем же правилам.

Рассмотрим теперь случай хрупкопластичного разрушения. Пусть по-прежнему в результате расчета в первом цикле получены главные напряжения σ_1 и σ_2

(рис. 4-19), причем коэффициент запаса прочности, определенный по формуле (4-51), равен или меньше единицы. Как и в случае пластичного разрушения такое распределение напряжений не может иметь места, т. е. ему должно было предшествовать предельное состояние, характеризующее значениями главных напряжений σ'_1 и σ'_2 , определенными по формулам (4-50). Однако по достижении предельного состояния на сформировавшихся поверхностях скольжения в момент разрушения меняется условие прочности и новая огибающая кругов напряжений выражается уже зависимостью $\tau_p = \sigma \operatorname{tg} \varphi_2$ (рис. 4-19). Соответственно после разрушения напряжения на площадках скольжения будут равны:

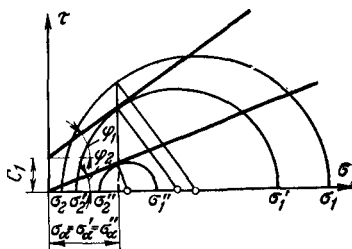


Рис. 4-19. Круги напряжений для случая хрупкопластичного разрушения.

$$\left. \begin{aligned} \sigma''_a &= \frac{1}{2} (\sigma'_1 + \sigma'_2) - \frac{1}{2} (\sigma'_1 - \sigma'_2) \sin \varphi_2; \\ \tau''_a &= \frac{1}{2} (\sigma'_1 - \sigma'_2) \cos \varphi_2. \end{aligned} \right\} \quad (4-60)$$

Напряжения на площадках скольжения в момент разрушения по-прежнему определяются выражениями (4-48).

Из построений на рис. 4-19 видно, что $\sigma''_a = \sigma'_a$, а величина τ''_a , учитывая новое условие прочности, может

быть записана в виде

$$\tau''_{\alpha} = \sigma'_{\alpha} \operatorname{tg} \varphi_2. \quad (4-61)$$

Тогда из уравнений (4-48) и (4-60), принимая во внимание сказанное и учитывая выражение (4-61), получаем:

$$\left. \begin{aligned} \sigma''_1 &= \frac{1}{2} [(\sigma'_1 + \sigma'_2) - (\sigma'_1 - \sigma'_2) \sin \varphi_1] \frac{1 + \sin \varphi_2}{\cos^2 \varphi_2}; \\ \sigma''_2 &= \frac{1}{2} [(\sigma'_1 + \sigma'_2) - (\sigma'_1 - \sigma'_2) \sin \varphi_1] \frac{1 - \sin \varphi_2}{\cos^2 \varphi_2}. \end{aligned} \right\} \quad (4-62)$$

Подставив теперь в уравнения (4-62) соответствующие значения σ'_1 и σ'_2 из выражений (4-50), окончательно получим:

$$\left. \begin{aligned} \sigma''_1 &= \frac{1}{2} [(1 - \sin \varphi_1) \sigma_1 + (1 + \sin \varphi_1) \sigma_2] \frac{1 + \sin \varphi_2}{\cos^2 \varphi_2}; \\ \sigma''_2 &= \frac{1}{2} [(1 - \sin \varphi_1) \sigma_1 + (1 + \sin \varphi_1) \sigma_2] \frac{1 - \sin \varphi_2}{\cos^2 \varphi_2}. \end{aligned} \right\} \quad (4-63)$$

Так же как и в случае пластичного разрушения, можно показать, что при выполнении условия

$$\varepsilon'' = \varepsilon \quad (4-64)$$

зависимость между σ''_1 , σ''_2 и σ_1 , σ_2 выразится теми же уравнениями (4-57) с заменой E' на E'' и μ' на μ'' . Это позволяет аналогичным образом определить новые значения деформационных показателей в случае хрупкопластичного разрушения породы в пределах элемента:

$$\mu'' = \frac{1}{2} - \frac{1 - 2\mu}{2} \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{\sigma_1 - \sigma_2} \sin \varphi_2; \quad (4-65)$$

$$E'' = \frac{[(1 - \sin \varphi_1) \sigma_1 + (1 + \sin \varphi_1) \sigma_2] \frac{1 + \sin \varphi_2}{\cos^2 \varphi_2}}{\frac{1 + \mu}{1 + \mu''} \left[\frac{1 - 2\mu}{1 - 2\mu''} (\sigma_1 + \sigma_2) + (\sigma_1 - \sigma_2) \right]} E. \quad (4-66)$$

Таким образом, при хрупкопластичном разрушении значения деформационных показателей элемента E'' и μ'' рассчитываются по формулам (4-65) и (4-66). В последующих циклах расчета необходимо вновь проводить анализ прочности породы в элементах и в случае необходимости корректировать по изложенным выше правилам значения деформационных показателей,

ПРИМЕРЫ ИССЛЕДОВАНИЙ СКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЙ

5-1. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЗОНЫ НАРУШЕНИЯ ПОРОД ПРИ РАЗРАБОТКЕ ИХ ВЗРЫВАМИ

Для обеспечения надлежащей прочности и малой деформируемости верхней части основания подошва гидротехнического сооружения должна располагаться в пределах сохранных пород. Поэтому значительная толща выветрелой породы подлежит съему. Разработка скальных пород производится, как правило, с применением взрывов. В связи с этим весьма важным является вопрос об определении как всей мощности выветрелых пород, подлежащих съему (зоны съема), так и мощности пород, подвергнувшихся дополнительному трещинообразованию в результате их разработки с помощью взрывов. В практике гидротехнического строительства мощность зоны съема устанавливается достаточно надежно по данным о скорости бурения скважин, выходу керна, удельному водопоглощению и т. п. Менее определенными являются рекомендации по установлению мощности зоны нарушения пород при взрыве.

Воздействие взрыва на трещиноватые скальные породы схематически может быть представлено в следующем виде. Под действием продуктов детонации порода в непосредственной близости от очага взрыва раздавливается, последующие слои сильно сжимаются и начинают перемещаться в радиальном направлении. Вблизи очага взрыва порода полностью вытесняется продуктами взрыва с образованием так называемой камуфлетной полости. К ней непосредственно прилегает зона сильно деформированной породы — зона раздавливания (разрушения). По мере удаления от очага взрыва в движение вовлекается все увеличивающаяся масса породы, вследствие чего с увеличением расстояния убывают и напряжения сжатия. На некотором расстоянии они становятся меньше предела прочности материала и уже не вызывают разрушения породы. Однако в этой зоне еще значительны радиальные смещения частиц среды,

которые вызывают растягивающие напряжения, превосходящие предел прочности породы на разрыв. Это приводит к образованию в породе радиальных трещин, расходящихся во все стороны от очага взрыва. Зона образования радиальных трещин называется зоной трещинообразования. За ней следует зона упругих деформаций, в которой не происходит нарушение структуры материала.

Разрушение скальных пород при взрыве зависит прежде всего от их трещиноватости и прочности отдельных блоков. Трещиноватость породы играет двоякую роль. С одной стороны, именно по трещинам происходит разрушение породы при прохождении взрывной волны, следовательно, чем больше трещиноватость, тем в большей степени порода должна быть подвержена разрушению. С другой — трещиноватость способствует более быстрому затуханию взрывной волны, что приводит к уменьшению мощности зоны разрушения. Мощность зоны трещинообразования в каждом отдельном случае может быть различной и зависит как от вида породы и ее состояния, так и от принятой технологии ведения взрывных работ.

После взрывания порода в зоне нарушения подлежит удалению. В верхней части, где она раздроблена взрывом на отдельные, не связанные друг с другом куски и глыбы, удаление породы производится обычными землеройными механизмами. В нижней, где в породе появляются лишь дополнительные трещины, удаление возможно только после разработки (доборки) ее с помощью специальных скалорезных машин или ручного пневмоинструмента. Вследствие этого нижняя часть называется зоной доборки или иногда зоной ручной доборки.

Мощность зоны нарушения, в том числе и зоны доборки, часто определяется ориентировочно на основе опыта строительства. Уточнение ее границы проводится геологами визуально, путем сравнения интенсивности и характера трещиноватости на вскрытом участке основания с естественной трещиноватостью породы до ее разработки. Иногда ограничиваются простукиванием породы молотком, что позволяет выявить ослабленные участки, характеризующиеся более глухим «бухтящим» звуком. Такая порода подлежит удалению.

Подобная оценка состояния породы в пределах зоны доборки является кропотливым, весьма длительным

процессом и не лишена субъективизма, причем результаты оказываются известными только после удаления всей нарушенной взрывом породы. Это создает затруднения для планирования и организации производства работ по доборке породы и укладке бетона в блоки нижнего яруса сооружения, не позволяет установить четкую границу во времени между этими двумя видами работ.

Из сказанного ясна необходимость разработки достаточно простого и вместе с тем надежного метода оценки мощности зоны нарушения скальных пород после взрыва, позволяющего оперативно контролировать состояние породы перед укладкой бетона. С этой целью МИСИ в содружестве с институтом Средазгипроводхлопок на площадке строительства Андиганской плотины проводились специальные исследования. Поиски оптимального метода основывались на том, что в результате взрыва трещиноватость скальных пород в некоторой зоне увеличивается как за счет раскрытия существующих трещин, включая ранее скрытые и закрытые, так и за счет образования новых. Поэтому использовался комплекс таких методов исследования, у которых измеряемые параметры прямым образом зависят от трещиноватости пород. Некоторые результаты этих исследований опубликованы в [Л. 35].

Комплекс полевых опытов включал: инженерно-геологическое изучение поверхности опытной площадки и описание трещиноватости, перфораторную пенетрацию, бурение скважин с последующим гидравлическим опробованием и ультразвуковым каротажем, поверхностное сейсмопрофилирование, ультразвуковое межшпуровое прозвучивание породы. Для проведения исследований была выбрана специальная опытная площадка размером 25×25 м (рис. 5-1), отвечавшая следующим требованиям: а) порода площадки — хлорит-серицитовые сланцы грубополосчатой текстуры — являлась типичной для значительной части площади основания плотины; б) трещины в пределах опытной площадки были представлены трещинами второго, третьего и четвертого порядка; общий фон трещиноватости был типичен для пойменного участка основания плотины; в) вблизи опытной площадки взрывные работы ранее не производились.

Был принят следующий порядок исследований. После расчистки поверхности площадки от наносного материала производилась ее промывка, продувка воздухом и

тщательное описание трещиноватости. Затем с помощью перечисленных выше способов исследовалось состояние и свойства ненарушенной породы как на поверхности площадки, так и по глубине. Бурение скважин производилось на глубину до 15 м, шпуров — до 2—2,5 м.

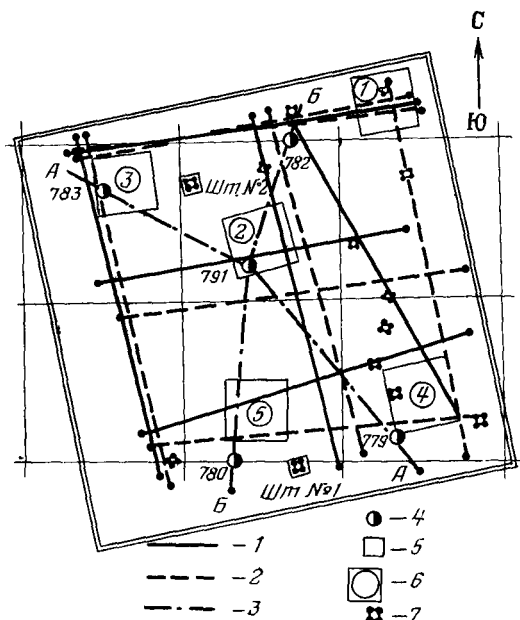


Рис. 5-1. Схема опытной площадки.

1 — сейсмопрофили до взрыва; 2 — сейсмопрофили после взрыва; 3 — линии инженерно-геологических разрезов; 4 — скважины и их номера; 5 — площадки штамповых испытаний; 6 — эталонные площадки; 7 — пункты ультразвукового прозвучивания.

После этого выполнялась планировка площадки, для того чтобы при опытном взрывании исключить возможное влияние существующего рельефа на распространение фронта взрывной волны. Опытный взрыв с помощью шпуровых зарядов в пределах всей площадки был произведен в соответствии с принятой проектом технологией буро-взрывных работ и характеризовался следующими параметрами: глубина шпуров 1 м, расстояние между шпурами 1 м, расход заряда ВВ в шпуре 0,4 кг, общее количество ВВ на площадку 24 кг, удельный расход ВВ на 1 м³ взорванной породы 0,55 кг. Взрывание произво-

дилось в четыре серии по 60 кг ВВ в каждой с замедлением 50 мс.

После взрыва площадка была вновь расчищена, промыта и продута с последующим проведением того же комплекса исследований. Пункты наблюдений в этом случае назначались в тех же местах, что и до взрыва, но, естественно, на более низких отметках. Средняя мощность породы, разрушенной и выбранной после взрыва, составила примерно 1,5 м с отклонением $\pm 20-30$ см.

Приведенные ниже результаты исследований позволяют судить о возможностях каждого элемента комплекса и рекомендовать оптимальный метод определения мощности зоны нарушения породы при разработке ее с помощью взрыва.

Изучение трещиноватости. Съемка трещин второго и третьего порядков выполнялась на всей поверхности площадки, а детальное изучение трещин четвертого порядка — на пяти эталонных площадках размером 16 м² каждая (рис. 5-1). Сопоставление полученных результатов позволило проследить за изменением коэффициента трещинной пустотности в результате взрыва. Следует заметить, что лишь числовое значение $K_{т.п}$ не дает возможности однозначно судить об изменении породы в результате взрыва, так как весьма существенным при этом является еще и качественная характеристика трещин. Поэтому для получения сопоставимых результатов до и после взрыва отдельно анализировались $K_{т.п}$ по трещинам второго и третьего порядков и $K_{т.п}$ по трещинам четвертого порядка.

До взрыва коэффициент трещинной пустотности, обусловленный трещинами второго и третьего порядков, был равен 3,04%, а трещинами четвертого порядка — 0,45%, т. е. общее значение $K_{т.п}$, среднее для всей площадки, — 3,49%. Так как практически все трещины имели крутое и субвертикальное падение под углом 60—75°, то значение $K_{т.п}$ характеризовало и общую пустотность породы.

Общее значение коэффициента трещинной пустотности на поверхности площадки после взрыва и уборки разрушенной породы составило 4,07%, причем значение $K_{т.п}$ для трещин второго и третьего порядков снизилось до 2,46%, а для трещин четвертого порядка повысилось до 1,61%. По-видимому, уменьшение крупной трещиноватости связано с некоторым заглублением в массив.

Увеличение же малой трещиноватости можно отнести только за счет влияния взрыва.

Визуальное изучение трещиноватости дает весьма наглядные результаты, но не может быть использовано в качестве оперативного метода определения мощности зоны доборки, так как оно весьма трудоемко в исполнении и характеризует только данную вскрытую поверхность породы, а не изменение ее состояния по глубине.

Перфораторная пенетрация. На опытной площадке до взрыва и после уборки взорванной породы производился хронометраж бурения шпуров в каждом 10-см интервале с последующим построением изменения скорости пенетрации по глубине. Общее количество исследований составило 220 шпуров до взрыва и 115 шпуров после взрыва. Полученные значения скоростей в пределах различных шпуров изменялись в широком диапазоне (от 13 до 23 м/ч) без каких-либо выраженных закономерностей, что не давало возможности достаточно надежно выделить зоны нарушения. Статистическая обработка результатов опытов также не позволила с уверенностью выделить зону повышенной трещиноватости.

Исследования в скважинах. Гидравлическое опробование скважин как до, так и после взрыва, показало практически постоянные значения удельного водопоглощения в пределах различных интервалов по длине скважин, колеблющиеся от нуля до 0,025 л/мин при давлении 1—2 кгс/см².

Ультразвуковой каротаж скважин (УЗК) выполнялся с помощью прибора УКБ-1 и специального зонда с прижимным устройством для плотного акустического контакта датчиков со стенками скважины. Использовались датчики из сегнетовой соли с собственной частотой колебаний около 100 кГц. Конструкция зонда позволяла вести двухразовое прозвучивание породы с базами 40 и 80 см, что обеспечивало контроль качества измерения. По результатам УЗК строились графики изменения скорости продольных колебаний по глубине скважин как до, так и после взрыва (рис. 5-2).

Данные ультразвукового каротажа скважин наглядно иллюстрируют образование зоны повышенной трещиноватости после взрыва (заштрихованные участки на рис. 5-2). Мощность этой зоны по исследованиям в пяти скважинах колебалась от 80 до 140 см. Недостатком метода является необходимость бурения скважин.

Поверхностное сейсмопрофилирование выполнялось с помощью стандартной 24-канальной сеймостанции с существенно увеличенной скоростью протяжки, что применительно к поставленной задаче позволило получать сейсмограммы достаточно высокого качества.

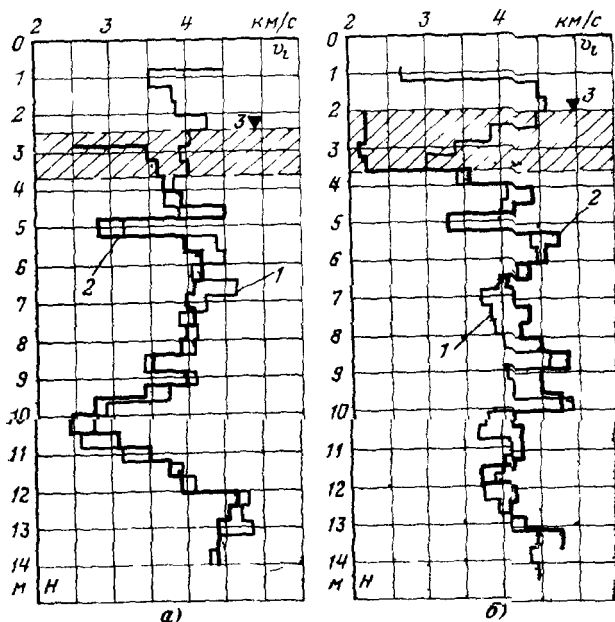


Рис. 5-2. Графики изменения скорости продольных колебаний по глубине скважин.

а — скважина № 780; б — скважина № 783; 1 — до взрыва; 2 — после взрыва; 3 — поверхность площадки после уборки взорванной породы.

Сейсмоприемники располагались на расстоянии 1 м друг от друга, длина профиля составляла 24 м (рис. 5-1). Возбуждение упругих колебаний производилось ударным способом. По результатам сейсмопрофилирования мощность зоны нарушения пород после взрыва колебалась от 0,2 до 3,5 м, т. е. в отдельных случаях она оказывалась весьма значительной и существенно превышала отмеченную при визуальных наблюдениях. По-видимому, это связано с невысокой градиентностью среды, в силу чего метод сейсмопрофилирования с регистрацией ре-

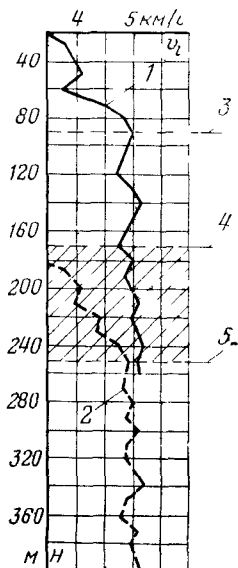


Рис 5-3 Графики изменения скорости продольных колебаний по глубине

1 — скорость до взрыва, 2 — то же после взрыва; 3 — спланированная поверхность площадки перед взрывом, 4 — поверхность площадки после взрыва и уборки разрушенной породы, 5 — нижняя граница зоны трещинообразования

фрагментированных волн дает недостаточно надежные результаты

Ультразвуковое межшпуровое прозвучивание пород площадки велось в шпурах глубиной до 2—2,5 м. После выполнения исследований на площадке и проведения опытного взрыва с последующей расчисткой шпуры вновь добуривались до глубины 2—2,5 м. Расстояние между шпурами в пунктах ультразвукового прозвучивания (см. рис. 5-1) составляло около 0,5—1,2 м. В качестве

датчиков использовались кристаллы сегнетовой соли с частотой колебаний 100 кГц. Шаг измерений по глубине был принят равным 10 см. На рис. 5-3 представлен характерный график изменения значений скоростей продольных волн v_l по глубине, полученный в опытах для одного и того же пункта как до, так и после взрыва. Как правило, по мере удаления от дневной поверхности наблюдается относительно плавное увеличение значения v_l в пределах некоторой зоны, ниже которой скорости остаются практически постоянными за исключением отдельных участков их резкого снижения, обусловленного наличием трещин второго порядка. Мощность зоны трещинообразования в породе вследствие взрыва может быть определена достаточно надежно по точке перегиба на графиках $v_l = f(H)$ (заштрихованный участок на рис. 5-3).

Поскольку ультразвуковые исследования в шпурах проводятся при относительно небольших базах и с использованием высокочастотных датчиков, то малейшее изменение состояния породы приводит к изменению скоростей v_l , что позволяет с большой степенью точности выделять зону трещинообразования. Мощность этой зоны для пород опытной площадки по данным межшпурового прозвучивания изменялась в пределах

0,8—1,0 м, что удовлетворительно согласуется с результатами ультразвукового каротажа скважин

Межшпуровое прозвучивание пород отличается значительной простотой выполнения измерений и обработки получаемых данных. Точность определения мощности зоны разуплотнения пород зависит от шага измерений по глубине, который может быть достаточно малым. Таким образом, можно считать, что данный метод отвечает требованиям, предъявляемым к экспресс-методу для оценки мощности зоны доборки. Бурение шпуров целесообразно вести через специальный шаблон, обеспечивающий их строгую параллельность и постоянство баз ультразвукового прозвучивания. В этом случае с помощью заранее составленных таблиц «время—скорость» при постоянных базах прозвучивания и готовых сеток для построения графиков $v_i = f(H)$ определение мощности зоны разуплотнения на каждом пункте может быть выполнено в течение нескольких минут.

В процессе проведения указанного выше комплекса исследований была сделана попытка непосредственными опытами по сдвигу штампов площадью 1 м², прибетонированных к породе на разных отметках, получить данные об изменении прочностных показателей. Опыты проводились в двух пунктах площадки на отметках, соответствующих ее естественной поверхности, поверхности, образованной после взрыва и уборки разрушенной породы, и после доборки породы в зоне трещинообразования на глубину 50—60 см. Всего было выполнено 6 штампо-опытов. Испытания показали весьма слабую тенденцию к увеличению характеристик сопротивления сдвигу с глубиной и не позволили с уверенностью оценить влияние взрыва на изменение прочностных показателей скальных пород. Это связано, по-видимому, как с общей неоднородностью породы площадки и вследствие этого недостаточным количеством проведенных исследований, так и с неизбежными нарушениями породы в основании штампа при планировке площадки перед бетонированием.

Проведенные исследования позволили рекомендовать и успешно внедрить следующий порядок ведения контроля за состоянием пород основания Андижанской плотины при вскрытии котлована. Для уточнения мощности зоны выветрелых пород, подлежащих съему в пределах контура сооружения, вначале проводится поверхностное

сейсмопрофилирование или межскважинное прозвучивание. Глубина скважин в последнем случае должна быть несколько больше зоны выветривания, определенной по результатам бурения. Для получения качественного первичного материала возбуждение колебаний следует производить с помощью взрывов. Как показали исследования, для условий основания Андижанской плотины при шаге скважин 50—75 м четкие сейсмограммы получались при взрывании 100—150 г ВВ.

Установленная таким образом зона выветривания скальных пород должна разрабатываться в соответствии с технологией, принятой на строительстве. При разборке нижних слоев породы следует оставлять защитный слой, который в последующем должен разрабатываться с применением механических способов разрушения. Определение средней мощности этого слоя производится с помощью ультразвукового прозвучивания между шпурами. При значительной субгоризонтальной трещиноватости целесообразно применять также ультразвуковой каротаж скважин или шпуров. Эти же способы следует использовать для оперативного контроля качества скального основания, подготовленного под укладку бетона.

5-2. ОЦЕНКА ВЛИЯНИЯ УКРЕПИТЕЛЬНОЙ ЦЕМЕНТАЦИИ НА МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА СКАЛЬНЫХ ПОРОД

Укрепительная цементация скальных оснований гидротехнических сооружений проводится для повышения монолитности контакта между сооружением и основанием, увеличения прочности и уменьшения деформируемости породы, выравнивания неоднородности ее механических свойств на разных участках. При определенных условиях оказывается также целесообразной цементация пород в зоне выветривания, позволяющая уменьшить мощность зоны съема.

Основным вопросом обоснования решения о проведении укрепительной цементации является оценка степени ее эффективности. Для этого применяют как косвенные инженерно-геологические методы контроля породы до и после цементации (описание трещиноватости, определение скорости бурения и выхода керна, скорости перфораторной пенетрации, водо- и воздухопроницаемости и т. д.), так и прямые методы контроля: нагружение штампами, сейсмо- или ультразвуковое профилирование,

каротаж. При этом в качестве количественного критерия эффективности цементации обычно используют отношение статических модулей деформации, динамических модулей упругости или скоростей упругих колебаний породы до и после проведения опытных работ.

Обобщая большое количество отечественных и зарубежных исследований по оценке эффективности укрепительной цементации различных типов скальных пород с помощью штампов, А. М. Корилов получил график, приведенный на рис. 5-4. Кривая, аппроксимирующая опытные точки на этом графике, практически совпадает с аналогичной кривой, построенной по меньшему количеству точек, приведенной в [Л. 65]. Укрепительная цементация оказывается более эффективной для податливых, чем для жестких пород. Так, при $E=50\,000$ кгс/см² среднее значение $E_{ц}/E=1,5$, а при $E=150\,000$ кгс/см² это отношение составляет лишь 1,2.

В отдельных опытах отмечается аномальное укрепление или ослабление породы после цементации при отношении $E_{ц}/E$, достигающем до 4—5 или 0,2—0,4 (точки, удаленные влево или вправо от кривой). Такие результаты, по-видимому, являются следствием местных влияний: сильное омоиоличивание контактной зоны штамп — порода, отрыв штампа и т. п. и не должны рассматриваться как характерные данные.

Обычно при проведении опытной цементации количество штамповых испытаний бывает весьма ограниченным. При значительном разбросе точек на рис. 5-4 это повышает вероятность получения случайных результатов. Кроме того, штамповые опыты характеризуют изменение деформируемости лишь небольшого объема породы, находящегося в верхней части цементируемого массива. Поэтому при оценке эффективности укрепительной цементации необходимо также проведение сейсмоакустических или ультразвуковых исследований. Такой комплексный

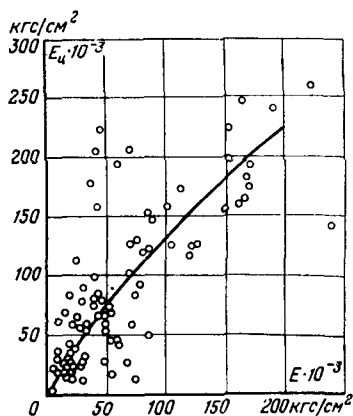


Рис. 5-4. Соотношение модулей деформации скальных пород до цементации E и после $E_{ц}$.

подход позволяет оценить влияние цементации на уменьшение деформируемости пород во всей зоне укрепляемого массива, выявить места локального разрыва породы.

Все указанные выше исследования относятся лишь к оценке изменения деформационных свойств скальных пород. Уменьшение деформируемости породы после цементации может служить косвенным свидетельством повышения ее прочности. Для непосредственной оценки изменения прочностных свойств пород иногда выполняют

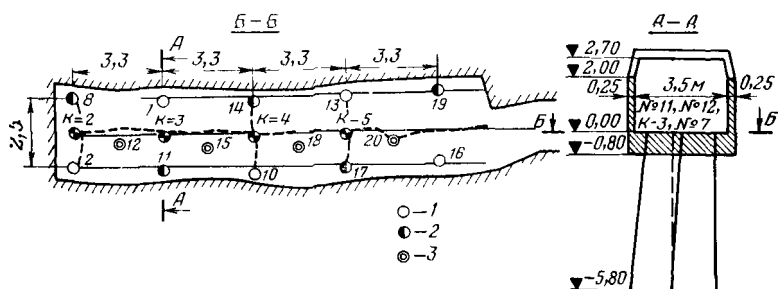


Рис. 5-5. Схема опытной камеры и расположения цементационных скважин.

1 — скважины I очереди, 2 — скважины II очереди, 3 — скважины III очереди.

также опыты по сдвигу штампов до и после опытной цементации.

Анализ результатов комплексных исследований должен проводиться на базе анализа геологических условий опытной площадки и режима цементационных работ. Только в этом случае можно с уверенностью отделить случайные результаты от закономерных и объективно оценить влияние укрепительной цементации на изменение механических свойств скальных пород. В качестве примера такого подхода приведем результаты исследования пород основания Андиганской плотины [Л. 36].

Камера для проведения исследований располагалась в одной из штолен левобершного примыкания плотины на удалении 15—31 м от ее устья (рис. 5-5). Геологическое строение породы было типичным для берегового участка створа: хлорит-серицитовые сланцы с преобладающей субвертикальной трещиноватостью. На глубине 4—6 м скважинами была вскрыта диоритовая дайка переменной мощности. Мелкие сколовые трещины заполнены кальцитом, более крупные — глиной трения, иногда

сопровождаются небольшими зонами милонитизации. В штольне на расстоянии около 7 м от устья камеры располагалась зона дробления. Коэффициент трещинной пустотности изменялся от 3,0% в устье камеры до 0,3% в ее забое.

Опытные работы по укрепителной цементации выполнялись Гидроспецстроем «нажимным» способом через скважины глубиной 5 м. Подошва камеры и ее стенки облицовывались пригрузочным слоем бетона, через который после его твердения велось бурение скважин (рис. 5-5). На каждой скважине был принят следующий порядок работ: бурение, гидравлическое опробование, цементация, повторное гидравлическое опробование и в необходимых случаях повторная цементация. Всего было пробурено 18 скважин, из которых скважины № 2, 7, 8, 10—20 являлись рабочими, № К-2—К-5 контрольными. Обработка рабочих скважин велась в три очереди: I очередь — № 2, 10, 16, 13, 7; II очередь — № 8, 14, 19, 17, 11, III очередь — № 12, 18, 20, 15.

Гидравлическое опробование скважин осуществлялось ступенями давления по 2,5 кгс/см² при максимальных значениях для I и II очередей 12,5 кгс/см², III очереди — 20 кгс/см². В контрольных скважинах максимальное давление доводилось до 25 кгс/см². При удельном водопоглощении менее 0,01 л/мин на 1 м длины скважины цементация не производилась.

Цементация скважин I очереди велась при давлении 10—12,5 кгс/см², II очереди — 12,5 кгс/см², III — 17,5 кгс/см². При этом наблюдался прорыв цементного раствора через трещины, образовавшиеся в нижней пригрузочной плите (пунктир на рис. 5-5), стенки и потолок камеры. В результате расход цементного раствора, уменьшившийся со 120 кг/м для I очереди скважин до 40 кг/м для III очереди, при цементации контрольных скважин вновь увеличился до 100 кг/м. Удельное водопоглощение после окончания опытов снизилось более чем в 5 раз по сравнению с результатами опробования скважин I очереди и составило 0,004 л/мин на 1 м длины.

Работы по оценке эффективности укрепителной цементации выполнялись МИСИ и включали: штамповые опыты по определению показателей деформируемости и сопротивления сдвигу, ультразвуковое прозвучивание, каротаж шпуров и скважин. Ниже приводятся основные результаты исследований.

Деформационные показатели по результатам штамповых опытов. Места бетонирования штампов размером $0,9 \times 1,1$ м выбирались вблизи скважин № 20, 18, 15, 12 (соответственно штампы № 1—4). Первая серия опытов, включая и сдвиговые испытания, выполнялась на отметке пола камеры (отметка —0,80 на рис. 5-5). Затем производилось бетонирование пригрузочной плиты и опытная цементация. Штампы при этом входили в тело плиты. После окончания цементационных работ плита разбиралась и извлекался приконтактный слой породы мощностью 30—50 см, нарушенный при сдвиге штампов до цементации. Штамповые опыты второй серии № 1ц—4ц выполнялись на тех же площадках, но располагавшихся ниже на размер снятого слоя породы. Во всех случаях опыты велись в два цикла нагружения—разгрузки с максимальным давлением 40 кгс/см².

Данные табл. 5-1, где приведены результаты опытов, свидетельствуют об увеличении жесткости породы после цементации и снижении ее деформационной неоднородности. Если соотношение между максимальным и минимальным значениями E для I и II циклов нагружения до цементации соответственно составило 5,9 и 4,5, то после цементации оно стало равным 3,5 и 2,3.

Таблица 5-1

№ штампов	Кoeffициент трещинной пустотности, %	Модуль деформации, тыс. кгс/см²				$\frac{E^I_{II}}{E^I}$	$\frac{\varepsilon^I_{II}}{\varepsilon^I}$
		I цикл нагружения		II цикл нагружения			
		До цементации	После цементации	До цементации	После цементации		
1	3,05	33	54	47	80	1,63	1,70
2	3,40	45	65	70	125	1,44	1,79
3	1,1	194	241	167	184	1,24	1,10
4	0,3	113	174	164	—	1,54	—

Прочностные показатели по результатам штамповых опытов. Определение показателей сопротивления сдвигу до и после цементации выполнялось на тех же штампах, что и исследования деформационных свойств. Результаты опытов, приведенные в табл. 5-2, показывают, что цементация вызвала заметное упрочнение породы в основании штампов № 1ц и 2ц, выразившееся в увеличении критического сопротивления $\tau_{кр}$ и сопротивления сколу

$\tau_{ск}$ на 20—40% В основании штампа № 3ц укрепительная цементация практически не изменила сопротивления сдвигающим нагрузкам (уменьшение $\tau_{кр}$ и $\tau_{ск}$ вызвано меньшим значением среднего давления под штампом σ). В основании штампа № 4ц цементация привела к некоторому увеличению $\tau_{кр}$ и уменьшению $\tau_{ск}$. Анализ характера перемещений штампов при сдвиге свидетельствует о том, что разрушение контакта шамп — порода стало более хрупким: значения $u_{кр}$ и $u_{ск}$ после цементации уменьшаются. Все это свидетельствует о некотором

Таблица 5-2

№ штампов	σ , кгс/см ²	$\tau_{кр}$, кгс/см ²	$u_{кр}$, мм	$\tau_{ск}$, кгс/см ²	$u_{ск}$, мм	$tg\varphi$	$tg\alpha_{ск}$	$C_{ск}$, кгс/см ²
1 1ц	20,0	15,8	0,45	29,6	4,6	0,60	0,37	4,8
	22,5	19,3	0,40	37,6	7,5	0,62	0,40	7,0
2 2ц	25,0	22,0	0,50	44,8	4,7	0,67	0,43	7,6
	20,0	30,0	0,16	58,3	2,6	0,70	0,34	21,0
3 3ц	30,0	25,0	0,10	59,8	4,6	0,66	0,50	10,0
	15,0	18,0	0,03	34,8	2,8	0,60	0,40	12,5
4 4ц	10,0	13,8	0,10	27,0	7,3	0,72	0,45	9,7
	10,0	17,0	0,12	25,2	3,2	0,65	0,31	13,2

укреплении и омоноличивании породы в верхней зоне цементации.

Обработка результатов испытаний показала, что укрепительная цементация привела к увеличению параметра $C_{ск}$; изменение параметров $tg\varphi$ и $tg\alpha_{ск}$ находится в пределах разброса их значений по испытаниям штампов до проведения цементационных работ.

Результаты ультразвуковых исследований. Ультразвуковые исследования в шпурах, проведенные в соответствии со схемой опыта на рис. 3-19, с достаточной точностью подтвердили результаты штамповых испытаний. Однако данные исследований в скважинах глубиной до 10 м, пробуренных ниже забоя цементационных скважин, показали, что опытная укрепительная цементация оказалась не столь эффективной, как это предполагалось на основе штамповых опытов.

Исследования проводились методом ультразвукового прозвучивания из скважин, пробуренных по сетке, показанной на рис. 5-6. Пересечение диагональных прострелов совпадало с местами расположения площадок опытных штампов. Сплошными линиями на схеме направления лучей прозвучивания до цементации, пунктирными — после цементации; цифрами обозначены расстояния между скважинами. Упругие волны возбуждались с помощью селеновых датчиков с собственной частотой колебаний 25 кГц и регистрировались прибором

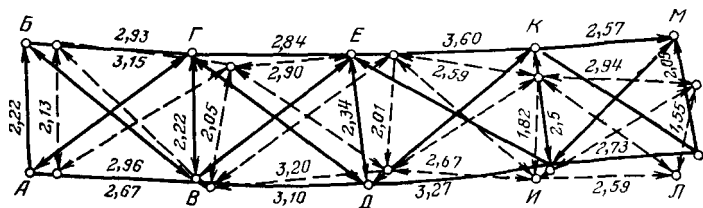


Рис. 5-6 Схема расположения скважин для ультразвукового прозвучивания.

УКБ-1. Определение динамического модуля упругости производилось по формуле (3-26).

На рис. 5-7 в качестве примера представлены кривые изменения динамического модуля упругости по сечениям между скважинами В—Г и К—И совмещенные с геологическим разрезом, построенным по данным бурения. Аналогичные кривые были получены и для других сечений. Кривые для сечения по скважинам В—Г относятся к случаю наиболее «удачной» по скважинам К—И — наименее «удачной» цементации. Почти во всех случаях отмечалось некоторое увеличение или практически постоянное значение E_d в верхней зоне цементируемого массива. На отметках ниже 5—6 м, как правило, имело место уменьшение динамического модуля упругости, свидетельствующее о разуплотнении породы после проведения цементационных работ.

Анализ данных о скоростях бурения скважин и выходе керна позволил установить, что на глубинах около 5—8 м от подошвы камеры располагалась зона ослабления. При цементации через скважины глубиной 5 м и применении «нажимного» способа ведения работ, а также в результате гидравлического опробования скважин при высоком давлении возможен разрыв пластов между

забоем скважин и зоной ослабления. В то же время разрыв бетонной плиты и произошедший вследствие этого ее подъем привели к более сильному омоноличиванию верхней зоны за счет притока цементного раствора, что повлияло на результаты штамповых опытов.

На основе проведенных комплексных исследований эффективности опытной цементации были сделаны ре-

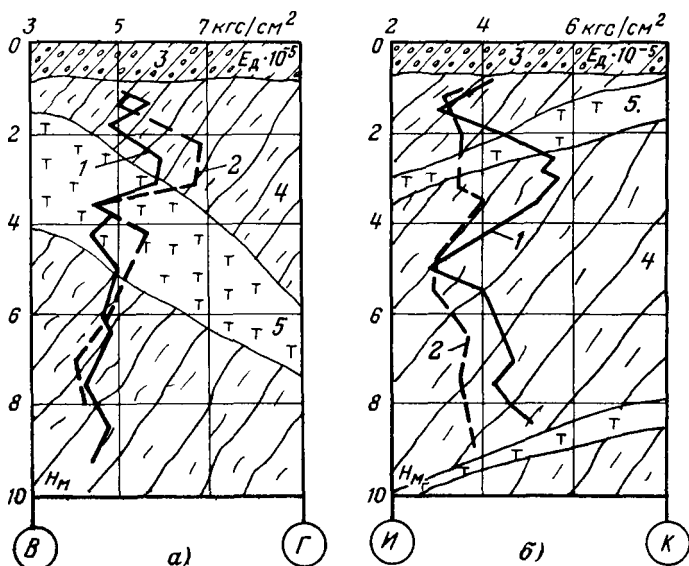


Рис. 5-7. Кривые изменения динамического модуля упругости по глубине опытного участка.

а — между скважинами В—Г; б — между скважинами К—И; 1 — до цементации; 2 — после цементации; 3 — бетонная плита; 4 — сланцы; 5 — диорит.

комендации об изменении режима цементационных работ.

Приведенный пример подтверждает необходимость использования сейсмоакустических методов контроля породы во всей зоне, подвергающейся цементации. Для перехода от динамических модулей упругости, определяемых при таких испытаниях, к статическим модулям деформации следует основываться на корреляционных зависимостях, подобных приведенной на рис. 3-20.

Сейсмоакустические методы могут быть также рекомендованы как эффективное средство контроля режи-

ма цементационных работ. Для этого целесообразно вести постоянное сейсмоакустическое обследование цементного массива из специально пробуренных скважин, служащих опорными пунктами испытаний. Это позволит своевременно изменять режим проведения цементации, добиваясь высокой степени ее эффективности, и поможет исключить возможность разрыва породы неоправданно высокими давлениями.

5.3. ОЦЕНКА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ АНКЕРОВ В СКАЛЬНЫХ ПОРОДАХ

Повышение устойчивости гидротехнических сооружений, горных выработок, откосов и склонов путем анкерования их элементов в массив скальных пород приобретает в последние годы все большее значение в инженерной практике. Вместе с тем существующие способы расчета несущей способности анкеров исходят из различных

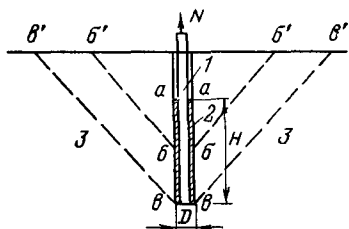


Рис. 5-8. Возможные формы потери несущей способности анкера в скальных породах.

1 — стальной тяж анкера; 2 — пробка анкера; 3 — порода.

анкерам принято рассматривать следующие возможные случаи разрушения (рис. 5-8): а) разрыв стального тяжа анкера; б) нарушение контакта металл — пробка; в) нарушение контакта пробка — порода (сечение абввб); г) разрушение скальной породы с образованием конуса выпирания (сечение в'ввв'). Тогда прочность анкерной заделки должна удовлетворять следующим зависимостям [Л. 83]:

$$N \leq \frac{\pi d^2}{4} \sigma_r; \quad (5-1)$$

$$N \leq \pi d H \tau_{ар}; \quad (5-2)$$

$$N \leq \pi D H \tau_k; \quad (5-3)$$

$$N \leq P_{\text{вып}} + R_{\text{вып}}, \quad (5-4)$$

где N — расчетное значение вытягивающего усилия (несущая способность анкера); d — диаметр анкерного тяжа; σ_t — предел текучести стали анкера; H — глубина заделки (высота пробки); τ_{ap} — удельное сцепление анкера с цементным раствором пробки; D — диаметр скважины; τ_k — удельное сцепление контакта цементного раствора с породой стенок скважины; $P_{\text{вып}}$ — вес конуса выпирания; $R_{\text{вып}}$ — сила сцепления в породе по поверхности конуса выпирания

Исходя из условия прочности анкерного тяжа, определяют диаметр анкера:

$$d = 2 \sqrt{\frac{N}{\pi \sigma_t}}; \quad (5-5)$$

из условия равнопрочности анкерного тяжа и контакта металл — пробка определяют минимальную глубину заделки:

$$H_{\text{мин}} = n_1 \frac{\sigma_t d}{4 \tau_{ap}}; \quad (5-6)$$

из условия равнопрочности анкерного тяжа и контакта пробка — порода определяют необходимую глубину заделки:

$$H = n_1 \frac{\sigma_t d^2}{4 D \tau_k}, \quad (5-7)$$

где n_1 — коэффициент запаса, равный 2.

Приведенные формулы основаны на предположении о равномерном распределении действующих напряжений и сопротивления контакта металл — пробка или пробка — порода по глубине, т. е. при постоянных значениях диаметров тяжа и скважины несущая способность анкера должна быть пропорциональна высоте его пробки.

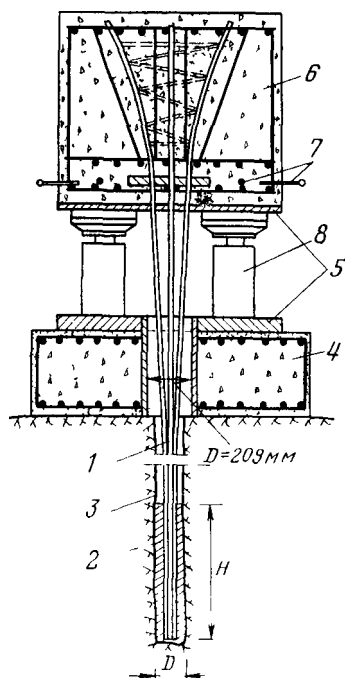
Вместе с тем А. П. Тимофеев, позже А. Н. Марчук, экспериментально установили, а в [Л. 118] для двухкомпонентной среды (анкер — порода) было теоретически доказано, что как нормальные, так и касательные напряжения распределяются по длине заделки неравномерно, имея максимум в верхней ее части. А. П. Тимофеев предлагает учитывать это только при проверке прочности породы на образование конуса выпирания.

Условность приведенных расчетных формул очевидна. Кроме того, весьма неопределенными являются пара-

метры $\tau_{ар}$, τ_k и $R_{вып}$, необходимые для расчета и проектирования анкеров.

Для уточнения характера работы гладких анкеров в скальных породах и совершенствования способа расчета их несущей способности МИСИ были проведены полевые и лабораторные исследования, основные результаты которых излагаются ниже. При этом учитывалось, что обеспечение несущей способности анкера по прочности металла может быть достигнуто применением высокопрочной арматуры, по прочности контакта металл — пробка использованием сечений периодического профиля, поперечных конструктивных элементов в тяже и т. п. Следовательно, в качестве основных случаев потери устойчивости должно рассматриваться разрушение по контакту пробка — порода или образование конуса выпирания.

В полевых опытах специально создавались условия, провоцирующие разрушение по контакту пробка — порода или с образованием конуса выпирания, что позволило



раздельно исследовать механизм каждого из этих случаев разрушения. В практике гидротехнического строительства расчетная схема потери устойчивости анкера с образованием конуса выпирания, представляющая интерес, например при расчете фундаментов вантовых оттяжек высоких мачт, имеет ограниченное применение. Поэтому в дальнейшем изложении рассмотрим лишь результаты исследований по определению несущей способности анкера из условия прочности контакта.

Опыты выполнялись на участке вблизи Фархадской

Рис 5-9 Схема опытов по выдергиванию анкеров

1 — арматура анкерного тяжа; 2 — пробка; 3 — скважина; 4 — упорный железобетонный штамп; 5 — металлические подкладки; 6 — железобетонный оголовок анкера; 7 — реперы; 8 — гидравлические домкраты.

плотины. Породы основания были представлены серицит-алевролитовыми песчаниками (микросланцами) с трещинами шириной раскрытия, как правило, менее 0,2 см и углами падения 50—70°. Опытная площадка, как показали результаты трещинной съемки и ультразвукового прозвучивания, на глубину до 2—3,5 м, была достаточно однородной. Значения коэффициентов трещинной пустотности пород колебались в пределах 2—3%.

Схема опыта показана на рис. 5-9. При подготовке опытов по этой схеме бурились скважины $D=127$ мм. В них монтировались анкерные тяжи из 7 стержней арматуры периодического профиля диаметром 22 мм. В четырех опытах использовалась арматура из термоупрочненной стали АТ-6 ($\sigma_t=10\,000$ кгс/см², $\sigma_{пр}=12\,000$ кгс/см²), в двух — из обычной стали А-3. Анкерные тяжи замоноличивались в скважинах цементно-песчаным раствором с тщательным вибрированием и контролем за расположением верха пробки. Высота пробки в опытах изменялась от 56 до 194 см. Для того чтобы исключить влияние давления от нагрузочного устройства, верх пробки располагался на расстоянии 1,2—1,5 м от поверхности породы. Конструкция нагрузочного устройства состояла из железобетонного штампа размером 100×100 см, оголовка, в который заделывалась арматура анкерного тяжа, и четырех гидравлических домкратов ДГ-100.

Нагружение анкеров производилось ступенями до момента потери несущей способности заделки. В процессе опытов с помощью индикаторов определялись перемещения реперов, установленных на оголовке. Перемещения верха пробки вычислялись с учетом удлинения свободного участка анкерного тяжа. Всего было испытано шесть анкеров.

В качестве примера на рис. 5-10 приведены кривые зависимости между усилием на анкер и перемещением верха пробки, полученные в опытах № 3 и 4. Зависимости $v=f(N)$ существенно нелинейны. По аналогии с рас-

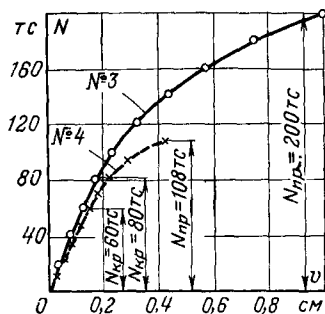


Рис. 5-10 Графики зависимости между усилием на анкер и перемещением верха пробки.

смотренным в § 4-1 на них могут быть выделены два характерных критерия: $N_{пр}$ — предельное усилие на анкер, определяющее полную потерю его несущей способности и $N_{кр}$ — критическое усилие, определяемое как конец участка линейной зависимости $v=f(N)$. В табл. 5-3 помещены данные, характеризующие режим испытания и полученные в опыте значения $N_{пр}$ и $N_{кр}$. В опыте № 6 предельная нагрузка не была достигнута из-за разрыва анкерного троса, в связи с чем не удалось точно определить критическое усилие.

Таблица 5-3

№ опыта	Класс арматуры	Высота пробки, см	Степень нагрузки, тс	Критическое усилие $N_{кр}$, тс	Предельное усилие $N_{пр}$, тс
1	АТ-6	140	14	70	182
2	АТ-6	149	16	80	176
3	АТ-6	194	20	80	200
4	АТ-6	102	12	60	108
5	А-3	56	4	36	87,5
6	А-3	107	10	50—60	—

На рис. 5-11 приведены зависимости $N_{пр}$ и $N_{кр}$ от высоты анкерной пробки H . Данные рисунка свидетельствуют о явной нелинейности этих зависимостей, что можно объяснить только неравномерностью характера распределения напряжений по контакту пробка — порода у анкеров с различной высотой пробки.

Для проверки этого весьма важного положения были выполнены лабораторные опыты на плоских моделях. Анкеры изготовлялись в виде пластмассовых пластин толщиной 1,6 см, шириной 10 см и длиной 15; 30 и 60 см. На их боковых поверхностях создавалась искусственная шероховатость для улучшения сцепления с материалом пробки. Рабочее поле размерами 180×90 см при толщине 10 см, имитирующее скальную породу, приготовлялось из гипсоизвесткового раствора. После твердения и просушки рабочего поля в нем прорезалась вертикальная щель шириной 3,2 см для установки анкера и заделки его гипсовой пробкой.

Усилие на анкер передавалось при помощи рычажно-блочного устройства. Перемещения анкера и точек рабочего поля измерялись индикатором с ценой деления 0,001 мм. Для выявления напряженного состояния анкер-

ной заделки использовались проволоочные тензодатчики с базой 20 мм, наклеенные по торцам анкера, пробки и вдоль контакта пробка — рабочее поле.

В опытах для различных ступеней усилия, не превышающего $N_{кр}$, были получены значения вертикальных нормальных напряжений σ_z по оси анкера, вдоль пробки и в рабочем поле, позволившие построить эпюры σ_z по горизонтальным сечениям на разной глубине. Касательные напряжения на контакте пробка — рабочее поле определялись из условия равновесия малых участков анкерной заделки высотой ΔH . Среднее значение τ на каждом интервале ΔH рассчитывалось по формуле

$$\tau = \frac{\omega' - \omega''}{2\Delta H}, \quad (5-8)$$

где ω' , ω'' — площади эпюр нормальных напряжений в верхнем и нижнем сечениях интервала ΔH .

На рис. 5-12 показаны некоторые результаты лабораторных опытов. На рис. 5-12,а — касательные напряжения в контакте пробка — порода для анкера с глубиной заделки 30 см при усилиях, меньших $N_{кр}$, на рис. 5-12,б — сравнение касательных напряжений в том же контакте для анкеров с $H=30$ и 15 см при близких значениях $N < N_{кр}$. Данные опытов убедительно свидетельствуют об уменьшении касательного напряжения по глубине заделки анкеров, причем для одного и того же анкера при разных значениях N эпюры касательных напряжений подобны. Однако характер распределения τ для анкеров с разной глубиной заделки различен. Если предположить, что несущая способность анкера пропорциональна глубине его заделки в соответствии с формулой (5-3), то следовало бы ожидать, что при близких значениях N значение $\tau_{макс}$ для 15 см анкера будет в 2 раза больше, чем для 30 см. Между тем полученные в опытах значения $\tau_{макс}$ для всех анкеров оказались практически равными, т. е. не зависящими от геометрических размеров.

На основе полевых и лабораторных исследований П. Б. Котовым предложен способ определения несущей

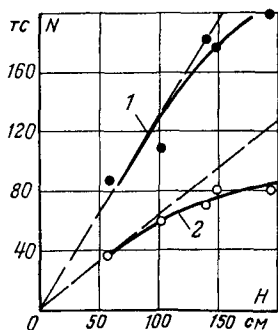


Рис. 5-11. Графики зависимости $N_{пр}$ (кривая 1) и $N_{кр}$ (кривая 2) от высоты анкерной пробки H .

способности анкеров по прочности контакта пробка — порода. В основу этого способа легли следующие предпосылки:

1. Расчетное усилие на анкер не должно превышать $N_{кр}$. Тогда напряженное состояние анкерной заделки может быть описано уравнениями теории упругости.

2. Максимальное скалывающее напряжение в контакте пробка — порода возникает в верхней части заделки

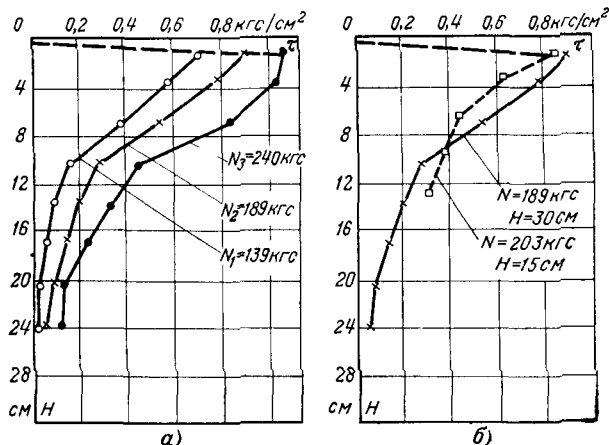


Рис 5-12 Эпюры касательных напряжений по контакту пробка — рабочее поле для моделей анкеров

ки при $N=N_{кр}$. Его значение $\tau_{\text{макс}}$ определяется прочностью материала пробки и породы и не зависит от геометрических параметров анкерной заделки H и D .

Сущность способа заключается в следующем. На опытной площадке с характерными геологическими условиями в скважинах одного и того же диаметра, но при различной глубине пробки, выполняется 3—5 опытов по выдергиванию анкера. Данные этих опытов позволяют определить $N_{кр}$ для анкеров при других соотношениях H/D , сооружаемых в тех же геологических условиях и, строго говоря, при тех же расстояниях верха пробки от поверхности основания.

Для обоснования этого положения рассмотрим равновесие тела, состоящего из анкерного тяжа и пробки, мысленно выделенного из окружающей среды по контакту пробка — порода. Заменяем отброшенную часть (породу) усилиями, действующими на этом контакте. При

$N \leq N_{\text{кр}}$ сумма проекций всех усилий на вертикальную ось должна быть равна нулю:

$$N - \left[\iint \sigma_z(r) r d\theta dr + \pi D \int_0^H \tau(z) dz \right] = 0. \quad (5-9)$$

Здесь первое слагаемое в скобках есть реактивное сопротивление по площади Ω нижнего (торцевого) сечения пробки; второе слагаемое — реактивное сопротивление по боковой поверхности пробки; r, θ, z — координаты.

В общем случае эпюры нормальных σ_z и касательных τ напряжений при $N \leq N_{\text{кр}}$ являются сложной функцией усилия на анкер N , диаметра скважины D , высоты пробки H или ее относительной высоты H/D , соотношений деформационных показателей анкерного тяжа, пробки и породы, которые обозначим через E_i, μ_i , и начальных условий s_i (нагрузка на поверхность породы, внутренние напряжения, например, обусловленные твердением раствора и др.):

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z &= f \left(N, D, \frac{H}{D}, E_i, \mu_i, s_i \right); \\ \tau &= \varphi \left(N, D, \frac{H}{D}, E_i, \mu_i, s_i \right). \end{aligned} \right\} \quad (5-10)$$

Если опыты с анкерами проводятся в тех же условиях, в которых будет работать натурный анкер, или близких к ним, то E_i, μ_i, s_i можно принять постоянными. Тогда уравнения (5-10) запишутся в виде

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z &= f_1 \left(N, D, \frac{H}{D} \right); \\ \tau &= \varphi_1 \left(N, D, \frac{H}{D} \right). \end{aligned} \right\} \quad (5-11)$$

т. е. эпюры нормальных и касательных напряжений будут определяться только усилием на анкер, диаметром скважины и относительной высоты пробки. При $N = N_{\text{кр}}$ в верхней части пробки возникает предельное состояние, характеризуемое значением касательного напряжения $\tau_{\text{макс}}$, не зависящего от D и H/D и являющегося постоянным, если E_i, μ_i, s_i постоянны. Теоретическими исследованиями для двухкомпонентной среды (анкер — порода) в [Л. 118] было доказано, что при $H/D = \text{const}$ эпюры нормальных и касательных напряжений подобны при любых значениях D и в координатах $\sigma_z/\sigma_{\text{макс}} - z/D$ или

$\tau/\tau_{\text{макс}} - z/D$ описываются одной и той же функцией. Распространим это условие на случай трехкомпонентной среды (анкер — пробка — порода). Тогда для двух анкеров с различными диаметрами D_1 и D_2 , но одинаковой относительной высотой пробки $H_1/D_1 = H_2/D_2$, испытанных в одних и тех же условиях (E, μ, s постоянны) при $N = N_{\text{кр}}$ ($\tau_{\text{макс}} = \text{const}$), аргументы функций, характеризующих вид эпюр нормальных и касательных напряжений, будут отличаться на постоянную величину D_1/D_2 . Используя формулу (5-9), можно записать:

для случая D_1

$$N_{\text{кр}1} = \int_0^{2\pi} \int_0^{\frac{D_1}{2}} \sigma_z(r) r d\theta dr + \pi D_1 \int_0^{H_1} \tau(z) dz; \quad (5-12)$$

для случая D_2

$$N_{\text{кр}2} = \int_0^{2\pi} \int_0^{\frac{D_2}{2}} \sigma_z\left(\frac{D_1}{D_2} r\right) \frac{D_2}{D_1} r d\theta dr + \pi D_2 \int_0^{H_2} \tau\left(\frac{D_1}{D_2} z\right) dz. \quad (5-13)$$

Учитывая, что $H_1/D_1 = H_2/D_2$, перепишем уравнение (5-13) в виде

$$\begin{aligned} N_{\text{кр}2} = \frac{D_2}{D_1} \int_0^{2\pi} \int_0^{\frac{D_2 D_1}{D_1^2}} \sigma_z\left(\frac{D_1}{D_2} r\right) r d\theta dr + \\ + \pi \frac{D_2}{D_1} D_1 \int_0^{\frac{D_2}{D_1} H_1} \tau\left(\frac{D_1}{D_2} z\right) dz. \end{aligned} \quad (5-14)$$

Так как

$$\int_0^{ax} f\left(\frac{1}{a} x\right) dx = a \int_0^x f(x) dx, \quad (5-15)$$

можно записать:

$$N_{\text{кр}2} = \left(\frac{D_2}{D_1}\right)^2 \left[\int_0^{2\pi} \int_0^{\frac{D_1}{2}} \sigma_z(r) r d\theta dr + \pi D_1 \int_0^{H_1} \tau(z) dz \right]. \quad (5-16)$$

Сравнивая уравнения (5-16) и (5-12), замечаем, что выражение в квадратных скобках уравнения (5-16) пред-

ставляет собой значение $N_{кр1}$. Окончательно имеем:

$$N_{кр2} = \left(\frac{D_2}{D_1}\right)^2 N_{кр1}. \quad (5-17)$$

Таким образом, расчетные усилия на анкера с диаметрами скважин D_1 и D_2 при условии равенства относительной высоты их пробок, испытанные в одних и тех же условиях, определяются соотношением (5-17). Тогда, имея установленную в опытах при постоянном значении диаметра скважины D_1 и разных относительных высотах пробки $(H/D)_i$ зависимость $N_{кр1} = f[(H/D)_i]$, можно по формуле (5-17) рассчитать значения $N_{кр2}$ для анкеров с другими диаметрами скважин D при тех же относительных высотах пробки. Для приведенных выше полевых опытов в скважинах $D_1 = 127$ мм соотношение H/D изменялось в пределах от 4,4 ($H = 56$ см) до 15,3 ($H = 194$ см). В табл. 5-4 в качестве примера приведены значения $N_{кр}$ для анкеров при других диаметрах скважин и относительных высотах $5 \leq H/D \leq 15$, рассчитанные по формуле (5-17) и справедливые для геологических условий основания Фархадской плотины

Более полные данные представлены на рис. 5-13 в виде номограммы.

Предположим, что для геологических условий основания Фархадской плотины требуется спроектировать анкер, способный выдержать нагрузку в 800 тс. В соответствии с номограммой на рис. 5-13 при относительной высоте пробки от 5 до 15 это возможно осуществить в скважинах диаметром от 406 до 559 мм. При этих условиях относительная высота пробки должна быть: для $D = 406$ мм $H/D = 12,5$; для $D = 457$ мм $H/D = 8,3$; для $D = 508$ мм $H/D = 6,3$; для $D = 559$ мм $H/D = 5,2$.

Данные, приведенные на рис. 5-13, позволяют сделать важный для практических целей вывод о том, что с уве-

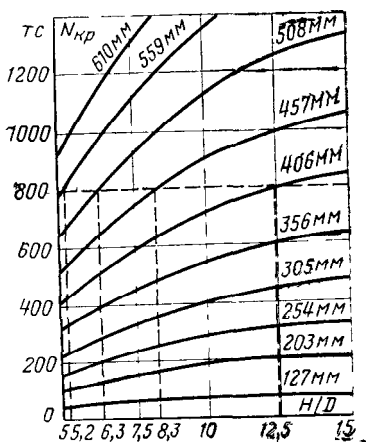


Рис 5-13. Зависимость критических нагрузок на анкер от диаметра скважины и относительной высоты анкерной пробки

Таблица 5-4

D, мм	$N_{кр}$, тс, при				
	$H/D=5$	$H/D=7,5$	$H/D=10$	$H/D=12,5$	$H/D=15$
127	40	57	70	77	83
254	160	228	280	308	332
381	360	513	630	693	747
508	640	912	1170	1232	1330

личением относительной высоты пробки анкерной заделки при $D = \text{const}$ приращение критического усилия уменьшается. Следовательно, для каждого диаметра скважины при конструировании анкерной заделки может быть выбрана оптимальная по экономическим соображениям высота пробки.

5-4. ИССЛЕДОВАНИЕ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ БЕТОННОЙ ПЛОТИНЫ СО СКАЛЬНЫМ ОСНОВАНИЕМ

В настоящем параграфе кратко сообщаются состав и основные результаты исследований, выполненных МИСИ для оценки напряженного состояния и устойчивости одной из плотин в Средней Азии. Комплексный подход к решению задачи, принятый в этих исследованиях, может быть использован и на других объектах.

Водосливная плотина имеет напор 20,15 м и состоит из восьми пролетов. Предусматривается ее наращивание с повышением напора на 1,0 м. Основание плотины представлено песчаниковой свитой палеозойских отложений. Породы имеют ярко выраженную слоистость с мощностью слоев от 0,1 до 1,3 м. Толща пород рассечена трещинами различного возраста и происхождения. Четко выделяются три системы сколовых трещин с азимутами падения 310—360°, 210—250° и 25—60° и углами падения соответственно 50—60°, 50—60°, 45—70°. Трещины скола заполнены железистой милонитизированной породой, реже железистым и карбонатным цементом. Преобладающая ширина раскрытия до 2 см. Субгоризонтальные трещины в пределах контура плотины не обнаружены. Коэффициент трещинной пустотности пород основания отличается постоянством и равен 2,8—2,9%.

Для оценки устойчивости сооружения был принят следующий состав исследований: а) установление при помощи штамповых и сейсмоакустических опытов деформационных характеристик типичных разновидностей скальных пород и построение геомеханической модели основания плотины; б) установление при помощи штам-

повых опытов показателю сопротивления сдвигу и отрыву пород основания с выяснением влияния масштабного эффекта; в) расчет методом конечных элементов напряженно-деформированного состояния системы «сооружение — основание»; г) проверка устойчивости элементов плотины на сдвиг.

Полевые эксперименты проводились на правом берегу реки в штольне, находящейся на 50 м выше плотины (штампы № 1—4), и на опытной площадке, расположенной в 200 м ниже плотины (штампы № 5—10). Кроме того, выполнялись сейсмоакустические исследования в скважинах, пробуренных через быки плотины в породах основания на глубину до 30 м, и в шпурах — для установления корреляционной связи между E_d и E . Схема опытов, методика их проведения и теоретические основы интерпретации результатов изложены в главах 3 и 4.

Исследования деформационных свойств пород. Штампы устанавливались в штольне вне зоны выветривания на относительно сохранных участках, типичных для всего основания (штампы № 2—4), и в зоне дробления (штамп № 1). Штампы № 2—4 имели размеры в плане 100×100 см; высоту 80—90 см; штамп № 1 — размеры в плане 40×40 при высоте 70 см. Размеры выбирались из условия обеспечения квазисплошности породы и жесткости самого штампа.

Давление на штамп передавалось с помощью гидравлических домкратов ступенями 3—5 кгс/см² (в интервале до 10 кгс/см²) и далее 10 кгс/см². Максимальное давление на штампы № 2—4 составило 30 кгс/см², на штамп № 1 60 кгс/см². Нагрузка на каждой ступени выдерживалась для штампов № 2, 3 не более 2—5 ч, а для штампов № 1 и 4 — до момента условной стабилизации осадок, за которую принималось отсутствие перемещений под штампом более 0,001 мм в течение 7 ч. В этом случае время выдерживания одной ступени нагружения колебалось в пределах 10—50 ч.

Опыты выполнялись в два цикла нагружения — разгрузки. Интерпретация опытных данных проводилась на основе схемы линейно-деформируемого слоя конечной мощности с учетом ползучести. Результаты исследования приведены в табл. 5-5.

Значения модулей деформации, полученные для штампов № 2—4, свидетельствуют о достаточной одно-

родности пород. Отклонение от среднего значения во II цикле нагружения не превышает 20%. Сопоставление E с E_d , определенным для штамповых площадок, подтвердило справедливость для исследуемых пород корреляционной кривой, приведенной на рис. 3-20.

Ультразвуковой каротаж пород в основании плотины проводился в скважинах на глубину до 25—30 м с по-

Таблица 5-5

№ штампов	I цикл			II цикл		
	Расчетная ступень давления, кгс/см ²	Относи- тельная мощность слоя H/b	$E \cdot 10^{-3}$, кгс/см ²	Расчетная ступень давления, кгс/см ²	Относи- тельная мощность слоя H/b	$E \cdot 10^{-3}$, кгс/см ²
1	10—40	4	6,0	20—40	4	17,8
2	10—30	2,5	74,0	10—30	2,5	117,0
3	10—30	2,0	51,0	10—30	1,5	80,0
4	10—20	3	44,0	10—30	3	72,5

мощью прибора УКБ-1 и сегнетовых датчиков с собственной частотой колебаний 75 кГц. Шаг измерений по глубине составлял 40 см. Исследования показали, что породы основания характеризуются значениями средних скоростей продольных волн $v_l = 4,5 \div 5,0$ км/с без какого-либо закономерного изменения с глубиной. В зоне контакта плотина — основание мощностью около 1 м отмечалось, как правило, уменьшение значения скоростей примерно до 3,5—3,7 км/с. В отдельных точках основания фиксировались локальные ослабления, не объединяемые в сколько-нибудь значительные по размерам участки. Это позволило схематизировать строение основания плотины в виде двухслойной среды, где верхний слой мощностью 1 м обладает пониженными значениями деформационных показателей, а нижний — все остальное основание — практически постоянными показателями.

В связи с запрещением производить сейсмоакустические исследования с применением взрывов на площадке существующей плотины не удалось оценить влияние масштабного эффекта на показатели деформационных свойств пород основания. Поэтому было решено ограничиться назначением возможных пределов изменения модулей деформации пород и провести расчеты для этих крайних случаев.

Основываясь на результатах статических и динамических испытаний, а также учитывая проявление масштабного эффекта, исследованное для других объектов, приняли следующие расчетные значения модулей деформации:

	I вариант	II вариант
Зона контакта	50 000 кгс/см ²	20 000 кгс/см ²
Массив пород	140 000 кгс/см ²	60 000 кгс/см ²

Значение коэффициента поперечной деформации принималось постоянным для всего массива и равным при расчете обоих вариантов 0,17. На основании анализа результатов УЗК в теле плотины были приняты следующие характеристики бетона: $\mu=0,17$, $E=200\,000$ кгс/см².

Исследование прочностных свойств пород. Показатели сопротивления сдвигу определялись на штампах № 2—4 после завершения опытов по изучению деформационных свойств пород. Влияние масштабного эффекта изучалось на трех штампах площадью 1; 5 и 12 м², установленных в пойменном участке (№ 5—7). На этом же участке определялось сопротивление отрыву штампов площадью 1 м², пригнанных к породе (штампы № 8—10).

Штампы № 2—4 испытывались в три-четыре цикла с приложением к ним вертикальных нагрузок. Штампы № 5—7 — в два цикла, давление на породу создавалось только весом штампов. Ступени горизонтального нагружения для штампов № 2, 3 составляли 1—2 кгс/см², для остальных штампов 0,5 кгс/см². За условную стабилизацию горизонтальных перемещений штампов принималась скорость менее 0,001 мм/мин. В табл. 5-6 приведены показатели сопротивления сдвигу пород основания опытных штампов.

При испытании штампов на отрыв нагрузка прикладывалась ступенями по 0,5 кгс/см². За условную стабили-

Таблица 5-6

№ штампов	σ , кгс/см ²	$\tau_{ск}$, кгс/см ²	$\tau_{кр}$, кгс/см ²	$tg\varphi$	$tg\tau_{ск}$	$C_{ск}$, кгс/см ²	C , кгс/см ²
2	10	31,5	8,6	0,72	0,70	2,9	1,44
3	10	34,0	10,2	0,58	0,80	8,3	4,45
4	0,5	8,0	1,0	0,74	1,10	3,0	0,57
5	0,2	11,0	1,52	0,70	1,20	8,6	1,38
6	0,4	8,0	1,28	0,65	1,20	4,6	1,02
7	0,4	9,9	1,34	0,68	1,20	5,8	1,07

зацию принималась скорость перемещения штамповых реперов менее 0,001 мм/мин. Разрушение происходило в породе вблизи контура по шероховатой поверхности, образованной в результате развития и слияния отдельных трещин. В опытах были получены следующие значения критического и предельного сопротивления породе при отрыве штампов

№ штампов	$R_{окр}$, кгс/см ²	$R_{отр}$, кгс/см ²
8	—2,4	—7,2
9	—2,0	—5,2
10	—1,6	—3,2

Для назначения расчетных показателей сопротивления сдвигающим нагрузкам принимались данные, соответствующие критическому сопротивлению $\tau_{кр}$. Обработка опытных данных в соответствии с изложенным в § 4-4, позволила получить следующие расчетные показатели, интерпретируемые в виде линейной зависимости $\tau_p = a\sigma + b$, где $a = 0,6$; $b = 0,9$ кгс/см².

Сопоставление полученных расчетных показателей со средними параметрами, характеризующими предельное состояние ($\operatorname{tg} \varphi = 0,68$; $C_{ск} = 5,6$ кгс/см²), и со средними значениями предельного сопротивления отрыву $R_{отр} = -5,2$ кгс/см², свидетельствует о достаточно большом запасе, принятом по отношению к характеристикам предельного состояния. Среднее значение критического сопротивления отрыву $R_{окр} = -2,0$ кгс/см², оказалось по абсолютному значению значительно выше, чем расчетный параметр $b = 0,9$ кгс/см². СН123-60 рекомендует для аналогичных типов пород расчетные параметры: $\operatorname{tg} \varphi = 0,65$; $C = 2,0$ кгс/см², т. е. существенно превышающие принятые значения. Все это позволяет полагать, что принятые значения расчетных показателей сопротивления сдвигающим нагрузкам не являются завышенными. Скорее следует ожидать, что увеличение количества опытов и связанное с этим повышение коэффициентов при статистической обработке результатов привело бы к увеличению расчетных показателей.

Отметим, что столь осторожный подход к назначению расчетных показателей сопротивления сдвигу вызывался тем, что исследования проводились для построенного сооружения, причем были неизвестны условия подготовки основания, качество породы и бетона в приконтактной зоне и не представилось возможным отобрать керны породы из зоны контакта.

Расчеты напряженно-деформированного состояния плотины и основания. Расчеты выполнялись для быка и водосливной секции плотины при двух приведенных выше вариантах деформационных показателей пород основания и при нагрузках, соответствующих действующим в настоящее время и ожидаемым после реконструкции плотины. Расчет водосливной секции и основания производился в рамках плоской деформации. При расчете быка принималось, что основание и подземная часть сооружения работают в условиях плоской деформации, а надземная часть конструкции — в условиях плоского напряженного состояния. Некоторые результаты расчетов опубликованы в [Л. 46].

Размеры расчетной области назначались исходя из того, чтобы граничные условия не вызывали существенного искажения напряжений в сооружении и прилегающей к нему зоне основания. Были приняты следующие размеры области: для водослива — ширина $3,5b$, глубина $1,8b$; для быка — ширина $3,0b$, глубина $1,6b$, где b — ширина сооружения по основанию. В расчетной схеме учитывалось наличие ковша размыва в нижнем бьефе и раскрытие шва по контакту бетон — скала в водосливной секции со стороны верховой грани зуба. Контур врезки сооружения в основание принимался по данным фактических замеров.

В качестве примера подобного расчета рассмотрим основные результаты для водосливной секции. На рис. 5-14 приведено расчетное сечение плотины и схема действующих нагрузок, взятых в особом сочетании (по данным организации, проектирующей реконструкцию): гидростатическое давление воды в верхнем и нижнем бьефах, фильтрационное и взвешивающее давление, давление наносов, сейсмическое воздействие. Перечисленные нагрузки были преобразованы в систему сосредоточенных сил, приложенных в узловых точках сетки разбивки исследуемой области. Расчет нагрузок, возникающих от собственного веса водослива, в том числе и инерционных, и приведение их к узловым усилиям осуществлялся на ЭВМ автоматически.

Схема разбивки плотины и части основания представлена на рис. 5-15. Исследуемая область была разбита на 1100 треугольных элементов (600 элементов — водослив, 500 — основание) и содержала 598 узловых точек. Характер разбивки предусматривал получение детальной

картины распределения напряжений в теле плотины, зоне контакта и примыкающей к ней части основания.

Расчеты выполнялись на ЭВМ «Минск-32» с использованием только оперативной памяти машины. Этап формирования обобщенной матрицы жесткости и матрицы обобщенных сил занимал 1,5 мин машинного времени. Решение системы уравнений производилось методом

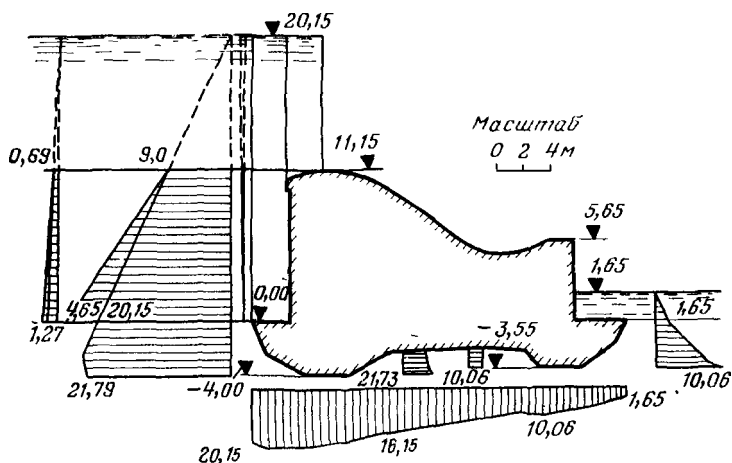


Рис. 5-14. Расчетное сечение плотины и схема действующих нагрузок.

Зейделя с множителем релаксации, равным 1,88. В процессе счета после каждых 50 итераций осуществлялся вывод на печать максимальных невязок в значениях перемещений. После 400 итераций максимальная невязка составляла $4 \cdot 10^{-8}$ м. Затрата машинного времени на выполнение каждых 50 итераций равнялась 6 мин.

Результаты расчета выводились на печать в табличной форме и содержали следующую информацию по каждой точке: горизонтальные и вертикальные компоненты перемещений, компоненты напряжений σ_x , σ_y , τ_{xy} , главные напряжения σ_1 , σ_2 . По этим данным строились графики перемещений, линии равных напряжений и эпюры напряжений по характерным сечениям.

Анализ результатов расчетов показал, что поведение плотины под нагрузкой отличалось от свойственного абсолютно жесткому телу: верховая и низовая грани несколько искривлялись, особенно заметны деформации изгиба в частях зубьев, выступающих за контуры тела

водослива. Изменение модулей деформации пород основания в 2,5 раза существенно сказалось на перемещениях. Максимальные подвижки составили для I варианта 0,4 мм, для II варианта 0,9 мм при сохранении того же характера перемещений. В обоих случаях имело место раскрытие шва у верхового зуба.

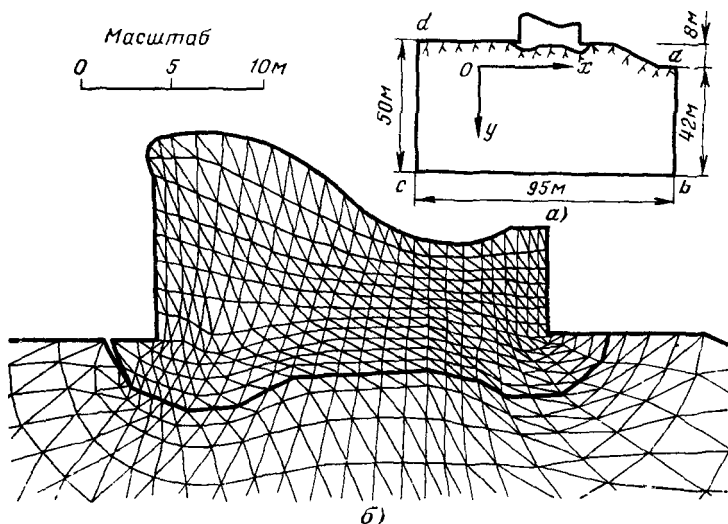


Рис. 5-15. Расчетная область (а), схема разбивки плотины и части основания на элементы (б).

В то же время изменение деформационных показателей пород мало повлияло на распределение и характер напряжений. В качестве примера на рис. 5-16 приведены эпюры напряжений σ_y и τ_{xy} по горизонтальным сечениям, проходящим в плотине через верх зубьев и в основании через подошвы зубьев. Характерно, что если в сечении 4-А вид эпюр близок к получаемому по решениям теории упругости, то в сечении Б-Б из-за влияния ломаного контура подошвы плотины вид эпюр существенно изменяется и в значительной мере повторяет геометрию контура. По мере удаления от подошвы сооружения в глубь основания влияние контура подошвы постепенно уменьшается.

Относительно небольшое влияние изменения модулей деформации скальных пород на напряженное состояние в приконтактной зоне позволило отказаться от проведе-

ния дополнительных исследований деформационных свойств основания и ограничиться приведенной выше детализацией геомеханической модели. По-видимому, подобные случаи могут достаточно часто иметь место при решении инженерных задач.

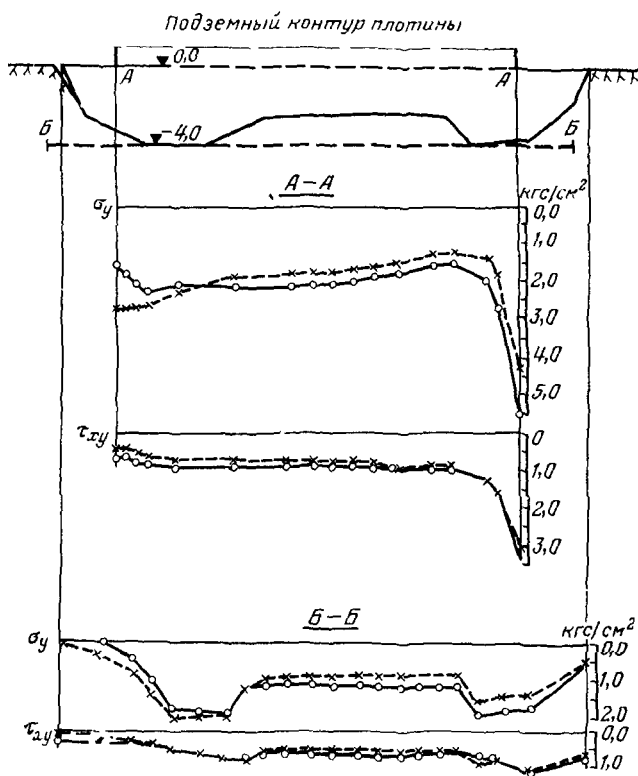


Рис 5-16 Эпюры вертикальных нормальных и касательных напряжений в сечениях А-А и Б-Б.

— I вариант деформационных показателей,
 --- II вариант

Влияние подъема уровня воды в верхнем бьефе на 1 м выразилось, как и следовало ожидать, в некотором уменьшении напряжений σ_x и σ_y вблизи напорной грани и увеличении под низовой. Повысились напряжения τ_{xy} , причем наиболее существенно — под подошвами зубьев и в области упорной грани низового зуба, где это увеличение достигало 25%,

Проведенные геомеханические исследования и расчеты дали вполне достаточный материал для анализа прочности породы в основании плотины и проверки устойчивости системы «сооружение — основание».

Проверка устойчивости плотины. Принятый в данном случае способ проверки прочности пород и устойчивости сооружения основывался на следующих положениях: а) назначались поверхности возможной потери устойчивости в основании сооружения; б) для точек этих поверхностей на основе полученных расчетом значений компонентов напряжений определялись действующие нормальные σ_α и касательные τ к поверхности напряжения; в) при известных значениях σ_α и расчетных показателях сопротивления сдвигу в каждой точке рассчитывались предельно допустимые (критические) для этой точки касательные напряжения $\tau_{\text{акр}}$; г) коэффициент запаса прочности породы в точке η определялся как отношение критического касательного напряжения в этой точке к действующему касательному напряжению τ_α ; д) для сопоставления с требованиями, предъявляемыми нормативными документами, рассчитывался средний (интегральный) коэффициент запаса устойчивости сооружения по выбранной возможной поверхности скольжения, определявшийся по формуле

$$\eta_{\text{ср}} = \frac{\Omega_\alpha a + Lb}{\Omega_\tau}, \quad (5-18)$$

где Ω_α и Ω_τ — площади эпюр напряжений σ_α и τ_α ; L — расчетная длина рассматриваемой поверхности скольжения; a , b — расчетные показатели сопротивления сдвигу пород основания.

Для одной из возможных поверхностей скольжения, проходящей через подошвы верхового и низового зубьев и далее по той же прямой до выхода в ковш размыва в нижнем бьефе, для случая повышенного напора на рис. 5-17 приведены эпюры σ_α , τ_α , $\tau_{\text{акр}}$ и η . Со стороны верхнего бьефа на незначительной части контакта коэффициент запаса прочности породы оказался меньше единицы. Интегральный коэффициент запаса устойчивости сооружения по рассматриваемой поверхности скольжения при расчетных показателях сопротивления сдвигу равен 2,16. Аналогичные данные были получены и для других возможных поверхностей скольжения.

Были выполнены поверочные расчеты устойчивости, исходящие из того, что при строительстве плотины подготовка поверхности котлована под укладку бетона могла быть выполнена недостаточно качественно, что не обеспечило сцепления непосредственно в контакте плоти-

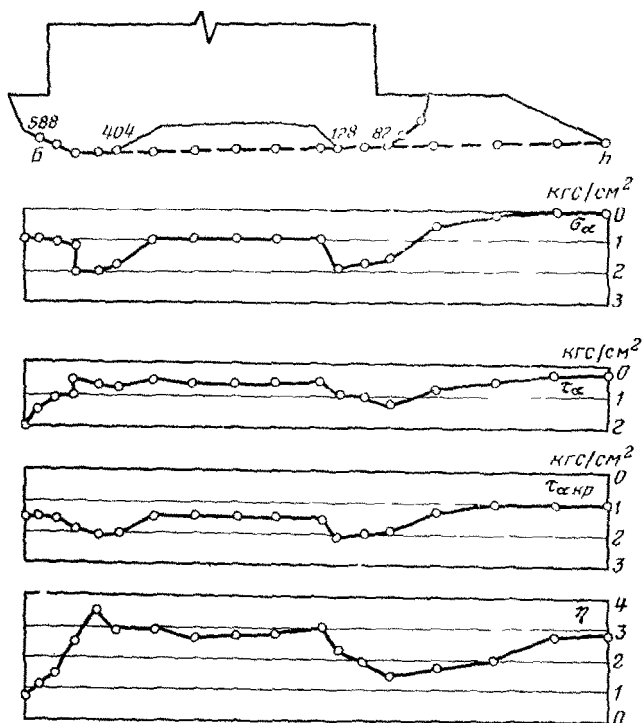


Рис. 5-17. Эпюры нормальных σ_α , касательных τ_α , критических касательных $\tau_{\alpha кр}$ напряжений и коэффициентов запаса η прочности породы по возможной поверхности скольжения Б-Б.

на — основание. В этом случае $\tau_{\alpha кр}$ определялось из условия: на участках контакта подошв зубьев с породой $a=0,6$ и $b=0$, на остальных участках $a=0,6$ и $b=0,9$ кгс/см². Значение интегрального коэффициента запаса устойчивости оказалось равно 1,80.

Для последнего случая рассматривался также вариант полного отсутствия сопротивления сдвигу породы за низовым зубом, предполагавший, что ковш размыва до-

ходил до низовой грани плотины и позже был засыпан обломочным материалом, условно не обладающим трением и сцеплением ($a=0$; $b=0$). Определенное для этого случая значение интегрального коэффициента запаса устойчивости равнялось 1,18.

Таким образом, для принятой расчетной схемы получен достаточный запас устойчивости плотины не только в существующем варианте, но и при проектируемом увеличении напора на сооружение.

5-5. ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ И УСТОЙЧИВОСТИ СКЛОНА СЛОЖНОГО ГЕОЛОГИЧЕСКОГО СТРОЕНИЯ

Одним из важных вопросов при выборе створа высокой плотины в горном районе и проектировании гидроузла является оценка устойчивости склонов массива скальных пород. Решение этой задачи осуществляется на основе детальных инженерных изысканий объекта, с применением методов инженерно-геологических аналогий, расчетов и модельных экспериментов. В [Л. 53] сообщается опыт комплексных исследований устойчивости склона реки Днестра вблизи проектируемого гидроузла, выполненных совместно МИСИ и МГУ.

В районе исследуемого участка породы характеризуются крайне сложными условиями залегания. Сводный инженерно-геологический разрез, приведенный в указанной выше работе, выделяет в пределах склона высотой 150 м 14 пачек пород, внутри которых содержатся отдельные слои прослои и линзы. Поверхности пластов наклонены в сторону реки под углом в $1-2^\circ$. Средняя крутизна склона составляет 32° .

В пределах склона развиты тектонические трещины следующих типов: а) почти вертикальные, четко выраженные, двух систем простирания с азимутами $40-60$ и $320-330^\circ$, прорезающие всю толщу пород, б) тонкие наклонные трещины ограниченной протяженности двух почти перпендикулярных друг другу систем с углами падения $40-45^\circ$. Расстояние между вертикальными трещинами около 20—30 м, между наклонными 3—5 м. Кроме того, в породах склона широко распространены литогенетические трещины. В зонах разгрузки и выветривания тектонические и в меньшей мере литогенетические трещины расширены и преобразованы. Глубина экзогенного изменения пород и образования продуктов выветривания у крупным вертикальным трещинам достигает десятков метров. В породах склона распространены подземные воды пластово-трещинного типа, содержащиеся практически во всех слоях песчаников, иногда и в трещиноватых алевритовых.

Инженерно-геологическое обследование типичных отолзневых участков долины свидетельствует о том, что основными элементами среды и действующими факторами, определяющими возникновение

крупных оползней, являются а) частое чередование слоев алевролитов, аргиллитов и песчаников, среди которых на участке створа обнаружено более 20 прослоев глин мощностью от 1—2 до 15—20 см; б) большая высота склона и наличие мощной (более 80 м) пригрузки породами мела и неогена, в) расчлененность массива трещинами, влияние процессов выветривания и разуплотнения, г) проявление деятельности подземных вод, интенсивный подмыв берега Днестра паводковыми и ливневыми водами. В подобных условиях создается благоприятная обстановка для интенсивного развития оползней блокового типа, сопровождающихся обрушением глыб известняков, реже песчаников, образованием промоин, конусов выноса и оплывин.

Количественные исследования напряженного состояния и устойчивости горных склонов крайне сложны и требуют хорошо обоснованной схематизации. При построении геомеханических схем для исследований на стадии, рассмотренной в настоящей работе, руководствовались следующим: а) пласты пород, близких по инженерно-геологическим признакам и показателям физико-механических свойств, объединялись в единые пачки с осредненными характеристиками; б) на схеме выделялись наиболее опасные для образования оползней элементы (горизонтальные прослои глин и водонасыщенных песков, крупные вертикальные трещины, отклоняющие блоки); в) влияние подземных вод учитывалось понижением прочностных характеристик пород. Наклонные трещины и зона выветривания из-за их слабой изученности ко времени проведения исследований в геомеханической схеме не выделялись.

Показатели физико-механических свойств пород, слагающих склон, принимались по данным полевых и лабораторных исследований, проведенных Укргидропроектом и МГУ.

Рассмотрим основные результаты расчетов склона, выполненных методом конечных элементов. При разработке расчетной схемы исходили из особенностей метода, позволяющего варьировать изменение показателей механических свойств различных областей в рамках одной и той же программы расчета. Поскольку заранее невозможно определить требуемую детальность схематизации склона для оценки его устойчивости, расчеты проводились для различных вариантов все более усложняющейся геомеханической модели. На рис. 5-18 приведена модель склона, использовавшаяся при расчетах по второму и третьему вариантам. На этом примере рассмотрим исходные данные принятых вариантов расчетов.

Вариант 1. Определялось напряженное состояние и оценивалась устойчивость массива пород, ограниченного контуром *abcde* и представленного однородными пачками *A-B, D, F, G-H* с одинаковыми характеристиками: объемный вес $2,2 \text{ тс/м}^3$; модуль деформации $30\,000 \text{ кгс/см}^2$; коэффициент поперечной деформации $0,30$. Между этими пачками находятся горизонтальные прослои слабых пород *C, E₁, E₂*, характеристики которых принимались равными: при расчете по варианту 1а

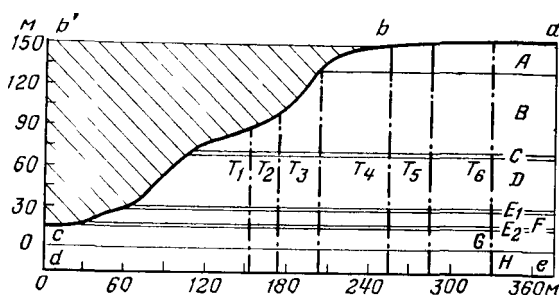


Рис 5-18 Геомеханическая модель склона при расчетах по второму и третьему вариантам.

$E=7000 \text{ кгс/см}^2$; $\mu=0,40$; $\varphi=16^\circ$; $C=0,20 \text{ кгс/см}^2$; при расчете по варианту 1б $E=700 \text{ кгс/см}^2$; $\mu=0,40$; $\varphi=8^\circ$; $C=0,10 \text{ кгс/см}^2$. Склон пересекается шестью вертикальными трещинами $T_1—T_6$ с постоянной по высоте шириной раскрытия 5 см , материал заполнителя характеризуется теми же показателями, что и материал прослоев.

Напряженное состояние склона формировалось под действием собственного веса слагающих его пород.

Расчеты по первому варианту, проведенные при весьма грубой схематизации склона, предусматривали выяснение влияния слабых прослоев и трещин на напряженное состояние и устойчивость горного массива типично блочного строения. Это позволило проанализировать влияние изменения характеристик слабых прослоев на изменение напряженного состояния склона и его устойчивость. Оценка устойчивости склона производилась на основе данных о коэффициентах запаса прочности в отдельных точках.

Вариант 2. Определялись напряженное состояние и устойчивость массива, ограниченного контуром *abcde*, под действием гравитационных сил. Однако в этом

варианте схематизация строения массива и характеристики физико-механических свойств пород, слагающих склон, принимались более близкими к реальным условиям (табл. 5-7). Для трещин T_1 — T_6 предполагалось, что ширина их раскрытия меняется от 5 см вверху до 0,1 см внизу разреза. Принималось также, что модуль деформации материала заполнителя трещин изменяется от 100 кгс/см² в верхней части склона до 1000 кгс/см² в нижней. В результате этого изменялись по высоте и показатели k_t , k_n . Характеристики сопротивления сдвигу по трещинам принимались равными: $\varphi=8^\circ$; $C=0,2$ кгс/см².

Расчеты по второму варианту в сравнении с результатами расчетов по первому позволили оценить влияние большей детализации геомеханической модели на напряженное состояние и устойчивость склона.

Таблица 5-7

Обозначение пачек в соответствии с рис. 5-18	Краткое литологическое описание	Мощность, м	Объемный вес, т/м ³	E , кгс/см ²	μ	φ°	C , кгс/см ²
A	Известняки трещиноватые	21,0	2,10	10 000	0,20	25	0,30
B	Песчаники известковые и мергели песчаные, трещиноватые	61,6	1,70	4000	0,25	22	0,15
C	Пески мелкозернистые, глинистые, водонасыщенные	2,4	1,90	2000	0,30	24	0,00
D	Песчаники, алевролиты, аргиллиты крепкие, трещиноватые	38,0	2,40	30 000	0,20	24	0,40
E ₁	Тонкие прослой глини в алевролитах и аргиллитах	2,5	2,20	1000	0,35	10	0,20
F	Песчаники и алевролиты крепкие, трещиноватые	10,8	2,20	50 000	0,15	25	0,20
E ₂	Тонкие прослой глини в алевролитах и аргиллитах	2,00	1,90	1000	0,35	10	0,20
G	Алевролиты, аргиллиты с прослоями глини	18,0	2,40	7000	0,25	20	0,30
H	Песчаники, гравелиты и граниты крепкие, трещиноватые	19,0	2,60	150 000	0,15	35	1,5

В а р и а н т 3. Детальность схематизации склона в расчетах по гретъему варианту принималась такой же, как и в расчетах по второму варианту (табл. 5-7). Однако была принципиально изменена постановка самой задачи. Если в расчетах по первому и второму вариантам предполагалось, что напряженное состояние склона формируется под действием собственного веса слагающих его пород, то в расчетах по третьему варианту была предпринята попытка в какой-то мере учесть влияние эрозионного вреза долины Днестра.

Расчет осуществлялся в несколько циклов. В I цикле определялось напряженное состояние массива пород, ограниченного контуром $abb'cde$, что соответствовало состоянию массива до начала эрозионного вреза в предположении его горизонтальной поверхности. Во II цикле рассчитывалось изменение напряжений в массиве из-за «условно-мгновенного» вреза, выразившегося в разгрузке массива и изменении жесткости системы за счет исключения области, заштрихованной на рис. 5-18. Полученное таким образом поле напряжений считалось начальным для современного профиля склона и сопоставлялось с результатами расчетов по первому и второму вариантам.

В областях, где значения коэффициентов запаса прочности оказывались меньше единицы или равными ей, деформационные показатели прослоев и трещин изменялись: на участках трещин, где в результате подвижек блоков фиксируется их раскрытие, значения показателей k_t и k_n принимались равными нулю; на участках прослоев показатели k_t уменьшались по сравнению с первоначальными значениями. Это приводило к нарушению равновесия системы и необходимости проведения последующих расчетов. После III цикла расчетов вновь анализировались кинематика блоков и значения коэффициентов запаса прочности в точках, вновь вводились изменения деформационных показателей и выполнялся IV цикл расчета. Динамика изменения перемещений, напряжений и коэффициентов запаса прочности в точках от цикла к циклу позволяла выявлять тенденцию склона к стабилизации или потере устойчивости.

Таким образом, третий вариант расчета предусматривал анализ склона как неоднородной трещиноватоблочной среды, напряженное состояние которой формируется в результате разгрузки массива «условно-мгно-

венным» эрозионным врезом долины. Блоки породы, выделяемые прослоями и трещинами, рассматривались как сплошные, монолитные тела; устойчивость склона оценивалась лишь по поверхностям прослоев. Подобная схема также является весьма условной. Более точные результаты можно было бы получить, воспроизводя в расчетах не «условно-мгновенный» врез, а истинную историю формирования склона, что потребовало бы специальных геологических исследований и изысканий большой сложности и в больших масштабах. Кроме того, для повышения достоверности результатов расчетов следовало бы выделить в пределах крупных блоков, ограниченных прослоями и вертикальными трещинами, блоки низших порядков, сформированные наклонными трещинами. Однако на настоящем этапе исследований, как указывалось выше, необходимые для этого данные отсутствовали.

Расчеты выполнялись на ЭВМ БЭСМ-6 с оперативной памятью 32 768 слов без привлечения внешних запоминающих устройств. При расчетах по первому варианту использовалась комбинированная сетка из треугольных и прямоугольных элементов с 242 узловыми точками. При расчетах по второму и третьему вариантам — также комбинированная сетка с 312 узлами (рис. 5-19). В расчете по второму варианту часть сетки, показанная на рис. 5-19 пунктиром, являлась фиктивной. Формирование основного матричного уравнения системы выполнялось в соответствии с изложенным в гл. 2.

Решение системы уравнений осуществлялось методом Зейделя с неполной релаксацией. Для третьего варианта расчета в каждом цикле оказалось достаточно 100 итераций. Оценка запаса прочности в точках сетки разбивки и изменение деформационных показателей в потенциально неустойчивых областях склона предусматривались в программе расчета и производились автоматически. Машинное время при непрерывном выполнении четырех циклов расчетов третьего варианта составило 23 мин.

Приведем некоторые результаты расчетов. Анализ перемещений блоков склона, полученных в расчете по первому и второму вариантам, показал, что имеет место повсеместная осадка точек массива, наибольшая по грани *ae* и наименьшая в нижней части склона вблизи точки *c* (рис. 5-18). Блоки породы в пределах между поверхностью склона и трещиной *T₅* отклоняются влево. Характер перемещений во всех указанных случаях одинаков,

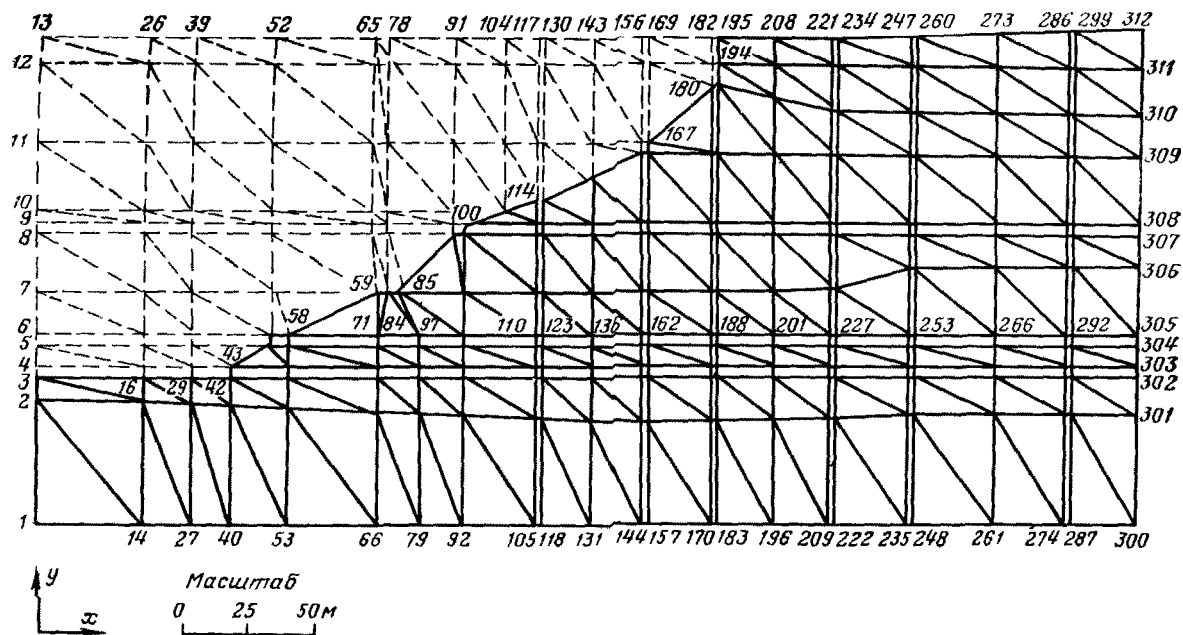


Рис. 5-19. Сетка разбивки расчетной области на элементы ко второму и третьему вариантам расчетов.

Отличаясь лишь из-за разных значений деформационных показателей пород по абсолютному значению. Ни в одной точке не было зафиксировано раскрытие трещин. Это свидетельствует о недостоверности полученной картины перемещений из-за несоответствия действительности принятой в первом и втором вариантах постановки задачи.

Более правильная картина перемещений получена в расчете по третьему варианту. На рис. 5-20 показано положение блоков массива для различных циклов расчета. Здесь уже разгрузка массива за счет «условно-мгновенного» вреза во II цикле привела к деформациям разуплотнения, что проявилось в общем подъеме блоков. Изменение показателей деформируемости в последующих циклах расчета приводит к дополнительным подвижкам блоков. Интересно сравнить характер перемещений точек поверхности склона от цикла к циклу. Ниже приводятся значения вертикальных перемещений, см, для ряда узловых точек (см. рис. 5-19, 5-20):

Узловые точки	II цикл	III цикл	IV цикл
16	+3,7	0,0	0,0
43	+9,3	+0,1	0,0
58	+15,5	+0,2	-0,2
100	+13,3	+0,1	+0,2
180	+6,4	+0,8	+3,2
195	+5,5	-2,6	-4,2
234	+1,8	-1,0	-2,4
312	+0,1	-0,4	-0,4

В первой колонке даны вертикальные перемещения после разгрузки склона во II цикле расчета, во второй и третьей — приращения вертикальных перемещений для III и IV циклов по сравнению с предыдущим. Знак «плюс» обозначает подъем точки, знак «минус» — ее осадку.

Характерно, что перемещения точек 16 и 43, лежащих у подошвы склона, стабилизировались довольно быстро. Перемещения точек 100 и 180 в средней и верхней частях склона продолжают развиваться. Подъем этих точек свидетельствует о тенденции к запрокидыванию блоков в средней части склона и раскрытию трещин — в верхней, что хорошо видно на рис. 5-20. Бровка склона и плато (точки 195—312) имеют сложную кинематику. Отметим, что общий характер перемещений, полученных в расчете по третьему варианту, качественно соответ-

вовал наблюдавшемуся в опыте с моделью из эквивалентных материалов [Л. 53].

Анализ напряженного состояния склона в расчетах по трем вариантам показал крайне сложную картину распределения нормальных и касательных напряжений в прослоях и трещинах, детально представленную в указанной выше работе. Характерно, что закономерности распределения напряжений в прослоях и трещинах для

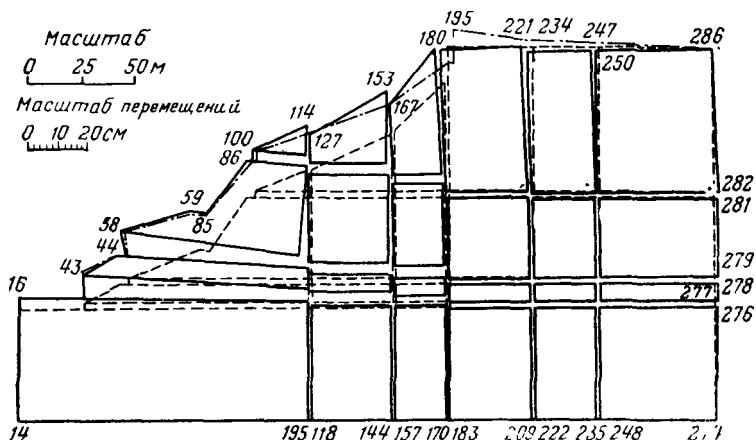


Рис 5-20. Схема перемещений блоков массива пород при расчете по третьему варианту.

— — — положение блоков до деформации; ····· контур склона после деформации во II цикле, — · — · — положение блоков после деформации в IV цикле. Цифрами показаны номера узловых точек

расчетных схем первого и второго вариантов практически сохраняются, меняются только их значения, что вызвано изменением значений показателей механических свойств пород. Существенное отличие в картине напряжений получено для третьего варианта расчета, особенно в III и IV циклах.

В качестве примера на рис. 5-21 показаны напряжения σ_a и τ_a по вертикальным трещинам T_1 , T_3 , T_5 для различных циклов по третьему варианту. Обращают внимание большие значения нормальных (в данном случае горизонтальных) напряжений на контакте пачки B и прослоя C в трещине T_3 и особенно T_5 . Напряжения существенно превышают рассчитанные по геостатической гипотезе: для трещины T_3 — в 7, для трещины T_5 — в 13 раз. Сопоставление этих данных со схемой переме-

щений (рис. 5-20) позволяет объяснить полученную аномалию напряжений местной концентрацией усилий, возникающей из-за разворота блоков.

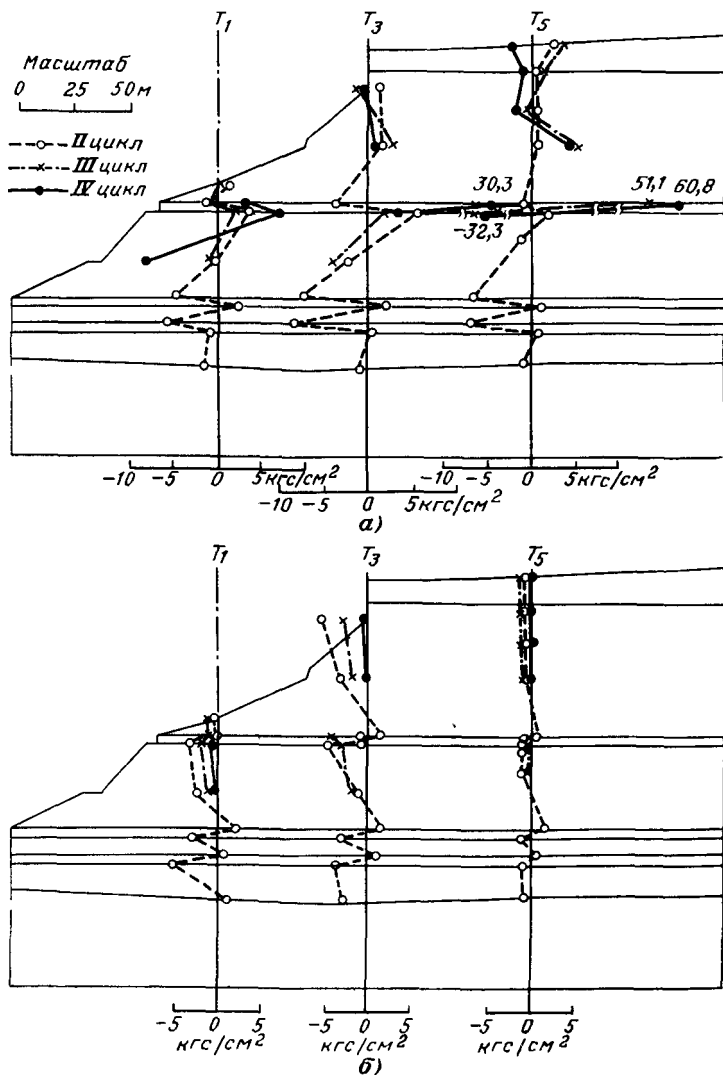


Рис. 5-21. Распределение нормальных σ_a (а) и касательных τ_a (б) напряжений по вертикальным трещинам T_1 , T_3 , T_5 в третьем варианте расчета.

Напряжения, полученные в расчетах, использовались для оценки устойчивости склона. Для этого по прослоям C , E_1 , E_2 в узловых точках рассчитывались коэффициенты запаса прочности и строились графики их изменения по длине прослоя. На рис. 5-22 приведены данные для прослоя E_1 . Расчеты по первому и второму вариантам свидетельствуют о том, что потенциально неустойчивая зона на уровне прослоя E_1 в зависимости от принятых

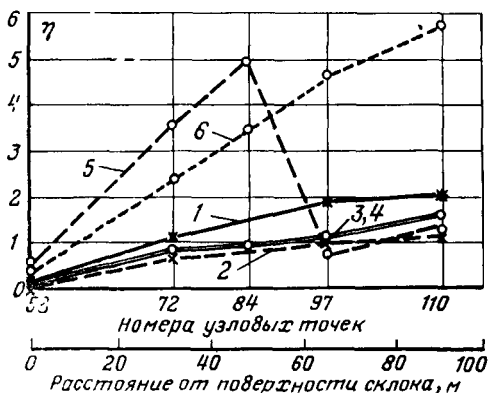


Рис 5-22. Значения коэффициентов запаса прочности η в узловых точках прослоя E_1 . 1 — вариант 1а, 2 — вариант 1б, 3, 4 — варианты 2 и 3 (II цикл); 5 — вариант 3 (III цикл), 6 — вариант 3 (IV цикл)

показателей прочностных свойств пород заходит в массив на 27—65 м. Аналогичные данные были получены и для других прослоев, т. е. расчеты по схеме, принятой в первом и втором вариантах, показывают, что склон находится в неустойчивом состоянии.

Во II цикле третьего варианта расчета напряжения по прослоям, а следовательно, и коэффициенты запаса прочности оказались такими же, как и во втором варианте, хотя напряжения по трещинам отличались весьма значительно, т. е. II цикл расчета также показал, что склон находится в неустойчивом состоянии. Однако изменение деформационных показателей k_t , k_n в потенциально неустойчивых зонах привело к постепенному выравниванию (в III и особенно IV циклах) значений коэффициентов запаса прочности, т. е. перераспределение напряжений в склоне при подвижках блоков способствовало стабилизации его устойчивости. Лишь в непосред-

ственной близости от поверхности склона на расстоянии 5—10 м для прослоя E_1 и близких к этим значениям для других прослоев отмечаются значения $\eta < 1$.

Таким образом, проведенные исследования не привели к однозначному результату, что объясняется прежде всего различными предпосылками в принятых вариантах расчетов. Кроме того, это связано, по-видимому, с недостаточно детальной схематизацией строения массива: неучетом внутриблочной трещиноватости, зон выветривания вблизи поверхности склона, условностями в постановке задачи в расчетах по каждому варианту. Значительные перемещения блоков, их перекосы, вызывающие местные концентрации напряжений, могут существенно отразиться на напряженно-деформированном состоянии породы внутри блоков. В этом случае внутриблочная трещиноватость и более низкие показатели механических свойств породы в зоне выветривания, не учтенные в настоящих расчетах, могут стать определяющими в развитии местных оползневых подвижек, влияющих на общую устойчивость склона.

Как указывает Г. С. Золотарев [Л. 53], основываясь на анализе геологического строения и современного состояния береговых склонов Днестра, при средней крутизне склонов 30—35° и высоте 130—150 м создаются благоприятные условия для интенсивного развития оползней блокового типа. Крутизна таких склонов в устойчивом состоянии не превышает 25—28°, т. е. исследованный склон, по-видимому, является потенциально неустойчивым. Для окончательного решения этого вопроса требуется проведение расчетов по значительно более детальной схеме с более полным учетом физико-механических свойств пород и их возможного изменения.

Вместе с тем приведенные выше результаты исследований позволяют оценить возможности комплексного инженерного подхода к решению столь сложной задачи как оценка устойчивости горных склонов. Варьируя детальность схематизации объекта и показатели физико-механических свойств пород, можно решать задачи практически любой степени сложности. Расчеты показали, что важное значение могут иметь начальные напряжения в массиве пород, определяемые историей его формирования. В рамках изложенного подхода учет начальных напряжений массива пород оказывается возможен.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- 1 Баренблатт Г. И. О некоторых общих представлениях математической теории хрупкого разрушения «Прикладная математика и механика», 1964, т 28, вып 4
- 2 Баршевский Б. Н. Сравнение результатов расчета осадок гидротехнических сооружений с данными натурных наблюдений. — «Труды Ленинградского инженерно-экономического ин-та им. Тольятти», 1967, вып 68, с 35—54
- 3 Безухов В. Н. О характерном размере поликристаллического вещества в теории упругости и пластичности — «Научные доклады высшей школы Строительство», 1959, № 2
- 4 Беликов Б. П. Упругие и прочностные свойства горных пород Исследования физико механических свойств горных пород. — «Труды ИМГРИ», 1961, вып 43
- 5 Белый Л. Д. Теоретические основы инженерно-геологического картирования М., «Наука», 1964
- 6 Бобинский Э. С. Исследование работы слоисто-анизотропных скальных оснований плотин — «Сб трудов МИСИ Гидротехнические сооружения», 1961, № 32, с 14—23
- 7 Ватолин Е. С. Некоторые динамические свойства и природа деформирования горных пород М., «Наука», 1966 62 с
- 8 Ван-Цзы-Де. Прикладная теория упругости Пер с англ. М., Физматгиз, 1953
- 9 Вялов С. С., Зарецкий Ю. К. Вопросы теории деформирования горных пород с учетом их различного сопротивления сжатию и растяжению — В кн Доклады к I Международному конгрессу по механике скальных пород М., 1967, с 40—51 (НИИОСП, НАМГиФ)
- 10 Газиев Э. Г. Механика скальных пород в строительстве М., Строиниздат, 1973 176 с
- 11 Герчников Е. А. Исследования упругих свойств горной породы в условиях ее естественного залегания М., ОНТИ НКТП, 1938.
- 12 Гольдин А. Л., Троицкий А. П. Использование метода конечных элементов для расчета напряженно-деформированного состояния треугольного каньона — «Известия ВНИИГ», 1971 т 95, с. 98—108
- 13 Гольдштейн М. Н., Гусев Б. В., Пироговский Н. Н., Туровская А. Я., Тулинов Р. Г. Исследование механических свойств трещиноватой скалы В кн Доклады к I Международному конгрессу по механике скальных пород М., 1967 (НИИОСП, НАМГиФ).
- 14 Гольдштейн М. Н. Механические свойства грунтов. М., Строиниздат, 1971 367 с
- 15 Гольдштейн Р. В., Калинин Э. В. Опыт применения аналитического метода для оценки напряженного состояния массива горных пород в бортах и основании глубоких речных долин — «Вестник МГУ Геология», 1969, № 5, с 54—65
- 16 Горбунов-Посадов М. И. Расчет конструкций на упругом основании М., Госстройиздат, 1953

17. Гришин М. М. Гидротехнические сооружения. М., Госстройиздат, 1962.

18. Гришин М. М., Орехов В. Г., Пыстогов В. И. Исследования совместной работы высоких бетонных плотин со скальными основаниями. — В кн.: Сборник трудов по гидротехнике и гидростроительству. М., «Наука», 1970, с. 38—73.

19. Гуреев А. М. К оценке деформируемости скальных оснований плотин. — «Гидротехническое строительство», 1967, № 2, с. 52—56.

20. Гуреев А. М. К вопросу о методике изучения трещиноватости горных скальных пород как оснований гидротехнических сооружений. — В кн.: Проблемы инженерной геологии в строительстве. М., Госстройиздат, 1961, с. 65—87.

21. Дискретные среды в гидротехническом строительстве. — «Труды координационных совещаний по гидротехнике», 1972, вып. 77. 162 с. (ВНИИГ)

22. Евдокимов П. Д., Сапегин Д. Д. Прочность, сопротивляемость сдвигу и деформируемость оснований сооружений на скальных породах. М.—Л., «Энергия», 1964, 170 с. (ВНИИГ).

23. Евдокимов П. Д. Устойчивость гидротехнических сооружений и прочность их оснований. М.—Л., «Энергия», 1966, 130 с. (ВНИИГ).

24. Евдокимов П. Д., Фрадкин Л. П. К вопросу о механизме сопротивления сдвигу скальных пород по трещинам. — «Гидротехническое строительство», 1971, № 9, с. 27—30.

25. Егоров К. Е. К вопросу деформации основания конечной толщины. — «Труды НИИОСП. Механика грунтов», 1958, вып. 34.

26. Ержанов Ж. С. Теория ползучести горных пород и ее приложения. Алма-Ата, «Наука», 1964. 168 с.

27. Ефимов Ю. Н., Сапожников Л. Б., Троицкий А. П. Реализация метода конечных элементов на ЭВМ для решения плоских задач теории упругости. — «Известия ВНИИГ», 1970, т. 93, с. 81—101.

28. Золотарев Г. С. Формирование и устойчивость обвалных и оползневых склонов в горно-складчатых областях. — «Гидротехническое строительство», 1968, № 5, с. 52—57.

29. Иванов Н. Н. Взаимодействие колеса и дороги. — «Сб. ЛИИПС», 1929, № 100.

30. Ильницкая Е. И., Тедер Р. И., Ватолин Е. С., Кунтыш М. Ф. Свойства горных пород и методы их определения. М., «Недра», 1969. 392 с.

31. Кандауров И. И. Механика зернистых сред и ее применение в строительстве. М., Стройиздат, 1966. 319 с.

32. Клейн Г. К. Учет неоднородности, разрывности деформаций и других механических свойств грунта при расчете сооружений на сплошном основании. — «Сб. трудов МИСИ», 1956, № 14. Материалы совещания по теории расчета балок и плит на сжимаемом основании, с. 168—180.

33. Койфман М. И. Влияние размеров на прочность образцов горных пород — В кн.: Сб. докладов «Научно-координационных совещаний по исследованиям физико-механических свойств горных пород применительно к задачам управления горным давлением». М., 1961 (ИГД им. А. А. Скочинского).

34. Койфман М. И. Об исследованиях масштабного фактора в работах по горному давлению. — В кн.: Механические свойства горных пород. М., Изд-во АН СССР, 1963, с. 105—113.

35 Корнилов А. М., Паненков А. С., Постников А. Т. Оценка мощности зоны нарушения при разработке скальных оснований с помощью взрывов — «Гидротехническое строительство», 1972, № 5, с 31—36

36 Корнилов А. М., Паненков А. С., Семенов В. В. Оценка эффективности опытной укрепительной цементации статическим и сейсмоакустическим методом — «Экспресс-информация Строительство гидроэлектростанций», вып 9 (236), 1968, с 20—33 (Информ-энерго)

37 Крылов Н. А., Калашников В. А., Полишук А. М. Раднотехнические методы контроля качества железобетона М, Стройиздат, 1966 379 с

38 Кубецкий В. Л., Ухов С. Б. Исследования ползучести скальных пород методом пробной статической нагрузки — «Гидротехническое строительство», 1968, № 8, с 31—34

39 Кубецкий В. Л., Эрнстов В. С. К расчету облицовок напорных туннелей в условиях ползучести скальных пород — «Гидротехническое строительство», 1969, № 12

40 Куянджич Б. Д. Исследование механических свойств скальных пород в Югославии — «Вестник МГУ Геология», 1971, № 1, с 55—70

41 Лиам Финн В. Д., Троицкий А. П. Расчет напряжений и деформаций плотин из местных материалов, земляных откосов и их оснований методом конечных элементов — «Гидротехническое строительство», 1968, № 6, с 22—27

42 Лыкошин А. Г., Шешеня Н. Л., Карпышев Е. С., Каякин В. В., Фишман Ю. А. Принципы инженерно-геологического моделирования для гидротехнического строительства — «Гидротехническое строительство», 1972, № 3, с 7—11

43 Марчук А. Н. Секция гравитационной плотины с напряженной анкерровкой в основание — «Гидротехническое строительство», 1964, № 6, с 22—28

44 Маслов Н. Н. Прикладная механика грунтов М, Машстройиздат, 1949

45 Маслов Н. Н. Условия устойчивости склонов и откосов в гидротехническом строительстве М—Л, Госэнергоиздат, 1955. 468 с.

46 Методы определения напряженного состояния и устойчивости высоконапорных гидротехнических сооружений и их оснований при статических и динамических нагрузках — В кн Тезисы докладов Всесоюзного совещания М, 1972, 396 с (МИСИ)

47 Машанов А. Ж. Механика массивных горных пород Алма-Ата, Изд-во АН КазССР, 1961.

48 Муллер Р. А. К статистической теории распределения напряжений в зернистом грунтовом основании — «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1962, № 4

49 Мюллер Л. Механика скальных массивов М, «Мир», 1971, 256 с

50 Нейштадт Л. И., Пирогов И. А. Методы инженерно-геологического изучения трещиноватости горных пород М, «Энергия», 1969, 248 с (Гидропроект)

51 Никитин В. Н. О соотношении между динамическими и статическими модулями упругости горных пород — «Разведочная и промысловая геофизика», 1962, вып 45,

52. Онодера Т. Ф. Динамические исследования пород в массиве — В кн: Механика горных пород, М., «Недра», 1966, с 318—333
53. Опыт оценки устойчивости склонов сложного геологического строения методом конечных элементов и экспериментами на моделях. Под ред Г. С. Золотарева. М., Изд-во МГУ, 1973, 278 с
54. Панасюк В. В. Предельное равновесие хрупких тел с трещинами. Киев, «Наукова думка», 1968. 248 с.
55. Паифилов В. С. О связи заполнения водохранилищ с землетрясениями. — «Гидротехническое строительство», 1973, № 5, с. 42—48.
56. Перков Ю. Р., Долгих М. А. Опыт сравнительного определения модуля упругости горных пород в лабораторных и полевых условиях — «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1965 № 3.
57. Попов И. В. Инженерная геология. М., Изд-во МГУ, 1959
58. Протодяконов М. М., Чирков С. Е. Трещиноватость и прочность горных пород в массиве М., «Наука», 1964. 68 с.
59. Прочухан Д. П., Фрид С. А., Доманский Л. К. Скальные основания гидротехнических сооружений. Л. Стройиздат, 1971 192 с.
60. Рассказов Л. Н., Виттенберг М. В. Исследование перемещений, напряжений и устойчивости плотин из местных материалов методом конечного элемента. — «Труды ВОДГЕО», 1971, вып. 30, с. 3—5.
61. Рац М. В. Неоднородность горных пород и их физических свойств. М., «Наука», 1968. 108 с
62. Рац М. В., Чернышев С. У. Трещиноватость и свойства трещиноватых горных пород. М., «Недра», 1970. 160 с
63. Роза С. А. Сопротивление скальных пород основания гидротехнического сооружения сдвигающему усилию, М, Госстройиздат, 1952. 56 с.
64. Роза С. А. О природе сопротивления сдвигу опытного бетонного штампа. — «Гидротехническое строительство», 1966, № 7 с. 34—38.
65. Роза С. А., Зелеиский Б. Д. Исследование механических свойств скальных оснований гидротехнических сооружений М, «Энергия», 1967. 392 с.
66. Розанов Н. С. Проектирование и исследование арочных плотин во Франции Л., «Энергия», 1966. 273 с (ВНИИГ)
67. Розин Л. А. Расчет гидротехнических сооружений на ЭЦВМ. Метод конечных элементов. Л., «Энергия», 1971, 214 с (ВНИИГ)
68. Розин Л. А. Основы метода конечных элементов в теории упругости. Л., 1972, 80 с. (ЛПИ).
69. Розовский Л. Б. Введение в теорию геологического подобия и моделирования М., «Недра», 1966.
70. Ромм Е. С. Фильтрационные свойства трещиноватых горных пород М., «Недра», 1966.
71. Руппенейт К. В., Либман Ю. Н. Введение в механику горных пород. М., Госгортехиздат, 1960
72. Руппенейт К. В., Долгих М. А., Матвиенко В. В. Вероятностные методы оценки прочности и деформируемости горных пород М., Госстройиздат, 1964.
73. Савич А. И., Ященко З. Г. Использование сейсмоакустических методов для оценки деформационных свойств скальных осно-

ваний гидротехнических сооружений — «Гидротехническое строительство», 1967, № 12, с 29—35

74 Савич А. И., Коптев В. И., Никитин В. Н., Ященко З. Г. Сейсмоакустические методы изучения массивов скальных пород М, «Недра», 1969 238 с

75 Салегин Д. Д. Влияние цементации на деформационные свойства трещиноватых горных пород — «Гидротехническое строительство», 1965, № 5

76 Салегин Д. Д. Определение величины коэффициента Пуассона скальных пород методом гибкого штампа — В кн Сборник научных работ Сибирского филиала ВНИИГ Л, «Энергия», 1966, с 38—40

77 Тайчер С. И., Мгалобелов Ю. Б. Расчеты устойчивости скальных береговых упоров арочных плотин М, «Энергия», 1972 120 с

78 Талобр Ж. Механика горных пород М, Госгортехиздат, 1960 432 с

79 Тер-Маргирисян З. Г., Ахлателов Д. М. О напряженно-деформированном состоянии горных массивов в поле гравитации — «Новые полевые и лабораторные методы определения инженерно-геологических свойств горных пород», 1969, вып 15

80 Терновский И. Н. Применение модели слоя ограниченной мощности для оценки деформируемости скальных пород — В кн Республиканский межведомственный научно-технический сборник «Основания и фундаменты», 1972, вып 5, Киев, «Будівельник», с 105—113

81 Тиздель Р. Р. О деформациях скальных оснований высоких плотин после наполнения водохранилища — «Гидротехническое строительство», 1970, № 6, с 20—25

82 Тимошенко С. П. Теория упругости М—Л, ОНТИ, 1937

83 Тимофеев А. П. К вопросу анкерования бетонных конструкций — «Гидротехническое строительство», 1962, № 1, с 27—30

84 Ткачук Э. И. Изучение зависимости деформации кварцевых порфиров участка Капчагайской ГЭС от их трещиноватости — «Труды Гидропроекта», 1966, вып 14, с 204—218

85 Тохтуев Г. В., Бетин Д. И. О количественной оценке трещиноватости для характеристик устойчивости горных пород — «Узбекский геологический журнал», 1960, № 13

86 Троицкий А. П. Определение напряженного состояния плотин из местных материалов методом конечных элементов — «Известия ВНИИГ», 1971, т 95, с 108—121

87 Турчанинов И. А., Марков Г. А., Иваиов В. И. Распределение напряжений вокруг одиночных выработок на апатитовом руднике Расвумчорр — В кн Физика и технология разработки рудных месторождений в Заполярье М, «Наука», 1967

88 Ухов С. Б. Оценка деформационных свойств массива скальных пород — В кн Труды III Будапештского конгресса по механике рунтов и фундаментостроению Будапешт, 1968, с 243—254

89 Ухов С. Б., Паненков А. С. О связи статических и динамических показателей скальных пород по крупномасштабным опытам в массиве — «Гидротехническое строительство», 1968, № 11, с 33—37

90 Ухов С. Б., Корнилов А. М., Терновский И. Н. Методика исследований деформируемости скальных оснований при статическом

нагружении штампов — «Энергетическое строительство», 1969, № 3 (93), с 65—69

91 **Ухов С. Б., Бурлаков В. Н.** Определение показателей прочности скальных пород методом сдвига бетонных штампов — «Гидротехническое строительство», 1970, № 6, с 25—29

92 **Ухов С. Б., Тер-Мартirosян З. Г., Терновский И. Н.** К определению модуля деформации скальных пород по осадкам поверхности, нагруженной прямоугольным жестким штампом — «Современные методы изучения физико механических свойств горных пород», 1970, вып 31, с 63—74 (ВСГГИНГЕО)

93 **Ухов С. Б.** Метод конечных элементов и его возможности при расчете совместной работы гидротехнических сооружений и оснований — «Гидротехническое строительство», 1972, № 11, с 29—35

94 **Ухов С. Б.** Расчет сооружений и оснований методом конечных элементов М., 1973, 118 с (МИСИ)

95 **Ухов С. Б., Семенов В. В.** Расчет перемещений и напряжений в анизотропных скальных породах методом конечных элементов — «Гидротехническое строительство», 1973, № 2, с 33—38

96 **Флорин В. А.** Основы механики грунтов М., Стройиздат Т 1, 1959 357 с, т 2 1961 543 с

97 **Фрид С. А.** Проблемы устойчивости при проектировании бетонных плотин — «Труды Ленгидропроекта», 1967, вып 5

98 **Харр М. Е.** Основы теоретической механики грунтов М., Стройиздат, 1971, 320 с

99 **Хаст Н., Нильсон Т.** Измерения напряжений в скальных породах и их значение для строительства плотин — «Проблемы инженерной геологии», 1967, вып 4, с 13—21

100 **Цытович Н. А.** Механика грунтов М., Стройиздат, 1963, 636 с.

101. **Цытович Н. А., Ухов С. Б., Корнилов А. М., Бурлаков В. Н., Кубецкий В. Л., Паненков А. С., Терновский И. Н.** Некоторые вопросы изучения механических свойств трещиноватых скальных оснований — В кн. Сб трудов по гидротехнике и гидростроительству. М., «Наука», 1970, с 74—94

102 **Цытович Н. А.** О геомеханике — «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1971, № 5, с 1—2

103 **Черкасов И. И., Ибрагимов Х., Михеев В. В., Петрухин В. П.** Сопротивление сжатию хрупких пористых материалов при неограниченном боковом расширении — «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1967, № 6, с 10—11

104 **Чирков С. Е.** Влияние масштабного фактора на прочность углей М., «Наука», 1969 116 с

105 **Швец В. Б., Кульчицкий Г. Б.** Экспериментальные исследования глубины сжимаемой толщи основания под подошвой штампов — «Основания фундаменты и механика грунтов», 1970, № 1, с 10—12

106. **Эристов В. С.** Экспериментальные исследования обделок напорных туннелей в анизотропных породах — «Гидротехническое строительство», 1967, № 12, с 19—21

107 **Эристов В. С., Мазур А. М.** Проектирование и строительство больших плотин Вып 1, «Подземные работы и улучшение скальных оснований плотин» М., «Энергия», 1969 204 с

108 **Ясинский Ф. С.** Теория упругости С-Пб., 1897

109 **Bernaix J.** La mesure de la résistance des roches — «Proc. of the Geotechnical Conference», Oslo, 1967, p 245—257

110 **Bollo M. F.** Resultats de recherches geotechniques sur une série de sites de barrages — «Proc of the VIII Intern Congress on Large Dams» Edinbourg 1964

111 **Duffaut P.** Effet dechelle dans l'écrasement de bloc de forme irrégulière — «Revue de l'industrie minérale» Paris, Sept 1967, p 62—67

112 **Hayshi M.** A mechanism of stress distribution in the fissured foundation — «Proc of I Intern Congress on Rock Mechanics», Lisbon, 1966

113 **Jimenez-Salas T. A., Uriel S.** Some recent rock mechanics testing in Spain — «Proc of the VIII Intern Congress on Large Dams», Edinbourg, 1964

114 **Kolář V., Kratochvil J., Leitner F., Ženíšek A.** Výpočet plošných a prostorových konstrukcí metodou konečných prvků SNTL, Praha 1972, p 372

115 **Krsmanovic D., Milic S.** Model experiments on pressure distribution in some cases of a discontinuum — «Felsmechanik und Ingenieurgeologie», 1964, suppl I

116 **Link H.** Über die Unterschiede statisch, dynamisch und seismisch ermittelter Elastizitätsmoduln von Gesteinen und Gebirge — «Geologie und Bauweisen», 1962, H 3/4

117 **Londe P.** Une methode d'analyse à trois dimensions de la stabilité d'une rive rocheuse — «Annales des Ponts et Chaussées», 1965 № 1, p 37—60

118 **Muki R., Sternberg E.** Elastostatic load-transfer to a half-space from a partially embedded axially loaded rod Int J Solids Structures, 1970, v 6, p 69—90

119 **Nose M.** Rock tests in situ, conventional tests on rock properties and design of Kurobegava № 4 dam based thereon — «Proc of the VIII Intern Congress on Large Dams» Edinbourg, 1964

120 **Panet M.** Etude des tassements élastiques dus au creusement d'un tunnel semi circulaire creusé a faible profondeur — «Rapport de recherche, Laboratoire des Ponts et Changsees» Novembre 1968, p 1—7

121 **Patton F. D.** Multiples modes of shear failure in rock — «Proc of I Intern Congress on Rock Mechanics», Lisbon, 1966

122 **Pian T. H., Tong P.** Basis of finite element methods for solid continua — «Intern Journal for Numerical Methods in Engineering», 1969, vol 1, p 3—28

123 **Rocha M.** Mechanical behaviour of rock foundations in concrete dams — «Proc of the VIII Intern Congress on Large Dams» Edinbourg, 1964

124 **Trollope D. H., Brown E. T.** Pressure distributions in some discontinuities — «Water Power» Aug 1965

125 **Wittke W., Semprich S.** Finite elements for foundations in soil — «Proc of the VIII Intern Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering», Moscow, 1973, vol 1, 3, p 271—277

126 **Zienkiewicz O. C., Cheang G. K.** The finite element method in structural and continuum mechanics McGraw-Hill, 1967

ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение	3
----------	---

Глава первая

Массив скальных пород как механическая среда

1-1. Инженерно геологические особенности массивов скальных пород	9
1-2 Представления о массиве скальных пород с позиций механики деформируемого тела	26
1-3 Квазисплошность и квазиоднородность трещиноватых скальных пород	33
1-4 Масштабный эффект в трещиноватых скальных породах	44
1-5 Принципы определения показателей механических свойств массивов скальных пород и построения геомеханических моделей оснований	49

Глава вторая

Напряженно-деформированное состояние, прочность и устойчивость скальных оснований

2-1 Основные положения расчета методом конечных элементов	55
2-2 Расчет неоднородных изотропных сред	67
2-3 Расчет неоднородных, трансверсально изотропных сред	73
2-4 Расчет сред, рассеченных трещинами	77
2-5 Практические рекомендации и некоторые приемы расчетов	84

Глава третья

Деформационные свойства скальных оснований

3-1 Задачи и методы исследований	96
3-2 Особенности деформирования трещиноватых скальных пород при нагружении жестким штампом	105
3-3 Аналитическое описание процесса деформирования	121
3-4 Сейсмоакустические исследования деформационных свойств скальных пород	133
3-5 Определение деформационных показателей участков геомеханических моделей	142

Глава четвертая

Прочностные свойства скальных оснований

4-1	Задачи и методы исследований	150
4-2	Критерии прочности трещиноватых скальных пород по результатам штамповых опытов	166
4-3	Анализ результатов экспериментальных исследований	177
4-4	Определение расчетных показателей прочностных свойств скальных пород и анализ прочности оснований	188

Глава пятая

Примеры исследований скальных оснований

5-1	Определение зоны нарушения пород при разработке их взрывами	205
5-2	Оценка влияния укрепительной цементации на механические свойства скальных пород	214
5-3	Оценка несущей способности анкеров в скальных породах	222
5-4	Исследование взаимодействия бетонной плотины со скальным основанием	232
5-5	Исследование напряженного состояния и устойчивости склона сложного геологического строения	243
<i>Список литературы</i>		255

СЕРГЕЙ БОРИСОВИЧ УХОВ

**Скальные основания гидротехнических сооружений
(Механические свойства и расчеты)**

Редактор *И. В. Дудлер*

Редактор издательства *Т. П. Готман*

Переплет художника *Н. Т. Яreshko*

Технический редактор *Л. В. Иванова*

Корректор *Э. А. Филановская*

Сдано в набор 14/IV 1975 г. Подписано к печати 28/VIII 1975 г. I-15303

Формат 84×108¹/₃₂

Бумага типографская № 2

Усл печ л. 13,83

Уч изд. л. 14,81

Тираж 2000 экз

Зак 137

Цена 1 р 42 к

Издательство «Энергия», Москва, М-114, Шлюзовая наб., 10

Московская типография № 10 Союзполиграфпрома
при Государственном комитете Совета Министров СССР
по делам издательства, полиграфии и книжной торговли
Москва, М-114, Шлюзовая наб., 10,