ВЕДОМСТВЕННЫЕ СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОБДЕЛОК ПОДЗЕМНЫХ МАШИННЫХ ЗАЛОВ ГЭС, ГАЭС И ДРУГИХ КАМЕРНЫХ ВЫРАБОТОК В ГИДРОТЕХНИЧЕСКОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

ВСН 34-72-019—89
Минэнерго СССР

ИЗДАНИЕ ОФИЦИАЛЬНОЕ

МИНИСТЕРСТВО ЭНЕРГЕТИКИ И ЭЛЕКТРИФИКАЦИИ СССР
МОСКВА 1989

gost.e-ecolog.ru

ВЕДОМСТВЕННЫЕ СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОБДЕЛОК ПОДЗЕМНЫХ МАШИННЫХ ЗАЛОВ ГЭС, ГАЭС И ДРУГИХ КАМЕРНЫХ ВЫРАБОТОК В ГИДРОТЕХНИЧЕСКОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

ВСН 34-72-019—89

Минэнерго СССР

ИЗДАНИЕ ОФИЦИАЛЬНОЕ

МИНИСТЕРСТВО ЭНЕРГЕТИКИ И ЭЛЕКТРИФИКАЦИИ СССР
МОСКВА 1989

ВСН 34-72-019—89/Минэнерго СССР. Проектирование обделок подземных машинных залов ГЭС, ГАЭС и других камерных выработок в гидротехническом строительстве.— М.: Гидропроект Минэнерго СССР, 1989.

РАЗРАБОТАНЫ объединением «Гидропроект» им С. Я. Жука (д-р техн. наук В. М. МОСТКОВ — руководитель темы; докт. техн. наук Ю. А. ФИШМАН; В. Н. ЖУКОВ; Л. С. МИРОШНИКОВА; канд. геол.-мин. наук В. К. РАЗУМОВ, С. В. ТЕРНАВСКИЙ); НИСом Гидропроекта (канд. техн. наук О. Н. ЗОЛОТОВ, Ю. К. КОТЕНКОВ; канд. физ.-мат. наук А. Д. КАПЦАН, В. Г. ЛЕБЕДЕВ, Е. М. РУСАКОВА, А. К. ФЕДУЛОВ; канд. техн. наук Н. С. ХАЧАТУРЬЯН); Ленинградским отделением (канд. техн. наук Г. Я. ГЕВИРЦ); Среднеазиатским отделением (канд. техн. наук В. Ф. ИЛЮШИН; канд. геол.-мин. наук А. В. КОЛИЧКО, С. Н. КРЫЛОВА); Тбилисским отделением (Н. М. ВЕРМИШЕВ); институтом «Гидроспецпроект» (М. А. БЕЙНЕНСОН) Минэнерго СССР, Институтом физики и механики горных пород АН Киргизской ССР (канд. техн. наук В. Я. СТЕПАНОВ); МИСИ им. В. В. Куйбышева (А. А. АНТИПОВ) Госкомитета СССР по народному образованию.

Комиссия технического совета Гидропроекта Л. Б. Шейнман (председатель), Б. М. Володин, А. Б. Еленич, Р. Р. Тиздель, Г. П. Янчевская.

ВНЕСЕНЫ объединением «Гидропроект» Минэнерго СССР.

ПОДГОТОВЛЕНЫ к утверждению Главтехстроем Минэнерго СССР.

ВВОДЯТСЯ ВПЕРВЫЕ.

Министерство энергетики и электрификации СССР (Минэнерго СССР)	Ведомственные строительные нормы	ВСН 34-72-019—89 Минэнерго СССР
	Проектирование обделок подземных машинных залов ГЭС, ГАЭС и других камерных выработок в гидротехническом строительстве	Вводятся впервые

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1. Настоящие нормы распространяются на проектирование обделок и других постоянных креплений вновь строящихся и реконструируемых подземных машинных залов ГЭС, ГАЭС, камер затворов, уравнительных резервуаров, трансформаторных помещений и других камерных выработок, располагаемых в скальных и полускальных грунтах, входящих в состав гидроузлов энергетического и водохозяйственного назначения, сооружаемых Минэнерго СССР. Проектирование обделок камерных выработок в нескальных грунтах должно выполняться в соответствии со специальными техническими условиями.

1.2. Классы подземных машинных залов ГЭС, ГАЭС и других камерных выработок, входящих в состав гидроузлов, должны устанавливаться в соответствии со СНиП 2.06.01—86 «Гидротехнические сооружения речные. Основные положения проектирования».

1.3. В зависимости от назначения подземные камерные выработки гидроузлов согласно СНиП 2.06.01—86 подразделяются на основные и второстепенные. К основным камерным выработкам следует относить машинные залы, трансформаторные помещения, камеры затворов, другие подземные сооружения ГЭС и ГАЭС, частичное разрушение которых может привести к нарушению нормальной работы электростанций. К второстепенным следует относить такие подземные сооружения, частичное разрушение которых не влечет за собой указанных выше последствий. При проектировании камер временного назначения (например, монтажные и другие подсобные камеры), неиспользуемых в эксплуатации и

Внесены объединением «Гидропроект» имени С. Я. Жука	Утверждены Минэнерго СССР 17 августа 1989 г. приказом № 130а	Срок введения в действие 1 января 1990 г.

подлежащих закладке, допускается относить их к IV классу сооружений.

1.4. Основные технические решения проектов постоянных обделок новых и реконструируемых камерных выработок следует принимать на основе технико-экономического сравнения вариантов с учетом общей компоновки сооружений гидроузла, назначения камеры, условий эксплуатации, намечаемых способов и сроков строительных работ, топографических, инженерно-геологических, гидрогеологических, климатических и других условий строительства.

Выбранный вариант проектного решения должен обеспечить устойчивость, прочность, долговечность и экономичность подземного сооружения, возможность механизации и индустриализации строительных работ и необходимые эксплуатационные качества.

1.5. В проектах обделок основных камерных выработок I и II классов должна предусматриваться установка контрольно-измерительной аппаратуры для проведения натурных наблюдений за работой сооружения в процессе его строительства и в период эксплуатации для оценки состояния обделки и окружающего грунтового массива. В проекты обделок этих выработок должны быть включены положения для авторского надзора, запрещающие разработку камер без обеспечения комплекса натурных наблюдений (см. прил. 5).

1.6. Вследствие особой ответственности в работе гидроэлектростанций подземных машинных залов и других основных камерных выработок их обделки должны проектироваться на основе детальных инженерно-геологических изысканий. На стадиях «Проект» и РД обоснование проектных решений обделок указанных сооружений следует проводить как с помощью расчетных, так и экспериментальных методов исследований.

2. ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКОЕ ОБЕСПЕЧЕНИЕ ПРОЕКТОВ ОБДЕЛОК КАМЕРНЫХ ВЫРАБОТОК

2.1. Состав и объем инженерно-геологических изысканий для каждой стадии проектирования камерных выработок устанавливаются с учетом положений СНиП 1.02.07-87, $\frac{\text{ВСН-49—86}}{\text{Минэнерго СССР}}$, $\frac{\text{II-882—84}}{\text{Гидропроект}}$, $\frac{\text{П-771—82}}{\text{Гидропроект}}$ и $\frac{\text{П-830—85}}{\text{Гидропроект}}$.

2.2. В инженерно-геологических материалах, составляемых на основании изысканий, должны отражаться: структурные особенности грунтового массива (характерные системы трещин, крупные тектонические нарушения и их активность, карстовые полости

и др.), наличие грунтовых вод и их агрессивность, геомеханические и фильтрационные свойства массива. Кроме того, в указанных материалах должна быть дана оценка водорастворимости грунтов, способности их к набуханию при увлажнении, возможности механической суффозии грунтов, газопроявления, а при расположении выработок на больших глубинах — возможности проявления горных ударов и выброса грунтов.

Особенностью инженерно-геологического обеспечения проектов обделок камерных выработок является необходимость определения естественного напряженного состояния грунтового массива.

2.3. На базе материалов, указанных в п. 2.2, разрабатываются общая и специализированные инженерно-геологические модели грунтового массива (см. прил. 1), представляющие собой схематизацию данных изысканий, необходимую для непосредственного использования при проектировании.

2.4. Для уточнения инженерно-геологических условий строительства подземных камер и корректировки указанных в п. 2.3 общих и специализированных моделей на стадиях «Проект» и РД в пределах будущей камерной выработки основного назначения следует пройти опережающие штольни (туннели). При однородном строении массива проходится одна штольня (туннель) на уровне свода выработки, а при неоднородном строении горного массива по высоте выработки — не менее двух штолен (туннелей): одна на уровне свода, а вторая — на уровне подошвы выработки.

2.5. Значения геологических характеристик массивов скальных грунтов при расчетах и физическом моделировании условий работы подземных камерных выработок для сооружений III и IV классов, а также для сооружений I и II классов на стадии ТЭО допускается принимать в соответствии с рекомендациями таблицы приложения 1 настоящего ВСН. Для сооружений I и II классов на стадии «Проект» и РД, а в сложных инженерно-геологических условиях и на стадии ТЭО, значения геомеханических характеристик следует назначать по результатам полевых опытов.

2.6. Для оценки естественного напряженного состояния горного массива в районе камерной выработки на стадиях «Проект» и РД в выработках, указанных в п. 2.4, должны проводиться экспериментальные исследования по специально разработанным программам. На стадиях ТЭР и ТЭО компоненты естественных напряжений грунтового массива допускается определять по формулам:

$$\sigma_z = \rho_g H_p; \quad \sigma_x = \sigma_y = \lambda \sigma_x, \tag{1}$$

где σ_x, σ_z и σ_y — соответственно компоненты вертикальных и горизонтальных главных напряжений; ρ — плотность грунта; g — ускорение свободного падения; $H_p = kH$; H — глубина заложения вы-

работки; k — коэффициент, учитывающий влияние на напряженное состояние грунтового массива тектонических факторов; λ — коэффициент бокового распора (горизонтального давления).

Рекомендуемые значения коэффициентов k и λ для различных инженерно-геологических условий приведены в табл. 1.

Таблица 1

Инженерно-геологические и тектонические условия расположения выработки	Рекомендуемые значения коэффициентов	
	k	λ
Районы, не осложненные тектонической деятельностью, с горизонтальным рельефом		
в крепких грунтах (коэффициент крепости грунта в массиве $f_м > 8$)	1	0,25—0,3
в средней и ниже средней крепости и трещиноватых грунтах (коэффициент крепости грунта в массиве $f_м \leqslant 8$)	1	1
Районы современной тектонической активности вне зоны влияния крупных разломов и крутых склонов		
в зонах влияния крупных разломов и под крутыми склонами	1,5	2
Нижняя часть крутых склонов в горных районах на расстоянии от поверхности склона:		
10—100 м	2,5	0,8
100—500 м	1,5	1,3
более 500 м	1	2

3. РАСПОЛОЖЕНИЕ И ФОРМЫ ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ ПОДЗЕМНЫХ КАМЕРНЫХ ВЫРАБОТОК

3.1. Следует, по возможности, избегать расположения камерных выработок ГЭС и ГАЭС в зоне тектонических нарушений, сильно ослабленных пород, сосредоточенных водопритоков и газопроявлений, а также в пучащих грунтах. Если по технико-экономическим показателям уход от таких зон не обеспечивает преимуществ, следует предусматривать специальные методы проходки и крепления выработок.

3.2. Продольную ось камерной выработки следует располагать вкрест простирания слоистости или наиболее сдвигоопасной системы трещин в грунтовом массиве.

3.3. Камерные выработки могут иметь следующие формы поперечного сечения: корытообразную, подковообразную, полуцир-

кульную, овальную (рис. 1). Форму сечения камеры следует выбирать в зависимости от назначения сооружения и габаритов технологического оборудования с учетом инженерно-геологической обстановки и технологии строительных работ.

3.4. Отношение высоты h выработки корытообразной формы (рис. 1 *а*) к ее пролету b меняется, как правило, в пределах от 1,5 до 3,0; чаще — в пределах от 2 до 2,5. Отношение пролета b к размеру стрелы подъема свода h_1 зависит от коэффициента крепости грунта в массиве $f_м$. На стадиях ТЭО и ТЭР это отношение можно принимать по табл. 2.

По принятому значению α подбирают величину радиуса свода r_1 из выражения

$$r_1 = \frac{b}{2\alpha}\left[1+\left(\frac{\alpha}{2}\right)^2\right]. \qquad (2)$$

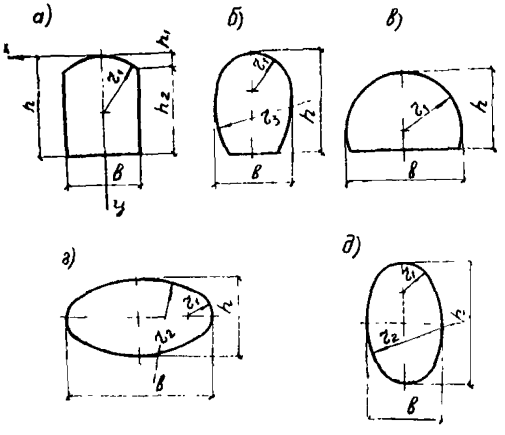

Рис. 1. Формы поперечного сечения камерных выработок:

а — корытообразная; *б* — подковообразная; *в* — полуциркульная; *г*, *д* — эллиптическая, овальная

В случаях проявления только вертикальной равномерно распределенной нагрузки на свод его очертание может быть принято по параболе

$$y = \frac{4h_1}{b^2}x^2, \qquad (3)$$

где y и x — текущие координаты оси свода (см. рис. 1 *а*).

Таблица 2

Коэффициент крепости грунта в массиве	$f_м > 8$	$4 < f_м < 8$	$f_м < 4$
Значение $\frac{b}{h_1} = \alpha$	5—6	3—4	2

Для придания большей устойчивости стенам выработки их допускается устраивать наклонными с отношением $\frac{b}{b_1} = 0{,}85—0{,}9$, где b_1 — ширина камеры на уровне пят свода.

3.5. Подковообразная форма (рис. 1 *б*) выработки может применяться в грунтах ниже средней крепости ($f_м < 4$), обуславлива-

ющих наличие как вертикального, так и горизонтального горного давления.

Отношение размеров сечения выработки может быть принято

$$\text{при } \frac{b}{h} = 1{,}2 \div 1{,}5, \quad \frac{r_1}{r_3} = \lambda,$$

где λ — коэффициент бокового распора, определяемый по формуле:

$$\lambda = \frac{p_г}{p_в}; \tag{4}$$

где $p_г$, $p_в$ — соответственно величины горизонтального и вертикального давления.

3.6. Полуциркульная форма выработки (рис. 1 *в*) может применяться в условиях большого горного давления, а также в случаях, когда в машзалах ГЭС и ГАЭС кроме агрегатов необходимо разместить затворы водоводов и трансформаторы. В таких сечениях обычно принимают $\frac{h}{b} = 0{,}6$; $r_1 = b/2$.

3.7. Овальная (эллиптическая) форма выработки может применяться в условиях большого горного давления. Такие выработки могут быть как с горизонтальной (рис. 1 *г*), так и с вертикальной большой осью (рис. 1 *д*). Выбор расположения осей зависит от преобладающего направления горного давления. Наиболее часто принимают $\frac{h}{b} = 0{,}5$ для выработок с горизонтальной большой осью и $\frac{h}{b} = 1{,}3$ для выработок с вертикальной большой осью.

3.8. Выбор формы поперечного сечения выработки следует проводить на основе сравнения вариантов. Принимается та форма, которая обеспечивает наибольшую сохранность массива и минимальную нагрузку на обделку.

3.9. Камерные выработки с примыкающими к ним напорными водоводами следует, по возможности, располагать в едином литологическом блоке таким образом, чтобы исключалась возможность повреждения водоводов в активном тектоническом разломе на границах блоков.

4. МАТЕРИАЛЫ КОНСТРУКЦИЙ ОБДЕЛОК КАМЕРНЫХ ВЫРАБОТОК

4.1. Для обделок камерных выработок применяются бетон и набрызг-бетон, дисперсно-армированные бетон и набрызг-бетон, арматура периодического и винтового профилей. Материалы должны удовлетворять требованиям СНиП 2.06.09—84.

4.2. Для ненапрягаемых (пассивных) анкеров следует применять стержневую горячекатанную арматуру периодического профиля и винтовую классов А-II и А-III.

Для предварительно-напряженных анкеров (ПНА) следует применять:

стержневую горячекатанную арматуру периодического профиля по ГОСТ 5781-82*, арматуру классов А-II и А-III и винтовую арматуру всех классов для анкеров любой длины, и классов А-IV, $А_т$-V, $А_т$-VI для анкеров длиной до 12 м;

арматурные канаты класса К-7 по ГОСТ 13840-68* для анкеров любой длины;

высокопрочную арматурную проволоку классов В-II и $В_р$-II по ГОСТ 7348-81* для анкеров любой длины.

4.3. В качестве оставляемых в скважинах анкеров инъекционных труб следует применять:

для стержневых анкеров — трубы стальные водогазопроводные по ГОСТ 3262-75*;

для канатных (прядевых) анкеров и анкеров в виде пучков высокопрочных проволок — трубы напорные из полиэтилена по ГОСТ 18599-83*.

4.4. В качестве чехлов для анкерных тяжей ПНА следует применять трубы дренажные гофрированные из полиэтилена низкого давления по ТУ 6-19-224-83 без отверстий в боковых стенках и гладкие трубы из полиэтилена по ГОСТ 18599-83*.

4.5. Инъекционные растворы для омоноличивания анкерных тяжей ПНА в скважинах должны приготовляться на цементах марки не ниже 400. Для анкеров из стали периодического профиля прочность раствора должна быть не ниже 25—30 МПа.

4.6. Металлическая сетка для армирования покрытий из набрызг-бетона должна изготовляться из проволоки диаметром 3—5 мм, иметь размер ячеек от 5×5 до 10×10 см и соответствовать ГОСТ 5336-80*.

4.7. В качестве фибры дисперсно-армированного набрызг-бетона рекомендуется применять отрезки высокопрочной проволоки диаметром 0,25 мм при соотношении длины к диаметру 80 или в виде стальной стружки с диаметром закругления 10—20 мм.

5. КАМЕРНЫЕ ВЫРАБОТКИ БЕЗ НЕСУЩИХ ОБДЕЛОК

5.1. Возможность оставления камерной выработки без обделки должна быть оценена на основе анализа инженерно-геологических условий и подтверждена расчетом и исследованием на физических моделях. Глубина заложения кровли выработки, оставляемой без обделки, должна быть не менее двух пролетов этой выработки.

5.2. В выработках, оставляемых без обделок, в которых рас-

полагается технологическое оборудование, следует предусматривать устройство подвесных потолков и декоративных стен, которые одновременно могут служить элементами дренажной и вентиляционной систем.

5.3. Места пересечения камерных выработок, оставляемых без обделок, с туннелями, штольнями и другими выработками, а также локальные ослабления грунтового массива следует закреплять несущими конструкциями.

6. КОНСТРУКЦИИ ОБДЕЛОК КАМЕРНЫХ ВЫРАБОТОК

6.1. Конструкции обделок следует проектировать таким образом, чтобы максимально использовать несущую способность вмещающего грунтового массива.

6.2. Для исключения или существенного снижения притока подземных вод в выработки необходимо предусматривать противофильтрационные и дренажные устройства.

Проектирование противофильтрационных и дренажных устройств следует выполнять в соответствии со СНиП 2.06.14—85 «Защита горных выработок от подземных и поверхностных вод» и ВСН-045—72 МЭиЭ СССР «Указания по проектированию дренажа подземных гидротехнических сооружений». Примеры применения дренажей подземных сооружений камерного типа приведены в прил. 6.

6.3. При необходимости повышения водонепроницаемости обделки рекомендуется прежде всего оценивать целесообразность применения полимерцементного бетона, например, на основе фурановых смол.

6.4. В целях повышения прочностных и деформационных свойств вмещающего массива, а также снижения притоков воды в камеру, следует применять различные методы укрепления грунтов: цементацию, химическое закрепление и др.

6.5. Для закрепления кровли выработок следует применять обделки из набрызг-бетона с анкерами, монолитного бетона и железобетона, а также из сборного железобетона.

6.6. Обделки свода из набрызг-бетона с анкерами (рис. 2) следует применять в выработках, расположенных в слабо- и среднетрещиноватых крепких грунтах, а также слаботрещиноватых грунтах средней крепости ($4 \leqslant f_м \leqslant 8$). Толщина набрызг-бетона при этом определяется расчетом, но должна быть для несущих конструкций не менее 10 см.

6.7. В трещиноватых грунтах с $f_м < 4$ обделку свода следует проектировать в виде бетонного или железобетонного свода со стрелой подъема 1/4—1/3 пролета при толщине свода 1/30—1/10 пролета (рис. 3*а*, *б*). Свод может быть также выполнен из сборных железобетонных элементов, обжатых в породу домкратами

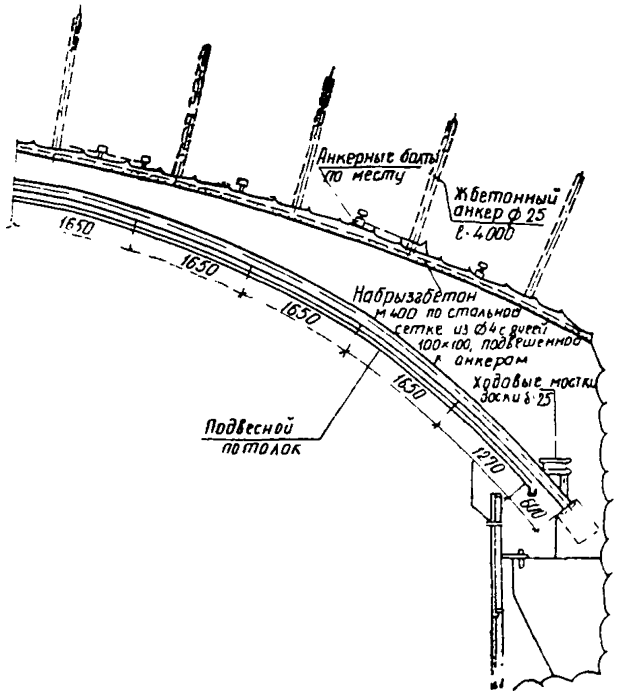

Рис. 2. Конструкция крепления свода машзала Верхнетуломской ГЭС

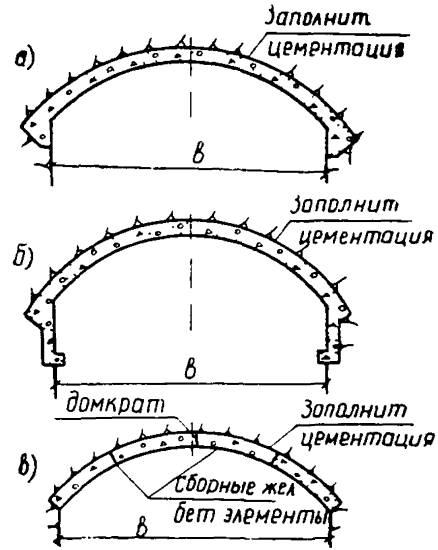

Рис 3. Варианты крепления свода камерной выработки

(рис. 3*в*). Следует предусматривать заполнительную цементацию за обделку свода, а в средне- и сильнотрещиноватых грунтах — цементацию грунтового массива в подпятных зонах свода.

6.8. При конструировании обделки свода необходимо предусматривать установку в нем закладных деталей для последующего крепления подвесного потолка, вентиляционных воздуховодов и других коммуникаций и приспособлений, необходимых для нормальной эксплуатации сооружения. Следует также предусматривать закладные детали для крепления элементов оснастки при монтаже мостовых кранов.

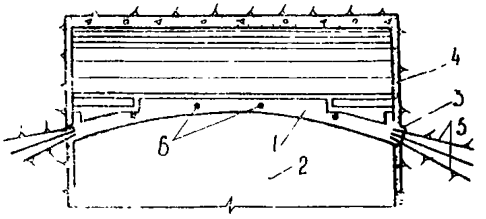

Рис. 4. Подкрановая конструкция:

1 — арка; *2* — длинная стена выработки; *3* — пяты; *4* — торцевые стены выработки; *5* — анкеры; *6* — тяги-анкеры

6.9. С целью использования мостового крана в период строительства и отказа от устройства колонн подкранового пути в грунтах крепких и средней крепости следует применять железобетонные своды с подвешенными к ним подкрановыми опорами (рис. 3*б*).

6.10. Опоры подкрановых балок могут также выполняться в виде конструкций, работающих совместно со стенами: балок, опертых на грунтовую полку и прианкеренных к грунту; балок, сооружаемых в виде тонких железобетонных арок, опирающихся на площадки в торцевых стенах выработки (рис. 4), такую конструкцию следует применять в выработках, имеющих небольшую длину; балок, опертых на колонны.

6.11. При расположении выработки в грунтах, подверженных боковым тектоническим напряжениям, железобетонную обделку свода следует проектировать подат-

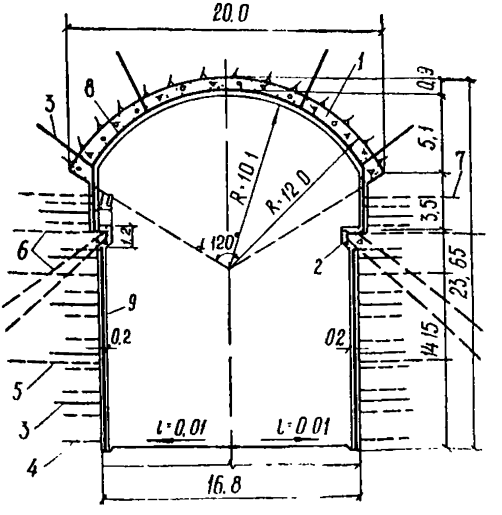

Рис. 5. Слабоармированная бетонная обделка стен выработки, прианкеренная к грунту:

1 — свод; *2* — подкрановая опора; *3* — шпуровые дрены; *4—7* — железобетонные анкеры, *8* — конструктивная арматура; *9* — бетонная обделка

ливой, работающей совместно с грунтово-анкерным сводом.

6.12. Стены камерных выработок небольшой высоты (менее 10 м), расположенных в крепких, слаботрещиноватых грунтах ($f_м > 8$), можно оставлять без обделки. В таких выработках следует предусматривать только декоративные стенки. Расстояние декоративных стенок от контура выработки должно назначаться не более 1 м.

Декоративные стенки могут быть как постоянными, так и съемными с креплением их к каркасу нержавеющими деталями. Стенки должны быть покрыты со стороны массива гидроизоляционными материалами.

6.13. При расположении выработок в крепких ($f_м > 8$), но выветривающихся грунтах, стены камер следует закреплять набрызгбетоном или тонкой выравнивающей слабоармированной бетонной обделкой, прианкеренной к грунту (рис. 5).

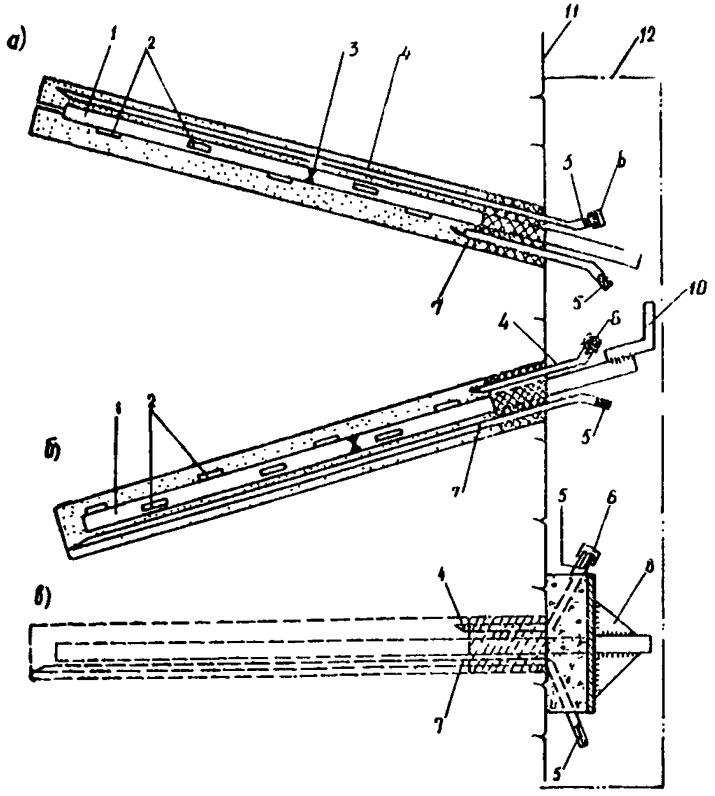

Рис. 6 Конструкция глубоких железобетонных анкеров:

а — восходящих, *б* — нисходящих, *в* — с оголовком; *1* — анкерный стержень (или пакет стержней); *2* — фиксаторы для образования защитного слоя (стальные или пластмассовые); *3* — сварной ванный шов или винтовая муфта; *4* — трубка водовоздухоотводная контрольная; *5* — резьбовой штуцер; *6* — заглушка; *7* — нагнетательная трубка; *8* — оголовок (опорная плита с косынками на бетонной подливке); *10* — соединительная арматура; *11* — контур выработки (или бетона); *12* — контур, определяющий внутренние габариты помещения камеры

6.14. Для крепления камерных выработок применяются короткие ($l_a \leqslant 5$м) анкеры без предварительного напряжения и глубокие ($l_a > 5$м) анкеры без предварительного напряжения (пассив-

ные) и предварительно напряженные (ПНА). Короткие анкеры применяются двух типов: железобетонные и сталеполимерные.

Пример конструкции глубокого ненапряженного железобетонного анкера приведен на рис. 6.

6.15. Предварительно напряженные анкеры могут быть глухими и сквозными. Глухие анкеры заделываются в массив и натягиваются домкратом после приобретения проектной прочности в замковой части.

Сквозные анкеры, устанавливаемые между параллельными выработками (рис. 7), натягиваются сразу после установки анкер-

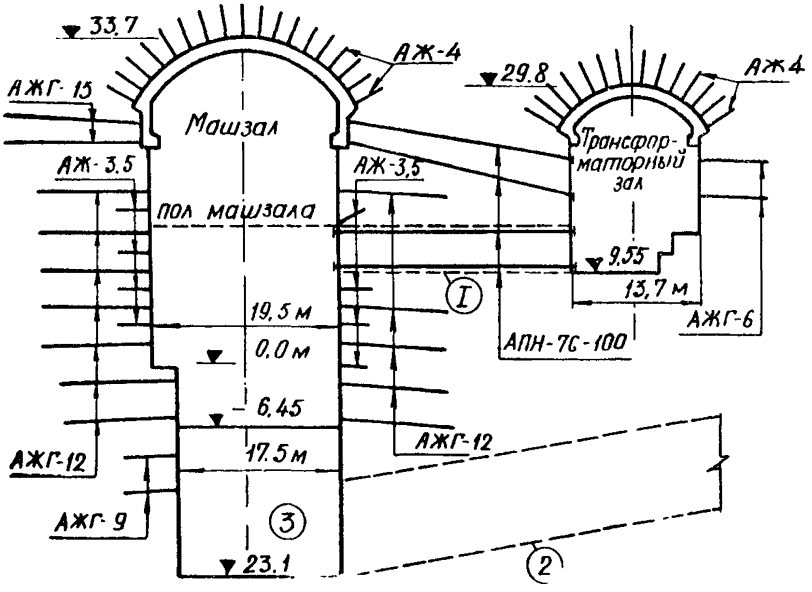

Рис. 7. Схема анкерного крепления выработок здания станции ГЭС Хоабинь (СРВ):

АПН-7С-100 — глубокие предварительно напряженные анкеры; АЖГ-15, АЖГ-12, АЖГ-9, АЖГ-6 — глубокие железобетонные анкеры длиной 15, 12, 9 и 6 м; АЖ-4 — короткие железобетонные анкеры длиной 4 м; *1* — контур галерей токопроводов, *2* — отводящий туннель; *3* — кратер колена отсасывающей трубы

ного тяжа в скважину. Пример конструкции сквозного анкера показан на рис. 8, глухого — на рис. 9. Предварительно напряженные анкеры могут проектироваться несвободными и свободными. Несвободные анкеры — зацементированные, имеющие сцепление с грунтом анкерного тяжа по всей длине. Свободные анкеры могут быть регулируемыми и нерегулируемыми. Наиболее надежными являются регулируемые ПНА.

6.16. При принятии решения о выборе того или иного типа глубоких анкеров — пассивных или ПНА необходимо учитывать их

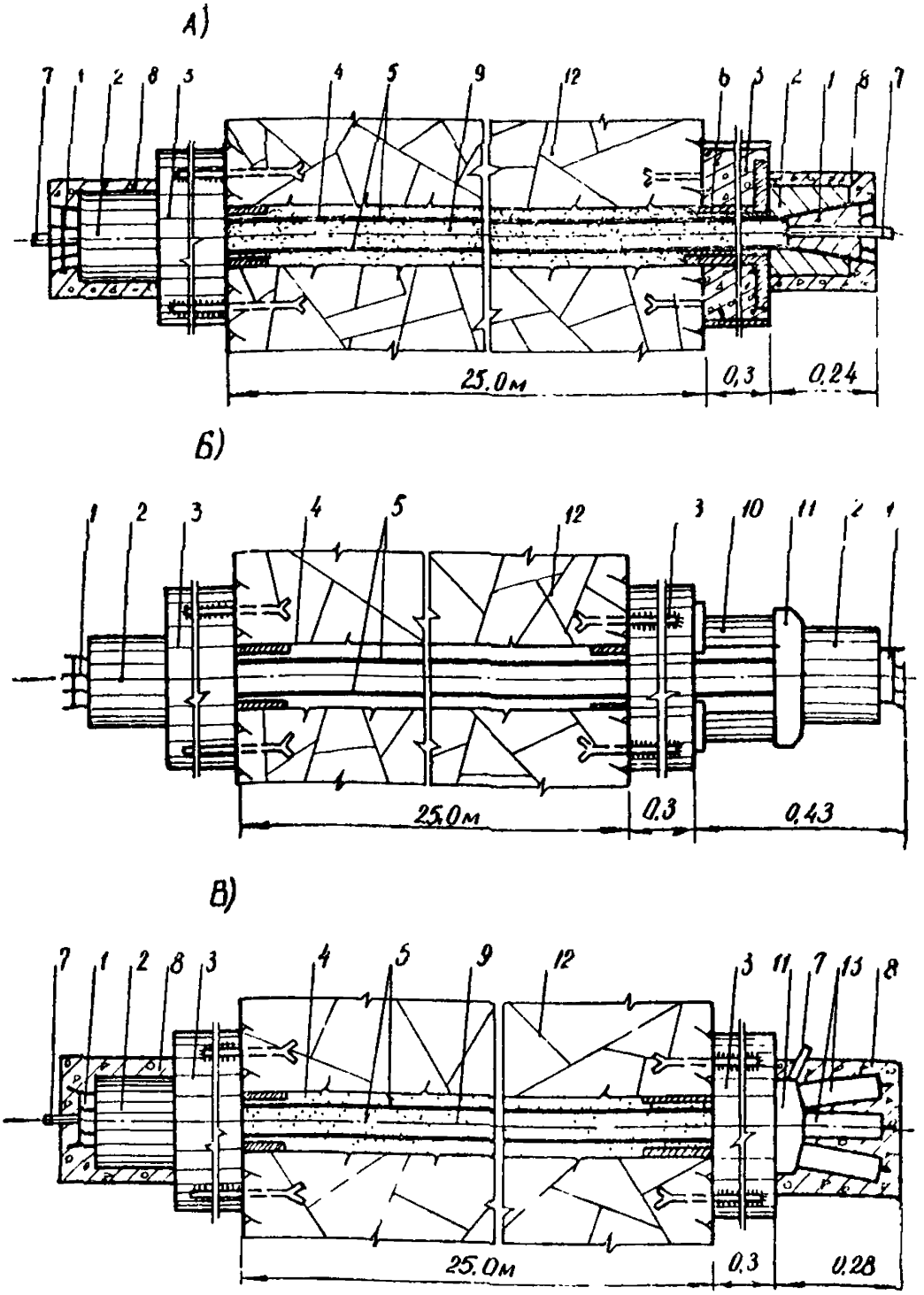

Рис. 8. Конструкция сквозных преднапряженных анкеров типа АПН-7С-100:

А — несвободный анкер с двумя натяжными головками (омоноличиваемый сразу после натяжения); *Б* — свободный контрольный анкер с КИА (без омоноличивания); *В* — несвободный анкер с одним натяжным оголовком (слева) и зажимами НИИЖБ (справа); *1* — конус; *2* — обойма; *3* — анкерная подушка (бетон в стальной обойме); *4* — скважина диаметром 105 мм; *5* — анкерный тяж (семь арматурных семипроволочных канатов класса К7 диаметром 15 мм); *6* — кондуктор, труба диаметром 100 мм с опорным фланцем; *7* — инъекционная трубка; *8* — обетонировка; *9* — густой цементный раствор; *10* — КИА типа ИПС-160; *11* — плита распределительная; *12* — скальный целик; *13* — индивидуальные зажимы НИИЖБ марки К-2-12-15

следующие основные особенности. Пассивные анкеры являются менее трудоемкими и более простыми по технологии установки, чем ПНА, однако надежность контроля качества их установки значительно ниже. Пассивные анкеры вступают в работу лишь по мере развития деформаций в массиве, что в определенных случаях

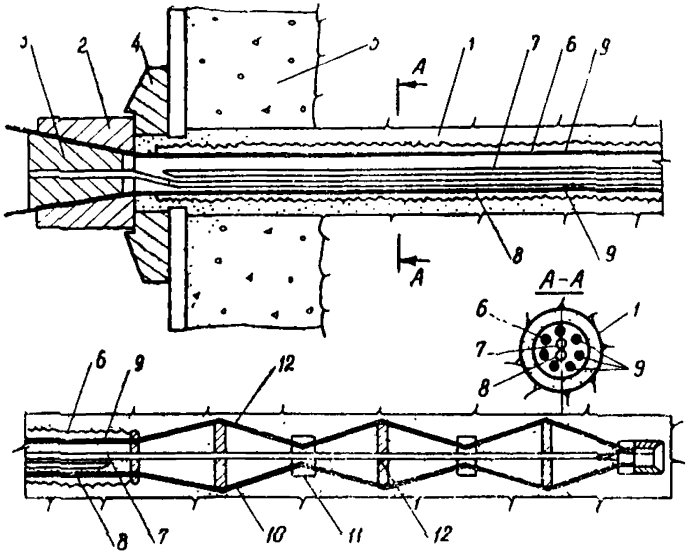

Рис. 9. Предварительно напряженный анкер конструкции Гидропроекта с усиленной антикоррозионной защитой, оголовок — конструкции СоюзДорНИИ:

1 — скважина; *2* — обойма; *3* — конус; *4* — опорная плита, *5* — бетонная подушка; *6* — полиэтиленовая гофрированная труба; *7* — полиэтиленовая трубка для инъектирования замковой части анкера и пространства вокруг гофрированной трубы; *8* — полиэтиленовая трубка для инъектирования внутреннего пространства гофрированной полиэтиленовой трубы; *9* — арматурные канаты; *10* — замковая часть анкера; *11* — стяжки; *12* — распорки

может привести к существенному снижению надежности крепления. Наоборот, ПНА активно включаются в работу сразу после их установки, что позволяет в максимальной степени использовать несущую способность грунтового массива. Расчет ПНА основан на четкой и ясной схеме, тогда как условия работы пассивных анкеров еще недостаточно определены для их строгого расчетного обоснования.

6.17. В качестве элементов анкерной схемы постоянного крепления стен крупных камерных выработок (машзалы ГЭС и ГАЭС) корытообразной формы рекомендуется, как правило, применять ПНА.

6.18. Параметры анкерных схем крепления стен выработок (шаг, глубина, диаметр, усилие натяжения) определяются расчетом или на основании испытания моделей из эквивалентных материалов. На стадии ТЭО допускается ориентировочно принимать: шаг анкеров от 3 до 4 м по высоте, от 3 до 6 м по длине камеры. При назначении длины анкеров (включая заделку) следует принимать большее из двух значений

$$l_a = (0{,}6 + 0{,}2)\,b \text{ или } l_a = (0{,}5 + 0{,}2)\,h,$$

где l_a — полная длина анкера, b и h соответственно пролет и высота камеры. В особо крепких грунтах длина анкера может приниматься наименьшей $l_a = 0{,}4\ b$, в грунтах ниже средней крепости — наибольшей $l_a = 0{,}8\ b$.

6.19. В выработках большой высоты ($h > 10$ м), расположенных в грунтах крепких и средней крепости ($f_м > 4$ м), для крепления стен следует принимать глубокие анкеры.

6.20. При проектировании обделки камерной выработки с глубокими анкерами следует использовать наличие параллельных ей других выработок для установки сквозных преднапряженных анкеров (рис. 10). В отдельных случаях может быть целесообразно устройство специальных продольных выработок для установки таких анкеров.

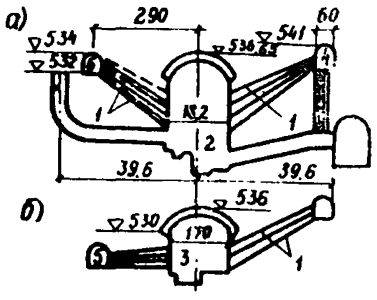

Рис. 10. Схема анкерного крепления машинного (*а*) и трансформаторного (*б*) залов ГЭС Чибро (Индия):

1 — анкеры с усилием натяжения 600 кН; *2* — машзал; *3* — трансформаторный зал, *4* — камера управления затворами, *5* — подходная выработка; *6* — верховая анкерная штольня

6.21. В камерах, сооружаемых в грунтах с $4 \leqslant f_м \leqslant 8$, обделку стен следует выполнять в виде несущих тонкостенных конструкций, прианкеренных к грунтовому массиву глубокими анкерами. В более слабых грунтах ($f_м < 4$) обделку камеры допускается выполнять в виде единой железобетонной конструкции криволинейного очертания. При этом торцам камеры в плане придают криволинейное очертание. Подкрановый путь размещают на коротких консолях, заделанных в обделку стен.

6.22. В случаях, когда проектом производства работ определена первоочередная проходка камеры по отношению к примыкающей к ней другой выработке, в зоне пересечения следует предусматривать местное усиление обделки камеры по контуру выработки.

При этом в проекте должно быть указано, что это усиление выполняется до начала проходки примыкающей выработки. Если

же в начале проходится примыкающая выработка, то ее обделка на протяжении не менее одного пролета должна быть выполнена до начала разработки камеры в зоне примыкания.

6.23. Устройство системы железобетонных распорок, расположенных ниже пола машзала, и оставление скальных целиков между агрегатами позволяет обеспечить бóльшую надежность, меньшую деформативность и существенно бóльшую экономичность сооружения. В этом случае глубокие анкеры ниже уровня пола машинного зала допускается проектировать со сроком службы только на строительный период.

6.24. Проект анкерного крепления должен включать необходимые мероприятия по обеспечению расчетного срока службы анкеров путем создания надежной антикоррозийной защиты металла с учетом наличия грунтовых вод и их агрессивности. Применяются следующие виды антикоррозийной защиты: чехлы из полиэтиленовых труб, цементация скважины вокруг анкерного тяжа, нанесение на анкерные тяжи лакокрасочных и эпоксидных покрытий, электрохимическая защита, оцинковка арматуры.

6.25. Наружные элементы анкеров, выступающие за контур выработки, не должны препятствовать ведению строительных работ и монтажу технологического оборудования.

6.26. Принимаемая в проекте обделки конструкция глухих ПНА должна обеспечивать возможность надежного контроля качества замоноличивания и несущей способности замковой части анкера.

6.27. Основные типы обделок камерных выработок, рекомендуемые для применения в различных инженерно-геологических условиях, приведены в табл. 3 и прил. 4. На стадиях ТЭР и ТЭО тип

Таблица 3

Характеристика грунтов (в массиве)		Типы обделок	
Коэффициент крепости $f_м$	Трещиноватость (модуль трещиноватости, $M_т$)	свод	стены
1	2	3	4
	Слаботрещиноватые (менее 1,5)	Без обделок, отдельные анкеры, набрызг-бетон толщиной 5—10 см по метал. сетке или дисперсно-армированный набрызг-бетон толщиной 5—8 см	Без обделок, анкеры, набрызг-бетон толщиной 5—10 см
$f_м>8$ (крепкие)	Среднетрещиноватые (1,5—5,0)	Анкеры, набрызг-бетон толщиной 10—15 см по металлической сетке или дисперсно-армированный набрызг-бетон толщиной 8—12 см	Анкеры, набрызг-бетон толщиной 10—15 см по металлической сетке

Продолжение таблицы 3

1	2	3	4
	Сильнотрещиноватые (более 5)	Анкеры, монолитный железобетон толщиной $\frac{1}{20}-\frac{1}{30}$ пролета камерной выработки	Предварительно напряженные анкеры с усилием 600—1000 кН с набрызг-бетоном или железобетон толщиной 20—40 см
$4 \leqslant f_м \leqslant 8$ (средней крепости)	Слаботрещиноватые (менее 1,5)	Анкеры, набрызг-бетон толщиной 15—20 см по металлической сетке или дисперсно-армированный набрызг-бетон толщиной 10—15 см	Анкеры, набрызг-бетон толщиной 10—15 см
	Средне- и сильнотрещиноватые (более 1,5)	Монолитный железобетон толщиной $\frac{1}{15}-\frac{1}{20}$ пролета выработки; сборный железобетон, обжатый в грунт или предварительно напряженные анкеры усилием 1000—1500 кН с набрызг-бетоном (последний вид обделки рекомендуется в среднетрещиноватых грунтах)	Предварительно напряженные анкеры с усилием 1000—1500 кН и набрызг-бетоном толщиной 7—10 см или монолитный железобетон толщиной 0,4—0,5 м, прианкеренный к грунту
	Слаботрещиноватые (менее 1,5)	Монолитный железобетон толщиной $\frac{1}{10}-\frac{1}{20}$ пролета камеры или сборный железобетон, обжатый в грунт или предварительно напряженные анкеры усилием 1000—1500 кН с набрызг-бетоном	Предварительно напряженные анкеры усилием 1000—1500 кН с набрызг бетоном толщиной 10—15 см или монолитный железобетон толщиной 0,4—0,8 м, прианкеренный к грунту
$f_м < 4$ (ниже средней крепости)	Средне- и сильнотрещиноватые (более 1,5)	Предварительно напряженные анкеры, набрызг-бетон толщиной 20÷30 см по сетке или предварительно напряженные анкеры усилием 1200—1700 кН и монолитный железобетон толщиной, равной $\frac{1}{25}-\frac{1}{30}$ пролета, или сборный железобетон, обжатый в грунт	Предварительно напряженные анкеры усилием 1200—1700 кН с набрызг бетоном толщиной 15—20 см (или железобетон толщиной 0,5—0,7 м) или монолитный железобетон толщиной до 1,5 м при криволинейном очертании поперечного сечения камеры

обделки следует принимать по аналогам и (или) по табл. 3. Окончательный выбор типа обделки на стадиях «Проект» и РД возможен только на основе проведения соответствующих расчетов (см. гл. 7, 8 и прил. 2) и исследований на физических моделях (см. гл. 10 и прил. 3).

7. НАГРУЗКИ, ВОЗДЕЙСТВИЯ И ИХ СОЧЕТАНИЯ

7.1. Нагрузки и воздействия разделяются на постоянные и временные длительные, кратковременные и особые.

7.2. К постоянным нагрузкам и воздействиям относятся:

естественное напряженное состояние грунтового массива;

горное давление;

вес конструкций;

воздействия предварительного напряжения;

воздействия, вызванные перепадом температур, определяемым разностью естественной температуры грунтового массива и постоянной температуры воздуха в подземной камере (расчет производится при разности температур более 30° и выполняется с учетом набухания бетона обделки).

7.3. К временным длительным нагрузкам относится давление подземных вод.

7.4. К кратковременным нагрузкам относятся нагрузки от подъемно-транспортных механизмов.

7.5. К особым нагрузкам и воздействиям относятся сейсмические и взрывные воздействия.

7.6. В статических расчетах обделок подземных камер нагрузки и воздействия надлежит принимать в следующих сочетаниях:

основные, состоящие из постоянных, временных (длительных и кратковременных) нагрузок и воздействий;

особые, состоящие из постоянных, временных (длительных, некоторых кратковременных) и одной из особых нагрузок и воздействий.

7.7. Нагрузки и воздействия следует принимать в наиболее неблагоприятных возможных сочетаниях, отдельно для строительного и эксплуатационного периодов.

7.8. Основными характеристиками нагрузок и воздействий являются их нормативные значения (см. СНиП 2.01.07—85).

7.9. Расчетные значения нагрузок и воздействий вычисляются путем умножения нормативных значений на коэффициенты надежности по нагрузкам γ_f. Коэффициенты надежности следует принимать по СНиП 2.06.09—84, приложению 3 СНиП 2.06.01—86 и п. 7.10.

7.10. В расчетах и при моделировании естественное напряженное состояние массива задается в виде тензора главных напряже-

ний с указанием ориентации осей. Когда одна из главных осей совпадает с вертикалью, поле естественных напряжений характеризуется также коэффициентом горизонтального давления λ, определяющим отношение горизонтальных напряжений к вертикальным.

При определении расчетных значений естественного напряженного состояния грунтового массива, задаваемого в виде вертикальной и горизонтальных компонент нормальных напряжений, горизонтальные компоненты напряжений следует умножать на коэффициент γ_f, принимаемый равным 1,2 в случае $\lambda > 1$ и 0,8 — при $\lambda \leqslant 1$.

7.11. Определение нормативного значения горного давления на стадиях ТЭР и ТЭО при расчете элементов конструкций крепи по схемам механики стержневых систем следует выполнять согласно пп. 5.10—5.15 СНиП 2.06.09—84, а также на основании опыта строительства и эксплуатации подземных сооружений в аналогичных инженерно-геологических условиях.

На стадиях «Проект» и РД значение горного давления необходимо определять по характеристикам грунтов с учетом их изменения при эксплуатации (изменение свойств грунтов массива при их водонасыщении).

Для определения значения горного давления следует использовать специализированные структурно-геологические модели (см. прил. 1), учитывающие особенности картины трещиноватости массива, определяющие конфигурацию возможных вывалов.

7.12. Давление подземных вод следует определять при установившемся уровне воды в водохранилище с учетом снижения его величины дренажными устройствами и цементационными завесами, предусмотренными для этих целей.

7.13. При проектировании камерных выработок, располагаемых в многолетнемерзлых грунтах, необходимо учитывать влияние изменений температурного режима в процессе строительства и эксплуатации на их несущую способность.

7.14. Сейсмические нагрузки учитываются в расчетах обделок камерных выработок при строительстве их в районах сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов, а взрывные нагрузки — при максимальных скоростях колебаний породы, соответствующих 7, 8 и 9 баллам сейсмических воздействий.

7.15. Интенсивность сейсмического воздействия определяется по карте сейсмического районирования территории СССР (прил. 1, 2 СНиП 11-7—81 «Строительство в сейсмических районах») и на основании сейсмического микрорайонирования, а взрывного воздействия — по максимальным прогнозируемым скоростям колебаний грунта согласно табл. 4.

7.16. В общей постановке сейсмические воздействия определяются следующими основными характеристиками: сейсмограммой

Таблица 4

Интервалы максимальных скоростей колебаний грунта, см/с	Интенсивность взрыва, баллы
6,1—12,0	7
12,1—24,0	8
24,1—48,0	9

(график изменения во времени смещений точек грунтового массива), велосиграммой (график изменения во времени скоростей смещения точек массива), акселерограммой (график изменений во времени ускорений смещения точек массива), а также направлением распространения сейсмических волн.

7.17. Согласно п. 2.2а СНиП II-7—81 сейсмическое воздействие в квазистатической постановке определяют следующие факторы:

а) нормальные σ_n и касательные τ_n динамические напряжения (МПа) в грунте от проходящей сейсмической волны определяются по формулам:

$$\sigma_n = \pm \frac{1}{2\pi} AK_1 \gamma C_1 T_0 K_h, \qquad (5)$$

$$\tau_h = \pm \frac{1}{2\pi} AK_1 \gamma C_2 T_0 K_h,$$

где A — коэффициент, равный 0,1; 0,2; 0,4 соответственно для расчетной сейсмичности 7, 8, 9 баллов (п. 2.5 СНиП II-7—81); $K_1 = 0{,}25$ — коэффициент, учитывающий конструктивные решения зданий и сооружений (табл. 3 СНиП II-7—81); γ — удельный вес грунта, кН/м^3; C_1, C_2 — скорости распространения в грунте продольных и поперечных волн, м/с; T_0 — преобладающий период сейсмических колебаний, при отсутствии специальных сейсмологических исследований принимается равным 0,5 сек; K_h — коэффициент, зависящий от глубины заложения сооружения.

При глубине заложения до 100 м величина K_h изменяется от 1 до 0,5, а на глубине более 100 м величину K_h следует принимать равной 0,5;

б) инерционные сейсмические нагрузки S_i от веса Q_i стеновых грунтовых блоков, веса Q_2 грунтового свода обрушения, веса Q_3 обделки свода и др. определяется по формуле вида:

$$S_i = AK_1 a_i K_h \qquad (i = 1, 2, 3\ldots). \qquad (6)$$

Безынерционные нагрузки (а) по времени их действия не совпадают с инерционными сейсмическими нагрузками (б), поэтому в особое сочетание нагрузок они входят раздельно.

8. РАСЧЕТЫ ОБДЕЛОК КАМЕРНЫХ ВЫРАБОТОК

8.1. Расчеты обделок камерных выработок в соответствии с ГОСТ 27751-88 следует производить по двум группам предельных состояний:

первая группа — по потере несущей способности или полной непригодности к эксплуатации;

вторая группа — по непригодности к нормальной эксплуатации.

К предельным состояниям первой группы для камерных выработок относятся:

общая потеря устойчивости выработки;

нарушение прочности отдельных конструктивных элементов (участков) обделки в результате воздействия горного давления, гидростатического и физико-химического воздействия грунтовых вод, которое может привести к потере ими несущей способности и локальной потере устойчивости выработки (обрушение участков стен, кровли, опор подкрановых путей);

чрезмерная деформация контуров основных выработок (конвергенция стен), которая может привести к выходу из строя кранового и технологического оборудования;

нарушение фильтрационной прочности грунтового массива, противофильтрационных и дренажных устройств, которые могут привести к недопустимым водопритокам в камеру и (или) повышению давления на обделку.

К предельным состояниям второй группы относятся состояния, вызывающие:

раскрытия трещин в конструкциях обделки, снижающие ее долговечность;

неравномерность смещений опор подкрановых путей, затрудняющую эксплуатацию кранов;

нарушения местной прочности обделки, фильтрационной прочности грунтового массива, противофильтрационных и дренажных устройств, которые могут привести к непригодности сооружения к нормальной эксплуатации (обильные водопритоки, повышенная влажность в помещении камеры, снижение качества внутренней отделки).

8.2. В расчетах надлежит вводить следующие коэффициенты:

коэффициенты надежности по назначению сооружению γ_n и сочетаний нагрузок γ_{lc}, принимаемые согласно СНиП 2.06.01—86;

коэффициент условий работы γ_c согласно табл. 5.

Значения коэффициентов надежности по материалу γ_m, принимаемых для определения расчетных характеристик материалов, устанавливаются по СНиП на проектирование конструкций из соответствующих материалов. Коэффициент надежности по характеристикам грунтов γ_g следует принимать равным 1,25.

Таблица 5

Элемент конструкции	Коэффициент условий работы γ_c при расчете по предельным состояниям	
	I группы	II группы
Бетонные (в том числе из набрызг-бетона)	1	0,9(0,75)
Железобетонные (в том числе предварительно напряженные, из армированного набрызг-бетона и железоторкрета)	1,1	1,3(1,15)
Анкеры глубокие предварительно напряженные	0,95	1
Анкеры глубокие без предварительного напряжения		
в своде без учета прочности грунтового массива	0,95	1
в своде с учетом прочности грунтового массива	0,8	1
в стенах	0,65	1

Примечания 1. Значения коэффициентов, указанные в скобках, следует принимать для грунтов, подверженных суффозии, выщелачиванию, а также при гидрокарбонатной щелочности воды — среды менее 0,25 мг экв/л.

2 Коэффициент γ_c для потенциально неустойчивых грунтовых блоков следует принимать равным 1

3 При расчете конструкции на сейсмические или взрывные воздействия в соответствии со СНиП II-7--81 следует вводить дополнительный коэффициент условий работы $m_{кр}$ принимаемый равным 1,2 для железобетонных конструкций и 1,4 — для стальных

8.3. Расчет элементов обделок камерных выработок по предельным состояниям первой и второй групп следует выполнять в соответствии со СНиП 2.06.08—87 для бетонных и железобетонных конструкций и СНиП II-23—81 * — для стальных конструкций.

8.4. Расчет конструкций обделок по первой группе предельных состояний следует выполнять с применением расчетных значений нагрузок и характеристик грунтов и материалов.

8.5. Расчет конструкций обделок по второй группе предельных состояний следует выполнять с применением нормативных значений нагрузок и характеристик грунтов и материалов.

8.6. На стадиях «Проект» и РД статические расчеты должны проводиться в физически нелинейной постановке. Математические модели должны учитывать неоднородность, анизотропию и трещиноватость грунтов. Использование изотропных моделей допускается при коэффициенте анизотропии не более 1,4.

На стадиях «Проект» и РД следует учитывать изменение напряженно-деформированного состояния массива во времени вокруг выработки для уточнения параметров ее обделки.

8.7. На стадиях «Проект» и РД в расчетных схемах следует моделировать последовательность разработки грунта и возведения элементов обделки.

8.8. При расстоянии между соседними выработками более двух максимальных пролетов на стадиях ТЭО и ТЭР допускается производить расчет каждой выработки как одиночной. На стадиях «Проект» и РД должно учитываться взаимодействие параллельных выработок.

8.9. Для определения общей картины напряженно-деформированного состояния сооружения (приконтурных зон грунтового массива и конструкций обделки) следует применять модели механики сплошной среды. Для определения усилий в элементах конструкции обделки следует применять расчетные схемы механики стержневых систем.

8.10. В результате расчетов, выполненных на базе моделей механики сплошной среды, для каждого характерного строительного этапа и сочетания нагрузок и воздействия в общем случае должны быть определены:

перемещения в массиве и на контуре выработок;

напряжения в грунтовом массиве и моделируемых элементах обделки;

зоны неупругих деформаций грунтового массива вокруг выработок.

Расчеты выполняются численными методами: конечных элементов (МКЭ), конечных разностей (МКР), граничных элементов (МГЭ). В расчетных схемах МКЭ наличие систем трещин, напластований может учитываться на базе прочностных моделей, реализующих обобщенный критерий Мора (см. прил. 2); системы межблочных трещин в приконтурных зонах выработок могут моделироваться специальными конечными элементами (типа Гудмана).

8.11. Для приближений оценки возможных максимальных смещений стен камерной выработки во время строительства допускается пользоваться формулой

$$\Delta l = 4{,}5h^{1{,}5}f_{\text{м}}^{-2},$$

где h — высота стен, м; Δl — перемещение, мм.

8.12. Железобетонный свод должен быть рассчитан на нагрузку от возможного вывала грунта, размеры которого определяются на основании моделей трещиноватости массива (см. прил. 1) с учетом конфигурации зон неупругих деформаций.

8.13. Оценка устойчивости потенциально неустойчивых блоков обрушения грунта должна производиться на основе анализа всех возможных схем их предельного равновесия. Конфигурация блоков обрушения определяется на основе моделей трещиноватости грунта с учетом расчетных зон неупругих деформаций грунтового массива.

Оценка устойчивости блоков для каждой схемы предельного равновесия заключается в проверке условия

$$\gamma_n \gamma_{lc} F \leqslant \sum_i \gamma_{ci} R_i \qquad (7)$$

где F и R_i — расчетные значения соответственно сил, стремящихся вывести блок из равновесия, и компонент удерживающих сил; γ_{ci} — коэффициенты условий работы грунтовых блоков и конструктивных элементов.

Определяющей, как правило, является схема предельного равновесия, которая согласно условию (7) характеризуется максимальным дефицитом удерживающих сил.

В тех случаях, когда условие (7) не удовлетворяется, проектируется постоянная обделка (см. гл. 6).

8.14. Коэффициент устойчивости грунтового блока вычисляется по формуле

$$K_v = \frac{\sum_i \gamma_{ci} R_i}{\gamma_{lc} \gamma_n F} \geqslant 1. \qquad (8)$$

8.15. При расчете и проектировании обделок камерных выработок с учетом сейсмических и взрывных воздействий следует руководствоваться положениями СНиП II-7—81 (при этом рекомендуется пользоваться Пособием $\frac{\text{П17—85}}{\text{ВНИИГ}}$ «Учет сейсмических воздействий при проектировании гидротехнических сооружений») и других нормативных документов, относящихся к строительству в сейсмических районах.

8.16. Расчет набрызг-бетонного покрытия, выполняемого по анкерам, следует производить в соответствии со СНиП 2.06.09—84 (раздел 3 прил. 2).

8.17. Расчет конструкции опор подкрановых путей, выполненных в виде арок, балок, ферм, следует проводить по расчетным схемам механики стрежневых систем.

Конструкции опор, выполняемые в виде балок-стенок с консольной полкой, в общем случае следует рассчитывать методами теории упругости (МКЭ, МКР и др.) с моделированием в расчетных схемах работы грунтового массива. При реализации в таких конструкциях схемы подвески к пятам свода без активного включения примыкающего к ним грунтового массива допускается использование расчетных схем механики стержневых систем. Характеристики грунтового массива следует принимать пониженными с учетом его ослабления от разуплотнения в процессе раскрытия выработок.

Расчет железобетонных конструкций следует выполнять в физически нелинейной постановке, учитывающей трещинообразова-

ние в бетоне. Упругую модель допускается использовать при специальном обосновании.

8.18. В особо сложных случаях взаимодействия грунтового массива с конструкцией опор подкрановых путей для обоснования проектного решения рекомендуется проведение исследования на моделях из эквивалентных материалов.

9. ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ КОНСТРУКЦИЙ ОБДЕЛОК КАМЕРНЫХ ВЫРАБОТОК, РАСПОЛОЖЕННЫХ В ВЕЧНОМЕРЗЛЫХ ГРУНТАХ

9.1. При проектировании камерных выработок в условиях вечной мерзлоты надлежит дополнительно определять следующие инженерно-геологические данные:

упругие и прочностные характеристики вечномерзлых грунтов как для мерзлого, так и для талого состояний;

наличие линз льда и степень заполнения трещин льдом или льдонасыщенным заполнителем;

теплофизические характеристики грунтов;

температуру вечномерзлых грунтов;

данные о криогенной текстуре (особенности строения грунтовых мерзлых пород, обусловленные расположением их составных частей);

данные о размерах таликов и о скоростях фильтрационного потока в них;

удельную величину осадки грунтов под нагрузкой при оттаивании.

9.2. Прогнозирование величины и характера проявления горного давления в вечномерзлых грунтах, как правило, надлежит осуществлять:

экспериментальным путем в опытных выработках (штольнях и камерах), расположенных в аналогичных проектируемой подземной камере мерзлотно-геологических условиях, при искусственном оттаивании вмещающего массива вечномерзлых грунтов;

сопоставлением с аналогами, главным образом с объектами, длительное время находящимися в эксплуатации в аналогичных мерзлотно-геологических условиях;

расчетным путем и физическим моделированием с помощью метода эквивалентных материалов.

9.3. Расчетная величина гидростатического давления грунтовых вод должна определяться по пьезометрическому уровню, установленному на основе фильтрационных исследований и исследований глубины протаивания грунта вокруг камеры.

9.4. Необходимо учитывать возможность осадки проектируемых сооружений, связанной с образованием под ними зоны оттаивания грунтов. Величина возможной осадки зависит от температурных условий эксплуатации камерной выработки, степени трещиноватости и льдистости вмещающих грунтов и определяется в процессе изысканий.

9.5. Конструкции обделок камерных выработок, расположенных в грунтах, характеризующихся значительной льдистостью, должны обладать податливостью, то есть способностью под влиянием неравномерных нагрузок перераспределять усилия в своих элементах без нарушения их целостности и максимально включать в работу *окружающий массив. К таким конструкциям относятся* различные комбинации железобетонной анкерной крепи и набрызгбетона или дисперсно-армированного набрызг-бетона.

9.6. В случаях, когда камерные выработки проветриваются наружным воздухом, необходимо предусматривать мероприятия, исключающие обледенение обделки, а также морозное пучение из-за сезонного оттаивания и замерзания.

9.7. При назначении класса и марки бетона обделок следует учитывать возможность периодического (сезонного) замораживания и оттаивания бетона.

10. ОСНОВНЫЕ ЗАДАЧИ МОДЕЛИРОВАНИЯ КАМЕРНЫХ ВЫРАБОТОК

10.1. Модельные исследования камерных выработок проводятся на стадии «Проект» с целью оценки устойчивости выработок, уточнения параметров обделки и технологии производства горных работ. Описание технологии моделирования на эквивалентных материалах приведено в прил. 3. Исследования могут быть проведены с учетом динамических воздействий.

10.2. В результате модельных исследований определяются:

напряженно-деформированное состояние грунтового массива вокруг камерной выработки;

зоны неупругих деформаций окружающего выработку грунта и характер развития этих зон в процессе поэтапной разработки выработки, предусмотренной проектом производства работ;

смещения массива и деформации контура выработки;

уточненные параметры анкерной крепи и технологии проходческих работ;

характер развития трещинообразования в грунтовом массиве и в обделках в период эксплуатации.

Приложение 1
Справочное

ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ

1.1. Проектирование камерных выработок следует вести на основе инженерно-геологических моделей, разрабатываемых инженерно-геологическими службами. Инженерно-геологическое моделирование позволяет в расчетных и физических моделях отразить основные закономерности строения и свойств грунтового массива, выделить в нем квазиоднородные инженерно-геологические участки.

1.2. Инженерно-геологические модели подразделяются на общие и специализированные.

Общая (основная) модель отражает общие закономерности состояния и свойств грунтового массива, обусловленные сочетанием основных инженерно-геологических факторов — вещественного состава грунтов и факторов влияния на массив тектонических и экзогенных процессов (рис. 1). Она строится на основе данных инженерно-геологического районирования и моделирования по совокупности промежуточных (вспомогательных) моделей: петролитологической, общей тектонической нарушенности и экзогенного изменения массива.

Специализированные инженерно-геологические модели, в отличие от общих, отражают одно или несколько свойств данного участка (трещиноватость, геомеханические, фильтрационные свойства). Они разрабатываются на основе общих моделей, но применительно к конкретному сооружению.

1.3. Модель трещиноватости — это схематизированная и масштабированная сеть трещин скального массива, представленная в табличной и графической форме.

В состав параметров для моделей трещиноватости входят следующие характеристики нарушений сплошности скального массива: ориентировка систем трещин (азимут простирания, азимут и угол падения), шаг трещин (кратчайшее расстояние между двумя соседними трещинами в системе), их протяженность и расстояние между концами трещин по их протяженности (для случая прерывистой сети трещин).

1.4. Модель геомеханических свойств массива — синтез общей инженерно-геологической модели с характеристиками геомеханических свойств по отдельным ее элементам. Это принципиальная (исходная) модель, которая в зависимости от конкретной задачи может трансформироваться в частные модели одного или нескольких свойств (например, модель плотности, модель сдвиговой прочности и т. д.).

Нормативные характеристики грунтового массива, рекомендуемые для использования на стадиях ТЭО и ТЭР, приведены в табл. 1.

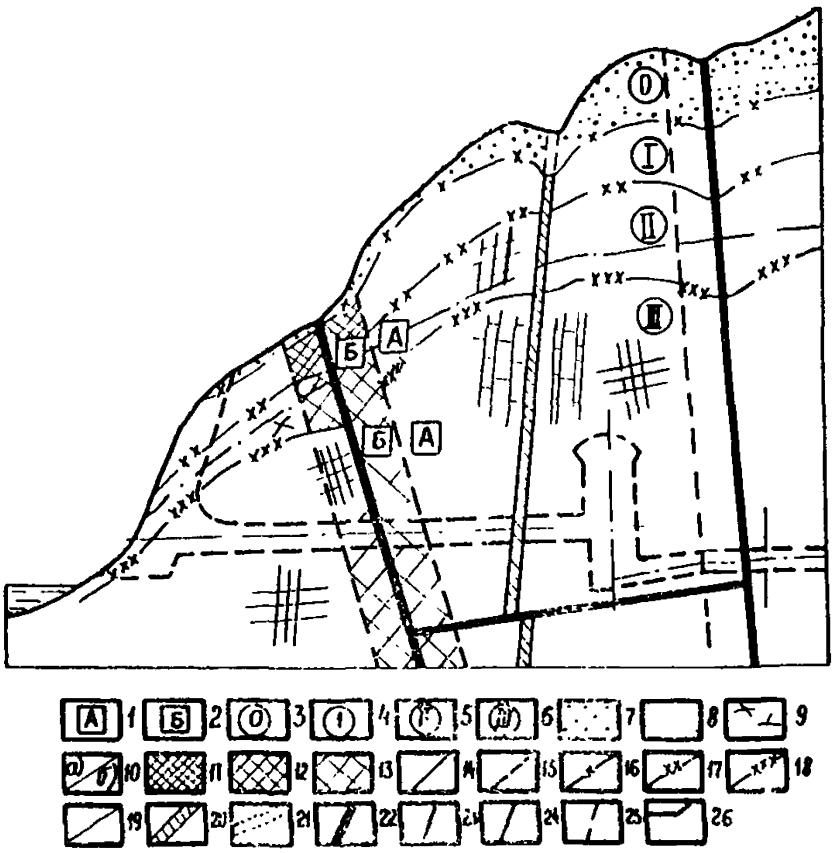

Рис. 1. Общая инженерно-геологическая модель грунтового массива:

Области и зоны:
1 — область вне влияния тектонических разрывов, *2* — область влияния разрывов; *3* — зона элювиированных грунтов; *4* — зона выветривания; *5* — зона разгрузки; *6* — зона сохранных грунтов Инженерно-геологические участки. *7*—0 — элювиированные (нескальные) грунты; *8*—IA — массив вне области влияния разрывов в зоне выветривания, *9*—IIA — то же в зоне разгрузки; *10*—IIIA — то же, в зоне сохранных грунтов (*а* — песчаников, *б* — песчанистых известняков); *11*—16 — массив в области влияния разрывов в зоне выветривания, *12*—IIБ — то же, в зоне разгрузки; *13*—IIIБ — то же в зоне сохранных грунтов границы: *14* — литологических разностей, *15* — областей, *16* — зоны эллювия; *17* — зоны выветривания; *18* — зоны разгрузки; *19*—уровня грунтовых вод Поверхности ослабления в скальном массиве: *20* — пласт ослабленных грунтов; *21* — зона избирательного выветривания; *22* — разрывные нарушения IV и более высоких порядков; *23*—*25* — схематические изображения моделей трещин V (*23*), VI (*24*) и VII (*25*) порядков. Прочее: *26* — контуры проектируемых сооружений

Пример применения частных моделей (трещиноватости, геомеханических свойств, напряженного состояния) для оценки местной прочности при проектировании камерной выработки машзала приведен на рис. 2.

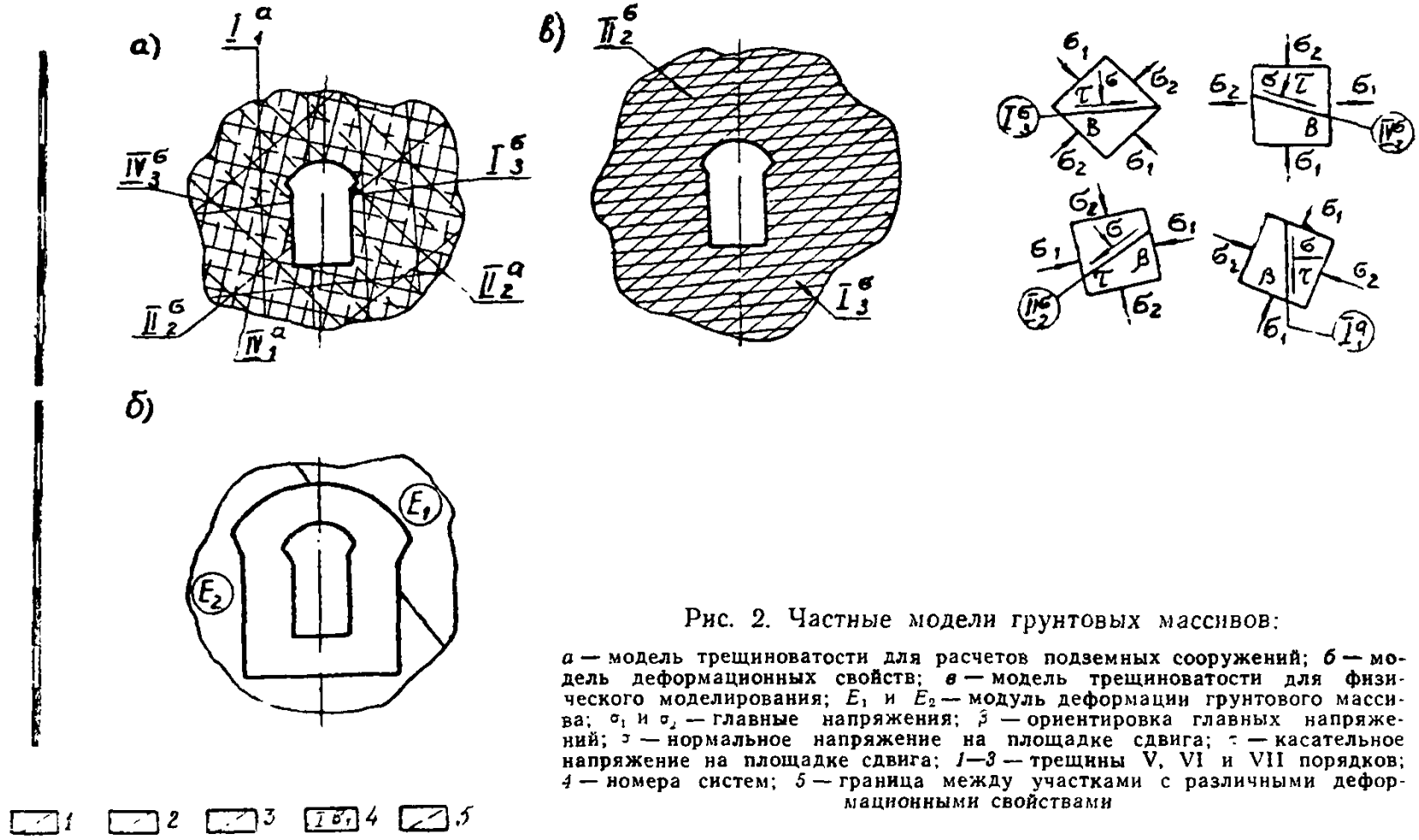

Рис. 2. Частные модели грунтовых массивов:

а — модель трещиноватости для расчетов подземных сооружений; *б* — модель деформационных свойств; *в* — модель трещиноватости для физического моделирования; E_1 и E_2 — модуль деформации грунтового массива; σ_1 и σ_2 — главные напряжения; β — ориентировка главных напряжений; σ — нормальное напряжение на площадке сдвига; τ — касательное напряжение на площадке сдвига; *1—3* — трещины V, VI и VII порядков; *4* — номера систем; *5* — граница между участками с различными деформационными свойствами

Таблица 1

4.2. Нормативные геомеханические характеристики массивов скальных грунтов

Категории грунта	Грунты	Модуль деформации и коэффициент крепости в массиве	Коэффициент удельного отпора	Значения прочностных характеристик массива скальных грунтов: параметры сопротивления сдвигу в массиве по площадкам, не приуроченным к поверхностям ослабления: для расчетов напряженно-деформирован. состояния и местной прочности		для расчетов устойчивости методами предельного равновесия и для физического моделирования		по трещинам, заполненным песчаным и глинистым грунтом с шириной их раскрытия (мм) для всех видов расчета и физич. моделир.: <2 в том числе сомкнутые		2—20 преимущественно с песчаным заполнителем		2—20 преимущественно с глинистым заполнителем		>20 преимущественно с песчаным заполнителем		>20 преимущественно с глинистым заполнителем		Прочность скального массива на одноосное сжатие	Прочность скального массива на растяжение
		$\frac{F, \text{МПа}}{f_м}$	k_0 н/см³ (кг/см³)	tg φ	C, МПа	tg φ	C, МПа	tg φ	C, МПа	tg φ	C, МПа	tg φ	C, МПа	tg φ	C, МПа	tg φ	C, МПа	$R_{c,m}$, МПа	$R_{t,m}$, МПа
1.	Скальные (массивные, крупнообломочные, слоистые, плитчатые, очень слабо и слаботрещиноватые невыветрелые) с $R_c > 50$ МПа (500 кгс/см²)	$\frac{>10{,}000}{>8}$	>4000 (400)	1,80	2,00	1,40	1,60	1,1	0,30	1.00	0,20	0,85	0,15	0,75	0,10	0,55	0,04	15	—0,4
2.	Скальные (массивные, крупноблочные, блочные, слоистые, плитчатые, среднетрещиноватые, слабовыветрелые) с $R_c > 50$ МПа (500 кгс/см²)	$\frac{5000—10000}{5—8}$	2500—4000 (250—400)	1,50	1,70	1,20	1,30	1,0	0,20	0,90	0,15	0,75	0,10	0,70	0,06	0,55	0,03	10	—0,25
3.	Скальные (массивные, крупноблочные, блочные, слоистые, плитчатые, сильно и очень сильнотрещиноватые) с $R_c = 15—50$ МПа (150—500 кгс/см²), скальные (слабовыветрелые, слаботрещиноватые) с $R_c = 5—15$ МПа	$\frac{3000—5000}{3—4}$	1500—2000 (150—200)	1,30	1,00	1,00	0,80	0,90	0,15	0,80	0,10	0,70	0,06	0,60	0,03	0,50	0,02	6	—0,15
4.	Полускальные (плитчатые, тонкоплитчатые, средне-сильно и очень сильнотрещиноватые) с $R_c < 5$ МПа (50 кгс/см²)	$\frac{<3000}{<3}$	<1000 (100)	1,00	0,30	0,80	0,25	0,80	0,10	0,70	0,06	0,60	0,03	0.55	0,02	0,40	0,015	1,5	—0,08

Примечания: 1. Для определения расчетных характеристик прочности приведенные в графах 7÷18 значения нормативных характеристик следует разделить на коэффициент надежности по грунту, равный 1,25, а графах 19,20 — на 1,5. 2. Для поверхностей сдвига, приуроченных к прерывистым или кулисным трещинам, приведенные в графах 7÷18 значения характеристик tg φ необходимо умножить на 1,1, а характеристики C на 1,2. 3. Для поверхности разрыва, совпадающей с трещиной $R_t = 0{,}4$. 4. Приведенные в таблице характеристики соответствуют водонасыщенному состоянию грунта. 5. При назначении характеристик скальных грунтов следует учитывать изменение категории грунта и ширины раскрытия трещин в зависимости от интенсивности взрывных воздействий и степени нагружения массива.

Приложение 2
Обязательное

РАСЧЕТ КАМЕРНЫХ ВЫРАБОТОК

1. Основные положения расчета камерных выработок

1.1. Общая методика расчета камерных выработок на стадиях «Проект» и РД включает три основных этапа:

1) решение задач механики сплошной среды для области, вмещающей выработку;

2) расчет по стерженевой схеме на нагрузки от веса свода (когда выработка имеет железобетонный свод) и вывала грунта, размеры которого определяются конфигурацией зон неупругих деформаций, найденных на первом этапе, и структурными особенностями массива;

3) проверка устойчивости контура выработки и определение в необходимом случае параметров анкерного крепления железобетонной, набрызг-бетонной обделок.

В отдельных случаях (например, при замкнутой конструкции обделки выработки эллиптического очертания и др.) второй и третий этапы расчета совмещаются.

1.2. Цель первого этапа — определение напряженно-деформированного состояния грунтового массива и элементов конструкции крепи, а также зон неупругих деформаций в приконтурной области выработки.

1.3. Цель второго этапа — вычисление усилий в конструкции свода от нагрузки в виде наиболее неблагоприятного вывала грунта, определяемого на основании специализированных инженерно-геологических моделей с учетом зон неупругих деформаций.

1.4. На заключительном, третьем этапе расчета оценивается степень устойчивости потенциальных блоков обрушения грунта в стенах и своде выработки относительно расчетных поверхностей скольжения. Положение поверхностей скольжения при заданном поле напряжений определяется как прочностными свойствами массива, так и наличием в нем ориентированных систем трещин, отдельных разломов, свойствами заполняющих их материалов.

1.5. Указанные расчеты выполняются для каждого из сечений, определяющих отдельные, характерные в отношении инженерно-геологических свойств грунтового массива и геометрических параметров выработки, участки в направлении продольной оси камеры. Величины всех нагрузок, а также параметры анкеров в расчетных схемах этапов принимаются приведенными на единицу длины выработки в направлении, нормальном рассматриваемому сечению. При наличии вычислительных возможностей решение задач

первого этапа следует выполнять на базе объемных расчетных моделей. Задачи третьего этапа следует решать как в плоской, так и, в необходимых случаях, в объемной постановке.

1.6. По найденным в результате расчетов напряжениям и (или) усилиям определяются параметры несущих конструкций, обеспечивающие надежность работы сооружения.

1.7. Прочность изотропного грунта в некоторой точке массива оценивается по теории Кулона-Мора. Согласно критерию Мора прочность сохраняется, если круг Мора, соответствующий тензору напряжений для рассматриваемой точки, лежит внутри огибающей предельных кругов Мора, как показано на рис. 1*б*. Оценка производится по отношению длин отрезков ДА и ЕА:

$$K = \frac{ДА}{АЕ}, \quad ДА = ЕА + ДЕ,$$

где К — локальный коэффициент запаса прочности грунта; ЕА — радиус фактического круга Мора; ДЕ — минимальное расстояние между фактическим кругом Мора и огибающей предельных кругов Мора.

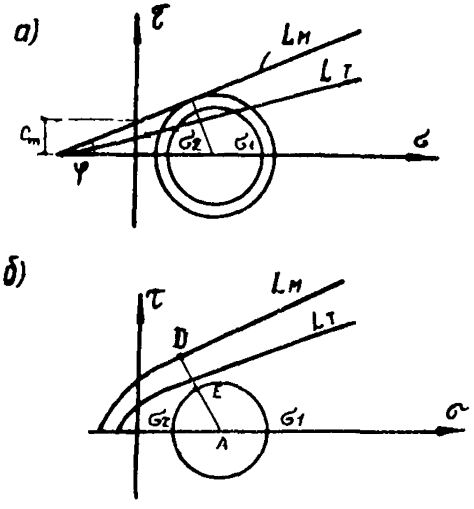

Рис. 1. Обобщенные модели предельных состояний по теории Мора:

а — линейная аппроксимация линий предельных состояний; *б* — кусочно-регулярная аппроксимация; $L_м$ — линия предельных состояний для грунтового массива, $L_т$ — то же для поверхности некоторой трещины

При известном уравнении огибающей:

$$r = f(\sigma) \tag{1}$$

локальный коэффициент запаса К выражается формулой:

$$K = \frac{\sqrt{[\sigma^* - 0{,}5(\sigma_1 + \sigma_2)]^2 + f^2(\sigma^*)}}{0{,}5(\sigma_1 - \sigma^2)}, \tag{2}$$

где σ^* — корень уравнения

$$2[\sigma - 0{,}5(\sigma_1 - \sigma_2)] + 2f(\sigma) + f'(\sigma) = 0; \tag{3}$$

σ_1 и σ_2 — главные сжимающие напряжения, σ — интенсивность нормальных напряжений.

В определенном диапазоне напряжений огибающая кругов Мора может быть принята прямолинейной (рис. 1*а*) и

$$f(\sigma) = C + \sigma \operatorname{tg} \varphi, \tag{4}$$

где C — сцепление грунта, φ — угол внутреннего трения.

При этом соотношении (2) переходит в более простую форму:

$$K = \frac{0{,}5\,(\sigma_1 + \sigma_2)\sin\varphi + C\cos\varphi}{0{,}5\,(\sigma_1 - \sigma_2)}. \qquad (5)$$

1.8. При наличии в массиве ослаблений в виде систем трещин, напластований локальный коэффициент запаса следует дополнить оценкой по соответствующим направлениям по формуле:

$$K = \frac{[0{,}5\,(\sigma_1 + \sigma_2) + 0{,}5\,(\sigma_1 - \sigma_2)\cos^2\beta]\,\mathrm{tg}\,\varphi_\mathrm{т}}{0{,}5\,(\sigma_1 - \sigma_2)\sin|2\beta|} + C_\mathrm{т}, \qquad (6)$$

где β — угол между направлениями трещин и главных напряжений σ_1; $\varphi_\mathrm{т}$ — угол внутреннего трения по плоскости трещины; $C_\mathrm{т}$ — сцепление по плоскости трещины.

1.9. Локальный коэффициент запаса в общем случае пространственной ориентации плоскости трещины можно определить по формуле:

$$K = \frac{\sigma_n\,\mathrm{tg}\,\varphi_\mathrm{т} + C_\mathrm{т}}{\tau_n}, \qquad (7)$$

где σ_n, τ_n — соответственно нормальное и касательное напряжения на площадке в плоскости трещины.

1.10. В тех случаях, когда система трещин трансверсальна относительно расчетного сечения (простирание трещин нормально расчетной плоскости), значение локального коэффициента запаса определяется по формуле:

$$K = \min\left(\frac{R_\mathrm{пм}}{r},\ \frac{R_\mathrm{пт}}{r}\right), \qquad (8)$$

где r — радиус круга Мора, соответствующий заданному тензору напряжений; $R_\mathrm{пм}$, $R_\mathrm{пт}$ — радиусы предельных кругов Мора соответственно для массива трещин.

$$R_\mathrm{пм} = C\cos\varphi - \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}\sin\varphi, \qquad (9)$$

$$R_\mathrm{пт} = \frac{r_{mt}}{\sin(2\psi_\mathrm{т} - \varphi_\mathrm{т})}, \qquad (10)$$

$$r_{mt} = C_\mathrm{т}\cos\varphi_\mathrm{т} - \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}\sin\varphi_\mathrm{т}, \qquad (11)$$

$$\psi_\mathrm{т} = \min(|\beta_\mathrm{т} - \alpha_1|,\ 2\pi - |\beta_\mathrm{т} - \alpha_1|), \qquad (12)$$

где α_1 — угол между направлением действия главных напряжений σ_1 и осью x; β — угол наклона плоскости трещин к оси x.

2. Расчет свода

2.1. Расчетная схема обделки свода представляется в виде стержневой системы, опирающейся на породу односторонними стержневыми связями, работающими только на сжатие (рис. 2). Нагрузка на систему рассчитывается от наиболее неблагоприятного возможного вывала грунта, определяемого на основании анализа модели трещиноватости массива, специально построенной для данной цели, и картины развития зон неупругих деформаций.

2.2. Если предусматривается крепление кровли глубокими анкерами, то последние должны заводиться за пределы кон-

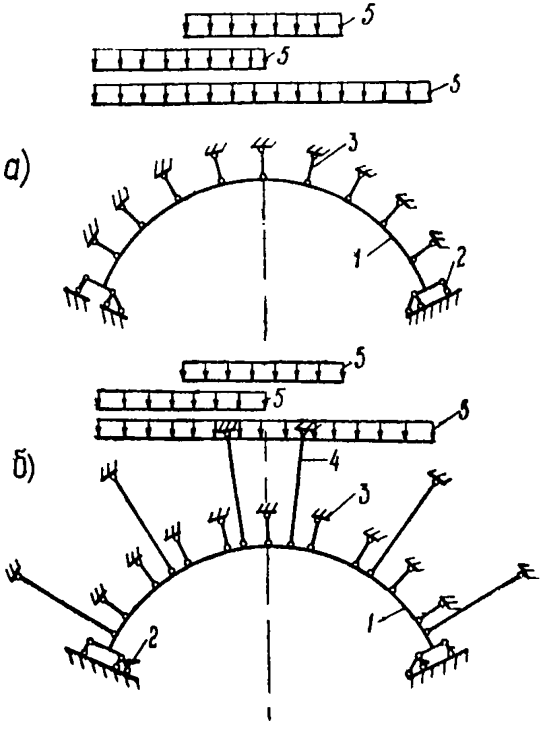

Рис. 2. Расчетные схемы свода камерной выработки:

а — железобетонного свода; *б* — железобетонного свода с анкерами; *1* — железобетонный свод; *2* — опорные стержни; *3* — односторонние связи, работающие только на сжатие, *4* — анкеры; *5* — нагрузка возможным вывалом грунта

тура возможного вывала на расчетную величину заделки и рассчитываться на нагрузку от веса вывала. Для обеспечения устойчивости свода должно выполняться условие (7) основного текста, которое в рассматриваемом случае записывается в виде

$$\gamma_{lc}\gamma_n G \leqslant \sum_i^n \gamma_c N_{al} \sin \alpha_l , \qquad (13)$$

где G — расчетный вес вывала грунта; N_{al} — расчетные усилия в анкере (для ПНА) или расчетная несущая способность (для пассивных анкеров); α_l — угол наклона i-го анкера к горизонтали.

Для пологих сводов (либо для центральной части поверхности

сводов) формулу (13), пренебрегая малым отклонением анкеров от вертикали, можно записать в виде

$$\gamma_{lc}\gamma_n G \leqslant \sum_i^n \gamma_c N_{al}. \tag{14}$$

Суммарное расчетное усилие в анкерах при квадратной сетке их установки (шаг анкеров a_c) определяется выражением

$$\sum_i^n \gamma_c N_{al} = \gamma_c \frac{nNa}{a_c} = \gamma_c \frac{l_{св} N_a}{a_c^2}, \tag{15}$$

где $l_{св}$ — длина дуги рассматриваемого участка свода; N_a — расчетное усилие в анкере (для ПНА) или расчетная несущая способность (для пассивных анкеров).

Из условия равенства

$$\gamma_{lc}\gamma_n G = \sum_i^n \gamma_c N_{al} \tag{16}$$

с учетом (15) получаем выражение для определения величины шага анкеров

$$a_c = \sqrt{\frac{\gamma_c N_a}{\gamma_{lc}\gamma_n G}}. \tag{17}$$

На стадиях ТЭО и ТЭР величину G можно вычислять по формуле

$$G = \gamma_f h_q \rho g, \tag{18}$$

где ρ — плотность грунта; $g = 9{,}81$ м/сек^2; h_q — глубина зоны разуплотнения грунтового массива в своде выработки

$$h_q = k_a b, \tag{19}$$

где b — пролет выработки; k_a — коэффициент, применяемый по табл. 4 СНиП 2.06.09—84.

3. Расчет анкерного крепления стен камерной выработки

3.1. Расчет крепления стен камерной выработки выполняется в соответствии с уравнением (7) основного текста и схемами, изображенными на рис. 3.

3.2. Входящие в неравенство (7) компоненты сил определяются выражениями

$$F = (G + P_k + P_0)\sin\theta_c - N_0\cos\theta_c \tag{20}$$

$$\sum_i \gamma_{ci} R_i = [(G + P_k + P_0)\cos\theta_c + N_0 \sin\theta_c]\,\mathrm{tg}\,\varphi + C_0, \tag{21}$$

$$C_0 \doteq 0{,}7Cl, \tag{22}$$

где l — суммарная длина площадок скольжения в расчетной плоскости.

Величина пригрузки стенового грунтового блока P_0 определяется конфигурацией вывала в своде выработки.

Распор свода N_0 определяется как минимальная величина, найденная из расчетов по схемам механики сплошной среды

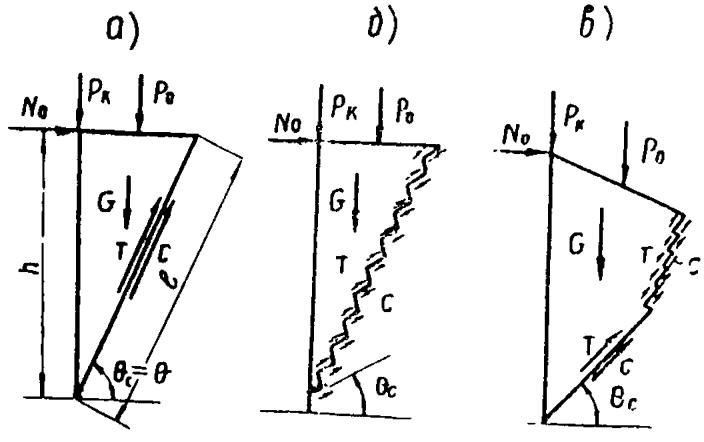

Рис. 3. Характерные схемы предельного равновесия стеновых грунтовых блоков камерных выработок:

G — вес грунтового блока; $P_к$ — крановая нагрузка, P_0 — нагрузка от вывала грунта и конструкции обделки свода; N_0 — величина распора свода; T — сила трения; C — сила сцепления; θ — угол наклона поверхности обрушения простейшей схемы предельного равновесия; θ_c — угол наклона площадок скольжения; а) случай плоской поверхности обрушения; б) случай ступенчатой поверхности обрушения, в) случай ломаной поверхности обрушения

(МКЭ), либо по схемам механики стержневых систем. N_0 учитывается только при устойчивости грунтового блока относительно возможной поверхности скольжения, подсекающей блок на уровне пяты свода.

3.4. При соблюдении условия (7) с учетом (20)—(22) расчетных анкеров не требуется. В противном случае необходима постановка расчетных глубоких анкеров. Расчетная схема крепления стен глубокими анкерами приведена на рис. 4.

Выражения для F, R имеют вид:

для ПНА —

$$F = (G + P_k + P_0)\sin\theta_c - N_0\cos\theta_c - \gamma_c \sum_i^n N_{al}\cos\alpha_i, \qquad (23)$$

$$\sum_i \gamma_{ci} R_i = [(G + P_k + P_0)\cos\theta_c + N_0\sin\theta_c + \gamma_c \sum_i^n N_{al}\sin\alpha_i]\operatorname{tg}\varphi + C_0;$$

для пассивных анкеров —

$$F = (G + P_k + P_0)\sin\theta_c - N_0\cos\theta_c, \tag{24}$$

$$\sum_i \gamma_{ci} R_i = [(G + P_k + P_0)\cos\theta_c + N_0\sin\theta_c + \gamma_c \sum_i^n N_{ai}\sin\alpha_i]\operatorname{tg}\varphi +$$

$$+ \gamma_c \sum_i^n N_{ai}\cos\alpha_i + C_0.$$

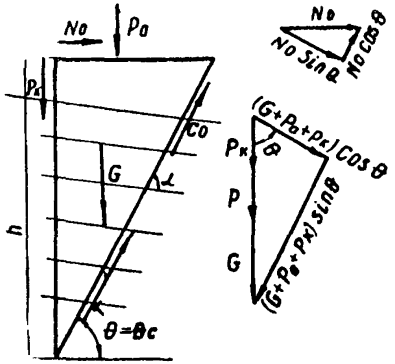

Рис. 4. Расчетная схема крепления стен камерной выработки анкерами

Суммарное расчетное усилие в анкерах $\sum_i^n N_{ai}$ при шаге их установки в продольном направлении a_c определяется выражением

$$\gamma_c \sum_i^n N_{ai} = \gamma_c \frac{nN_a}{a_c}. \tag{25}$$

Отсюда с учетом (22) и (23) для определения требуемого количества продольных рядов анкеров имеем формулы:

для ПНА —

$$n = \frac{a_c [(G + P_k + P_0)(\gamma_n\gamma_{tc}\sin\theta_c - \cos\theta_c\operatorname{tg}\varphi) - N_a(\gamma_n\gamma_{tc}\cos\theta_c + \sin\theta_c\operatorname{tg}\varphi) - C_0]}{\gamma_c N_a(\gamma_n\gamma_{tc}\cos\alpha + \sin\alpha\operatorname{tg}\varphi)} \tag{26}$$

для пассивных анкеров —

$$n = \frac{a_c [G + P_k + P_0)(\gamma_n\gamma_{tc}\sin\theta_c - \cos\theta_c\operatorname{tg}\varphi) - N_0(\gamma_n\gamma_{tc}\cos\theta_c + \sin\theta_c\operatorname{tg}\varphi) - C_0]}{\gamma_c N_a(\cos\alpha + \sin\alpha\operatorname{tg}\varphi)} \tag{27}$$

4. Расчет анкеров

4.1. Общая длина анкеров l_a определяется по формуле

$$l_a = l_p + l_{зк}, \qquad (2^*)$$

где l_p — рабочая длина анкера, $l_p \geqslant h_{q_1}$; h_{q_1} — расстояние от контура выработки до поверхности обрушения грунтового блока по направлению анкера; $l_{зк}$ — длина замковой части (участка закрепления анкера за пределами поверхности обрушения); определяется по результатам натурных испытаний. При отсутствии данных испытаний допускается принимать для коротких анкеров $l_{зк} = 0{,}5$—0,7 м, для глубоких анкеров с усилием напряжения от 300 до 1500 кН $l_{зк} = 3$—5 м с последующим уточнением.

4.2. Класс арматурной стали глубоких анкеров и необходимый диаметр арматуры определяются из условия:

для пассивных анкеров —

$$R_s A_s \geqslant N_a, \qquad (29)$$

для ПНА —

$$R_{s,\,ser} A_s \geqslant 1{,}2 N_a, \qquad (30)$$

где A_s — площадь поперечного сечения анкеров; R_s, $R_{s\cdot ser}$ — соответственно расчетное (табл. 22 СНиП 2.03-01—84) и нормативное

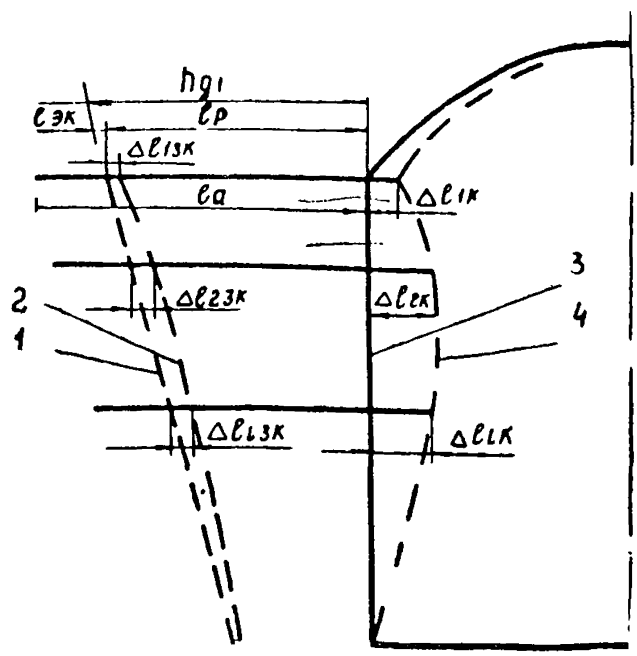

Рис. 5. К определению величины перемещения Δl_i контура выработки относительно начала замка анкера:

i — порядковый номер ряда (сверху); Δl_{ik} — перемещение контура выработки; $\Delta l_{1зк}$ — перемещение начала замковой части анкера; *1*, *2* — линии положения замковых частей анкеров до разгрузки и после разгрузки соответственно; *3*, *4* — линии положения контура выработки до разгрузки и после разгрузки массива соответственно

(табл. 19, 20 СНиП 2.03-01—84) сопротивления стали растяжению. При этом значения R_s и $R_{s.ser}$ должны удовлетворять условию

$$R_s,\ R_{s;\,scr} \geqslant \frac{\Delta l_i}{l_{pi}} E_s, \tag{31}$$

где Δl_i, l_{pi} — удлинение анкера в пределах его рабочей длины и значение этой длины, соответствующие i-му горизонтальному ряду анкеров (рис. 5).

4.3. В проекте должна быть указана величина блокировочного усилия анкеров ($N_{бл}$). $N_{бл}$ определяется в зависимости от расположения анкера по высоте стен:

для анкеров без регулирующих устройств —

$$N_{бл} = \left(N_a - \frac{\Delta l_i}{l_{pi}} E_s A_s\right) K_п, \tag{32}$$

для анкеров с регулирующими устройствами —

$$N_{бл} = K_п N_a, \tag{33}$$

где $K_п$ — коэффициент, учитывающий общие потери натяжения ($K_п \cong 1.0 \div 1.2$); $N_{бл}$ — блокировочное усилие, развитое домкратом перед закреплением анкера в натянутом положении.

На стадиях «Проект» и РД $K_п$ устанавливается по результатам испытаний в характерных типах грунтов:

$$K_п = \frac{N^п_{бл}}{N_t}, \tag{34}$$

где $N^п_{бл}$ — блокировочное усилие анкера в испытаниях; N_t — усилие в анкере через время t после блокировки, где t — время полной стабилизации усилия в анкере (прекращения падения усилия); устанавливается на основании испытаний, но не менее 30 суток.

4.4. Применение пассивных анкеров и преднапряженных анкеров несвободного типа в сильнотрещиноватых грунтах допускается при выполнении условия.

$$a_{crc} = \frac{\Delta l_i}{l_{pi} M_т} \leqslant a_{тп}; \tag{35}$$

где $a_{тп}$ — допустимая величина раскрытия трещин в инъекционном растворе, принимается по табл. 7 СНиП 2.06.09—84.

5. Пример расчета подземного машинного зала ГЭС

Расчеты проводились методом конечных элементов на базе разработанной в НИСе Гидропроекта им. С. Я. Жука автоматизированной системы научных исследований подземных сооружений (АСНИ—ПС).

Ядром системы является вычислительный комплекс (ВК), предназначенный для решения широкого круга задач механики

подземных сооружений. Базовым расчетным методом АСНИ—ПС является МКЭ, представленный в форме метода перемещений. Библиотека конечных элементов (КЭ) пакета прикладных программ (ППП) ВК включает одномерные (стержневые) плоские и пространственные КЭ, позволяющие моделировать изотропный и анизотропный по деформационным характеристикам грунтовый массив, а также элементы конструкций обделок. Помимо стандартной для МКЭ библиотеки КЭ, ППП ВК включает также адекватную ей библиотеку прочностных моделей. Такая библиотека позволяет, с одной стороны, рассматривать грунтовый массив как с изотропными, так и с анизотропными прочностными свойствами. При этом анизотропия прочностных свойств может быть обусловлена как наличием в массиве ориентированных систем трещин различной структуры (сквозных, прерывистых), напластований, так и непрерывным изменением этих свойств, описываемым некоторой (эллиптической) функцией. С другой стороны, библиотека прочностных моделей позволяет на базе одной и той же конечно-элементной аппроксимации исследуемой области варьировать критерием прочности грунтового массива и материала конструкции обделок.

Особенностью расчетных схем, рассматриваемых в АСНИ—ПС, является их структурно-нелинейная природа, обусловленная необходимостью моделировать в задачах механики подземных сооружений последовательность выполнения характерных строительных этапов — поэтапное раскрытие сечений выработок и устройство конструкций обделок.

При решении задач реализуется как упругая, так и физически нелинейная модели. В процессе решения физически-нелинейной задачи учитывается изменение свойств участков грунтового массива и элементов конструкции обделок, достигших на соответствующем этапе нагружения предельного состояния, определяемого заданным критерием.

Характерные геометрические параметры выработок здания ГЭС приведены на рис. 6.

Исходные физико-механические характеристики грунтового массива:
$E=8000$ МПа — модуль деформации; $\nu=0{,}22$ — коэффициент Пуассона;

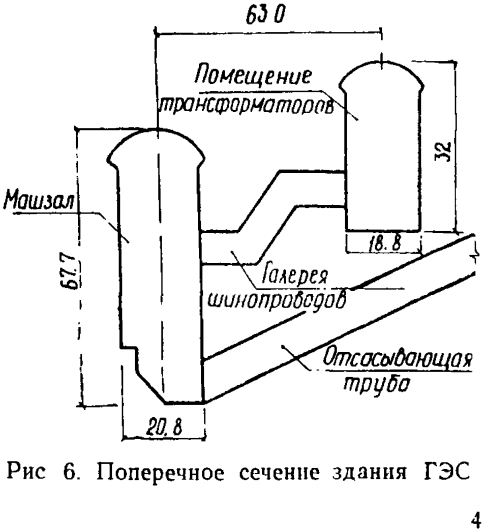

Рис 6. Поперечное сечение здания ГЭС

$\gamma = 2{,}55$ т/м^3 — плотность грунта; $C_м$ — 2,0 МПа — сцепление по массиву; $\varphi_м = 67°$ — угол внутреннего трения по массиву.

Параметры залегания трех систем трещин:

I система — азимут падения 130°, угол падения 70°;

II система — азимут падения 40°, угол падения 25°;

III система — азимут падения 230°, угол падения 50°.

Сцепление по трещинам:

$C_т = 3 \cdot 10^{-2}$ МПа (I система),

$C_т = 2 \cdot 10^{-2}$ МПа (II и III системы).

Угол внутреннего трения по трещинам:

$\varphi_т = 29°$ (I система),

$\varphi_т = 32°$ (II и III системы).

Напряженное состояние грунтового массива в зоне расположения здания станции характеризуется следующими значениями напряжений:

вертикальные напряжения 14 МПа,

горизонтальные напряжения 17 МПа.

На рис. 7—10 приведены расчетная схема и результаты расчетов, оформленные на графопостроителе. На рис. 11 приведен расчетный вариант крепления выработок здания ГЭС.

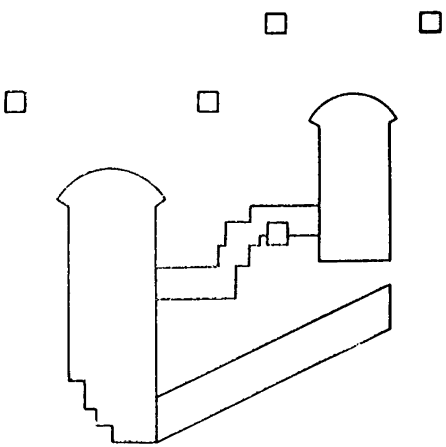

Рис 7 Макроструктура расчетной области

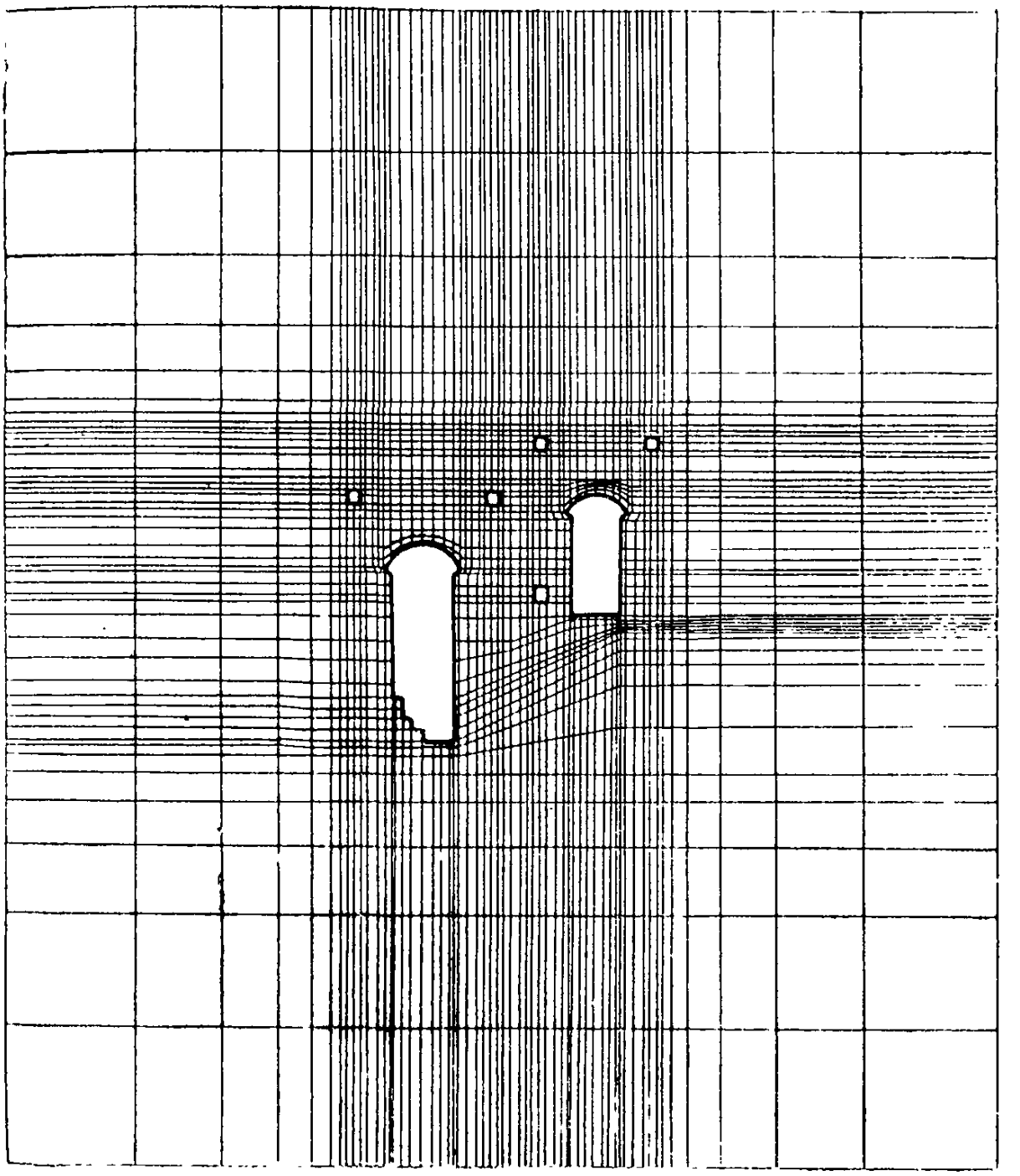

Рис. 8. Дискретная модель расчетной схемы

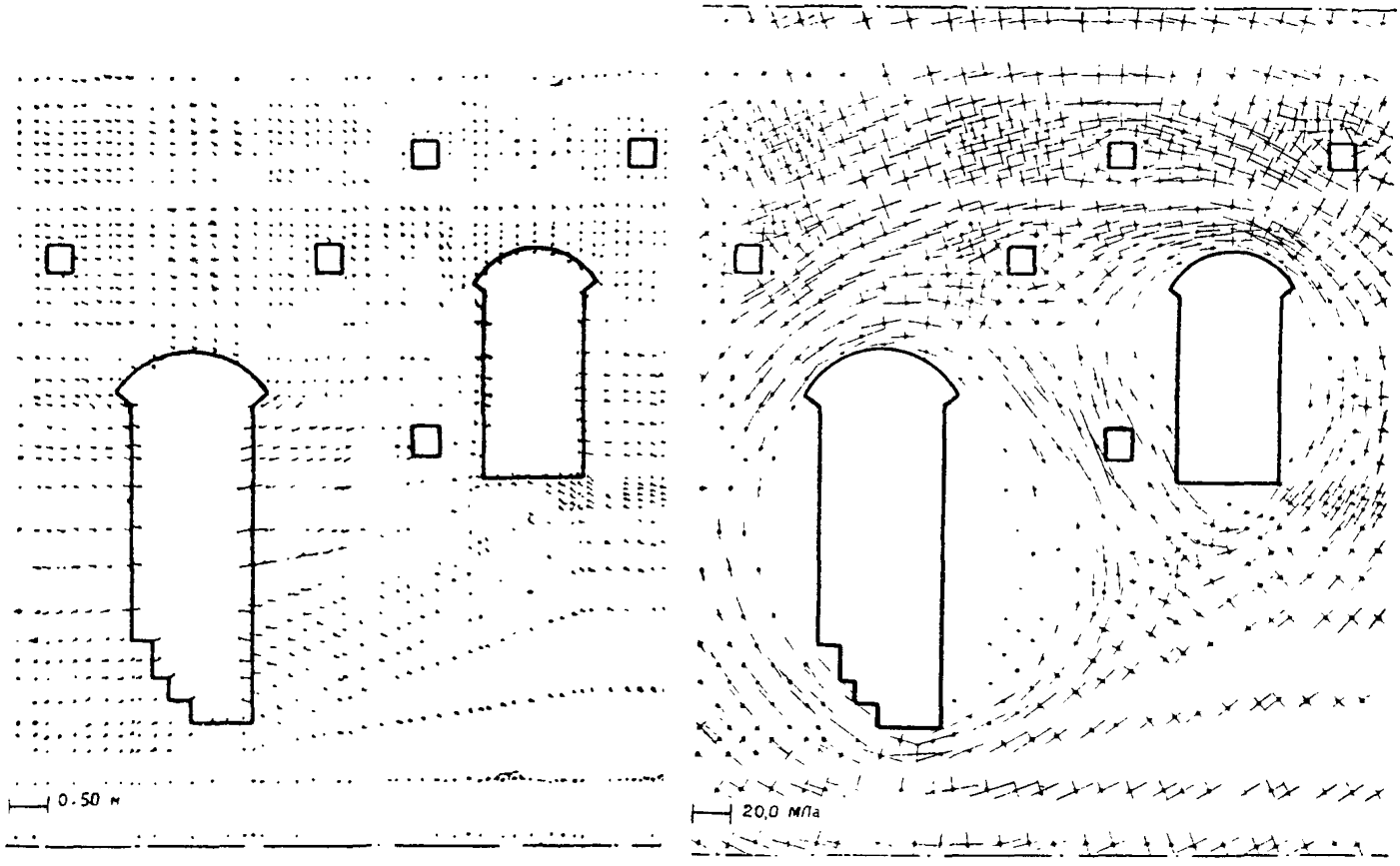

Рис. 9. а) векторы перемещений, б) векторы главных напряжений

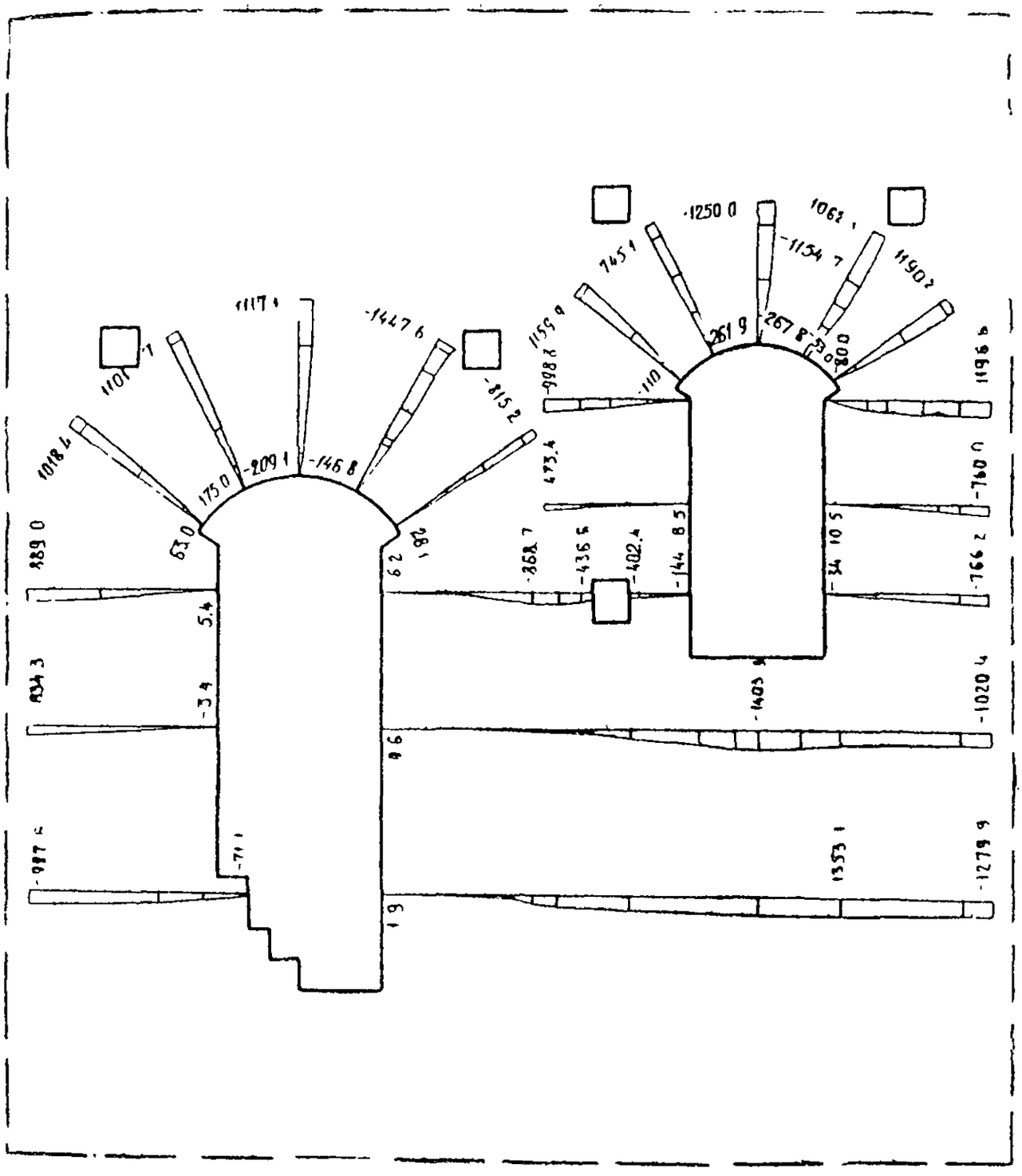

Рис. 10а. Эпюры $\sigma_\theta + 90°$ ($10^2 \times$ МПа)

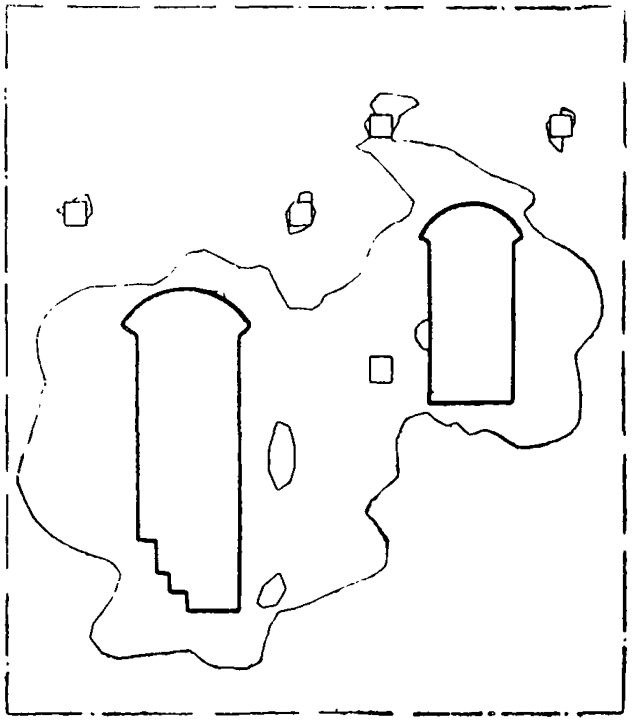

Рис. 10б. Зоны неупругих деформаций

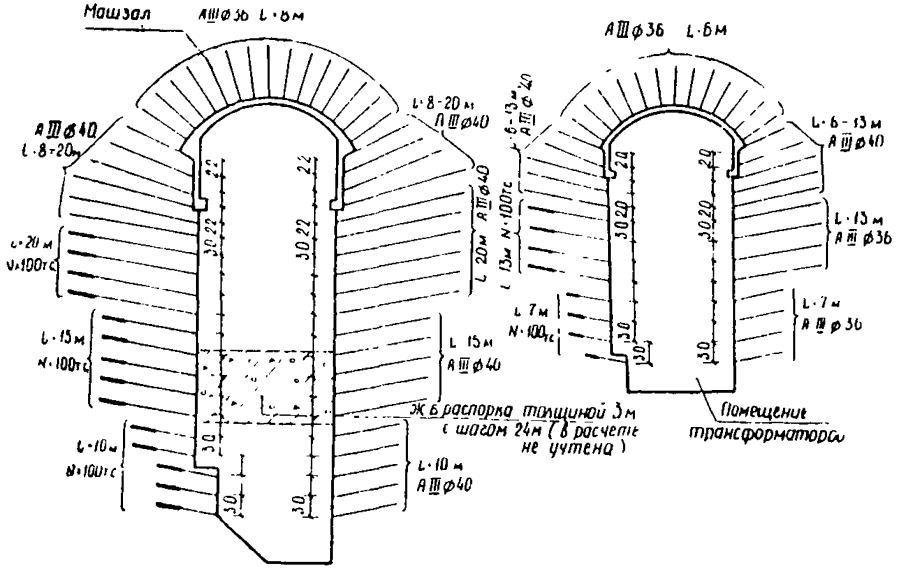

Рис. 11. Вариант схемы крепления выработок здания станции ГЭС

Приложение 3
Справочное

МЕТОДИКА МОДЕЛИРОВАНИЯ НА ЭКВИВАЛЕНТНЫХ МАТЕРИАЛАХ

1. Исследование камерных выработок на моделях из эквивалентных материалов производится с использованием специализированных инженерно-геологических моделей грунтового массива (см. прил. 1).

2. Основными критериями подобия при моделировании на эквивалентных материалах принимаются

$\alpha = \rho\beta$ или $\frac{N_м}{N_н} = \frac{\gamma_м}{\gamma_н} \cdot \frac{l_м}{l_н}$, — плотность соответственно материала модели и грунта в натуре;

где

$\sigma = \frac{N_м}{N_н}$ — масштаб напряжения или величин, имеющих размерность напряжений R, σ, E, C. При этом $\operatorname{tg}\varphi_м = \operatorname{tg}\varphi_н$;

$\beta = \frac{l_м}{l_н}$ — геометрический масштаб;

$l_м$, $l_н$ — характерные размеры модели и натуры;

$\rho = \frac{\gamma_м}{\gamma_н}$ — масштаб плотности материала модели и натуры.

Для воспроизведения в модели сил, действующих на массив, и реакции крепи используют следующий критерий подобия

$$P_м = \frac{\gamma_м}{\gamma_н} \cdot \left(\frac{l_м}{l_н}\right)^3 \cdot P_н .$$

Геометрический масштаб для плоских моделей обычно принимается в пределах 1 : 20—1 : 200, а для объемных моделей — 1 : 100—1 : 500.

3. На основе характеристик свойств натурного материала и указанных в п. 2 критериев подобия определяются физико-механические характеристики эквивалентного материала:

прочность при сжатии R_c;

прочность при растяжении R_t;

модуль деформации E;

параметры сдвига по материалу $\operatorname{tg}\varphi'$, C';

параметры сдвига по трещинам $\operatorname{tg}\varphi_т$ и $C_т$;

параметры сдвига по материалу тектонических нарушений $\operatorname{tg}\varphi_н$ и $C_н$.

4. Камерные выработки в модели должны быть достаточно удалены от ее контура с тем, чтобы возмущения в массиве,

вызываемые наличием выработок, затухали в пределах модели.

5. В качестве эквивалентного материала используют:

смеси на основе гипса с добавками песка, молотого известняка, резиновой крошки;

смеси на основе цемента, парафина, канифоли, эпоксидных смол и других вяжущих материалов.

Увеличение плотности эквивалетных материалов достигается за счет введения в их состав стального порошка, свинцового сурика, свинцовой дроби и других утяжелителей.

6. Модели из эквивалентных материалов могут быть сплошными и структурными, соответствующими заданной трещиноватости массива.

7. Для воспроизведения слоистой структуры изготовление модели ведут отдельными слоями. Каждый слой должен быть выравнен, а материал должен затвердеть. Между слоями размещают тонкий слой талька или мелкой молотой слюды, предотвращающей схватывание одного слоя материала с другим.

8. При блочной структуре массива в специально изготовленных формах отливают блоки с заданными параметрами граней. Блоки после полного высыхания укладываются в стенд на специально изготовленное основание.

9. При моделировании структурных особенностей массива воспроизводятся параметры сдвига по трещинам и геологическим нарушениям с помощью различных смазок. В качестве заполнителя трещин применяется тальк, графит, солидол, вазелин, смесь стеарина с маслом и другие материалы, позволяющие воспроизвести параметры сдвига в модели в соответствующем масштабе напряжений. Определение параметров сдвига по трещинам осуществляется на сдвиговом приборе.

10. Собранная модель подвергается обжатию вертикальной и горизонтальной нагрузками в соответствии с заданным полем естественных напряжений, которые поддерживаются постоянными в течение всего эксперимента. Нагрузка на модель осуществляется закрепленными по внутреннему контуру стенда домкратами, оснащенными динамометрами.

11. Разработка сечения камеры и установка элементов обделки осуществляется на модели в соответствии с проектом производства работ, например:

отработка подсводового пространства камерной выработки;

установка постоянной крепи в сводовой части выработки;

последовательная разработка ядра камеры с установкой анкеров.

12. Для определения величин перемещений контура камер и массива используются индикаторы часового типа, индукционные датчики, оптические датчики с линзами, накленные на модель

марки (метод фотофиксации). Для определения напряжений в модели используются тензорезисторы, наклеенные на материал модели.

13. Для определения картины развития трещин в массиве, раскрытия блочных контактов и зоны нарушенных пород вокруг камер в моделях используют тонкую фольгу и различные токопроводные малопрочные покрытия.

14. Крепление камер предварительно напряженными анкерами моделируется специальными натяжными устройствами, усилие в которых регулируется с помощью динамометрических колец, тарированных пружин и других приспособлений.

15. Установка моделей анкеров осуществляется в соответствии со схемой крепления стен камер, а глубина их заложения определяется по результатам испытаний моделей с незакрепленными выработками, где выявляется глубина зоны нарушенных грунтов вокруг выработок.

16. Модель вечномерзлого грунтового массива выполняется в виде системы блоков из эквивалентного материала, уложенных на специальном растворе, имитирующем лед или льдонасыщенный заполнитель трещин.

17. Для моделирования процесса оттаивания массива используются специальные нагревательные устройства, вмонтированные в каждый отдельный блок модели. Порядок проведения экспериментов аналогичен обычным моделям. Включение нагревательных элементов осуществляется в соответствии с последовательностью разработки камеры.

Приложение 4
Справочное

КОНСТРУКЦИИ ОБДЕЛОК МАШИННЫХ ЗАЛОВ ГЭС И ГАЭС, СООРУЖАЕМЫХ В ШАХТНЫХ СТВОЛАХ БОЛЬШИХ СЕЧЕНИЙ

1. Обделки шахтных стволов (см. рис. 1) могут быть следующих типов: монолитная бетонная или железобетонная конструкция, сборная железобетонная конструкция (из блоков или тюбингов).

В исключительных случаях в сохранных, крепких, невыветре-

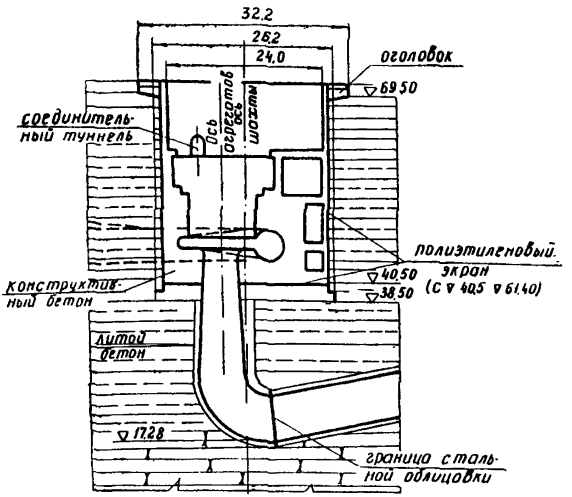

Рис. 1. Машинный зал ГАЭС в шахтном стволе большого сечения

лых грунтах (гранит, известняки, песчаники) при специальном обосновании допускается применение облегченной конструкции обделки из набрызг-бетона в сочетании с железобетонными или сталеполимерными анкерами.

В грунтах крепких и средней крепости и трещиноватости (песчаники, алевролиты, аргиллиты, сланцы, известняки) в качестве обделки ствола назначать конструкции из монолитного бетона или железобетона.

В грунтах ниже средней крепости сильнотрещиноватых и водонасыщенных (выветрелые песчаники, алевролиты, аргиллиты), требующих крепления вслед за проходкой, следует назначать конструкции ствола из сборных элементов.

В сыпучих (песках) и неустойчивых грунтах (обводненных супесях, суглинков), а также на оползающих склонах, не допускающих вскрытия котлована, шахтные стволы следует сооружать способом опускного колодца или «стена в грунте».

2. Расчет конструкций опускных колодцев больших сечений следует выполнять в соответствии с указаниями СН 476-75 («Инструкция по проектированию опускных колодцев») и «Руководства по проектированию опускных колодцев, опускаемых в тиксотропной рубашке».

3. В случае применения в качестве временной крепи шахтных стволов сборных железобетонных блоков последние следует включать в состав проектируемой обделки и учитывать при расчетах.

4. Для гидроизоляции шахтных стволов рекомендуются следующие мероприятия:

нанесение слоя торкрета на внутреннюю поверхность бетонной и железобетонной обделки;

нанесение на изолируемую поверхность коллоидных растворов из эпоксидных смол и отвердителей, например, полиэтиленполиамина;

устройство оклеечной гидроизоляции с защитой ее внутренней поверхности бетонной или железобетонной рубашкой.

В особенно неблагоприятных гидрогеологических условиях при больших напорах подземных вод может проектироваться изоляция из стальных листов толщиной 6—8 мм с приваренными к ним арматурой или анкерами или экран из полиэтиленовых листов, разработанный трестом «Шахтоспецстрой».

5. Для отвода воды, проникающей через конструкции обделок в шахтный ствол, следует устраивать внутренние водозащитные оболочки (зонты) из асбоцементных листов толщиной 10—12 мм, направляющие воду в дренажные устройства машинного зала.

Приложение 5
Обязательное

СОСТАВ И ЗАДАЧИ НАТУРНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ И ЭКСПЛУАТАЦИИ КАМЕРНЫХ ВЫРАБОТОК

1. В состав натурных исследований входят контрольные наблюдения и специальные исследования.

2. Контрольные наблюдения должны проводиться с целью текущего контроля за состоянием и работой сооружения для своевременной разработки необходимых мероприятий в случае отклонения измеряемых параметров от расчетных (например, установка дополнительной крепи или усиление постоянной обделки при незатухающих деформациях грунтового массива после проходки и т. п.). К контрольным относятся наблюдения за смещениями контура выработки, конвергенцией стен, фильтрацией, трещинообразованием, усилиями в глубоких анкерах. При необходимости производятся наблюдения за температурой бетона обделки и грунтового массива, напряжениями в арматуре.

3. Состав и объем контрольных наблюдений назначается при составлении проекта на основании требований технической эксплуатации с учетом назначения и конструктивных особенностей сооружений, условий эксплуатации, природных факторов и т. п.

4. Специальные исследования проводятся с целью изучения особенностей работы обделки камерной выработки, уточнения фактических величин действующих на нее нагрузок, деформаций сооружения в целом и отдельных его элементов, оценки напряженно-деформированного состояния грунтового массива вокруг выработок, совершенствования методов расчета и моделирования подземных сооружений и технологии их возведения.

Для изучения напряженного состояния горного массива рекомендуется использовать геофизические методы исследований—сейсмоакустику, ультразвуковой каротаж и др.

5. В строительный период контроль за работой преднапряженных анкеров в пределах ближайшего яруса проходки следует вести не реже 1 раза в сутки, а после установки анкеров в следующем ярусе — не реже 1 раза в месяц.

Контрольными наблюдениями должна быть обоснована возможность цементации скважин анкеров до полной разгрузки массива, что важно для упрощения производства работ.

6. Необходимость проведения специальных исследований, их состав и объем должны быть обоснованы на стадии «Проект» «Программой натурных исследований», разрабатываемой проекти-

ровщиками при участии научно-исследовательской организации. Как правило, КИА, устанавливаемая для проведения специальных исследований, используется для контрольных наблюдений в период строительства и эксплуатации сооружения. При разработке программы и составлении проектов размещения КИА следует руководствоваться следующими документами: «Методические рекомендации к составлению проекта размещения контрольно-измерительной аппаратуры в бетонных гидротехнических сооружениях» (Энергия, Л., 1972); «Рекомендации по наблюдениям за напряженно-деформированным состоянием плотин» (П 100-81, ВНИИГ, Л., 1982); «Рекомендации по натурным наблюдениям и исследова-

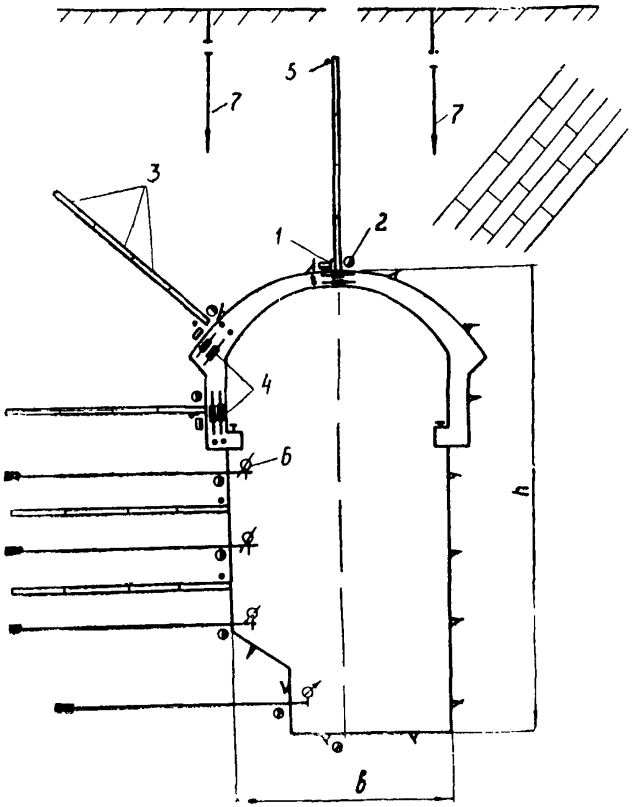

Рис. 1. Типовая схема размещения КИА в камерной выработке

Таблица 1

Вид наблюдений или измеряемая величина	Прибор	Тип прибора	Разработчик и изготовитель
Исследования статической работы конструкций			
Давление грунта на обделку	Динамометры различных типов: механические, струнные, гидравлические и пр. (1)	ДН, ДС, ДГ	Разработаны ВНИМИ и ИГД им А. А Скочинского, строительство
Давление подземных вод на обделку	Преобразователь давления струнный (2)	ПДС	ПО «Союзэнергоавтоматика» (СЭА)
Деформации грунта и обделки	Преобразователь линейных деформаций (3)	ПЛДС	То же
Перемещения точек контура выработок, раскрытие трещин	Преобразователь линейных перемещений и геодезические марки, инварные ленты	ПЛПС	То же, строительство
Усилия (напряжения) в арматуре и анкерах	Преобразователь силы арматуры струнный (4)	ПСАС	СЭА
Температура обделки и грунта	Преобразователь температуры струнный (5)	ПТС	То же
Усилия в предварительно-напряженных анкерах	Измерительный преобразователь силы (6)	ИПС	НИС Гидропроекта им. С. Я Жука
Напряженное состояние горного массива	Деформометры, геофизическая КИА	ДМ	Разработаны ВНИМИ и ИГД им А А Скочинского, строительство
Исследования фильтрационного режима			
Фильтрационное давление воды на обделку	Преобразователь давления (2)	ПДС	СЭА
Пьезометрический уровень грунтовых вод	Пьезометр опускной (7)	ПО	Строительство
Регистрирующая аппаратура			
Регистрация показаний струнных преобразователей	а) Периодомер цифровой портативный	ПЦП	СЭА
	б) Цифровой частотомер	«Струна»	ВНИИГ им Б Е. Веденеева

Примечание: В скобках даны номера позиций, указанные на рис. 1.

ням фильтрации в подземных гидротехнических сооружениях» (П10-83, ВНИИГ, Л., 1983); «Указания по организации натурных наблюдений и исследований на строящихся гидротехнических сооружениях» (ВСН 01-74, Минэнерго СССР, 1974); «Рекомендации по проведению натурных наблюдений за деформациями скальных оснований бетонных плотин» П-792-83, Гидропроект.

7. Перечень приборов, наиболее часто применяемых для проведения натурных исследований камерных выработок, приведен в табл. 1. На рис. 1 изображена типовая схема размещения КИА в створе камерной выработки. Глубина скважин для КИА назначается на основе данных расчетных исследований.

8. Измерительные створы для проведения натурных исследований размещаются, как правило, в характерных сечениях выработок.

Приложение 6
Справочное

ПРИМЕРЫ ПРИМЕНЕНИЯ ДРЕНАЖЕЙ КАМЕРНЫХ ВЫРАБОТОК

1. Дренаж машинного зала Рогунской ГЭС

Для снижения воздействия высоконапорных подземных вод на обделки предусмотрен комплекс защитных мероприятий.

Учитывая низкую трещиноватость и водопроницаемость грунтового массива, в основу защитного комплекса в проекте положен общий скважинный дренаж, расположенный вокруг здания ГЭС и снижающий давление подземных вод на обделки до 0,2—0,4 МПа. Шпуровой дренаж, устраиваемый непосредственно через обделку, снижает дополнительно это давление до 0,1 МПа (см. рис. 1).

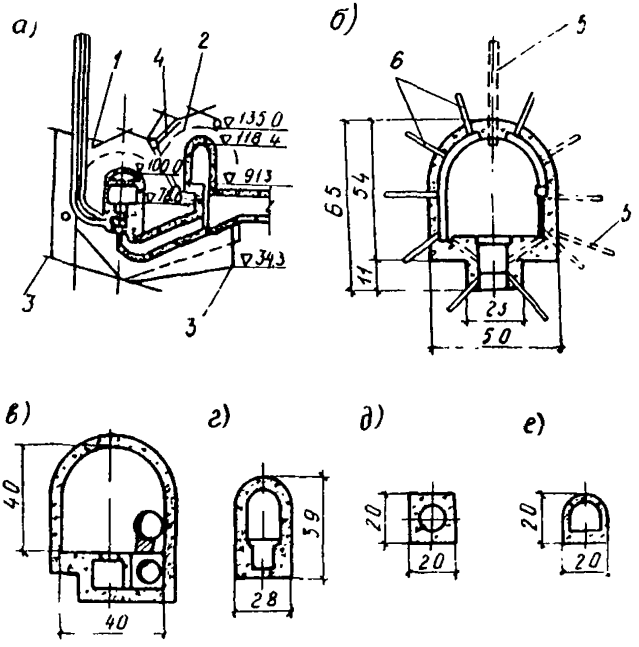

Рис. 1. Дренажные и противофильтрационные мероприятия в районе здания станции Рогунской ГЭС:

а — поперечный разрез по зданию ГЭС; *б* — поперечный разрез по дренажному туннелю; *в* — то же по дренажно-цементационному туннелю; *г* — то же по водосбросной штольне; *д* — то же по водосбросной и вентиляционным шахтам; *е* — то же по водосбросной штольне; *1* — дренажно-цементационные штольни №№ 1 и 2; *2* — дренажно-цементационные штольни №№ 3 и 4; *3* — дренажный туннель № 1, *4* — водосбросная штольня № 1

Фильтрующаяся вода (до 230 л/с), стекающая по подвесным потолкам и обделкам стен, направляется в водосбросную систему и сбрасывается в отводящие туннели ГЭС или насосные откачки дренажных вод.

Дренажные скважины бурят из дренажных туннелей сечением в свету 4×4 м, расположенных на трех горизонтах вокруг здания станции. Скважины имеют диаметр 112 мм, длину от 20 до 100 м, шаг 5 м.

2. Дренаж помещений управления затворами строительных туннелей Рогунской ГЭС

Сооружения расположены непосредственно под водохранилищем в скальных грунтах, представленных ненарушенными песчаниками и алевролитами и прослоями аргиллитов.

Для защиты помещений от воздействия подземных вод применен общий скважинный дренаж и противофильтрационная завеса, выполняемые из дренажно-цементационной штольни, пройденной вокруг помещений (рис. 2).

Под сводами помещений монтируют дренажные подвесные потолки из волнистого стального проката, а по стенам крепят сборные железобетонные дренажные панели. На полу помещений устраивают периметральные водосбросные канавки, соединенные с водоотводными лотками, из которых воду сбрасывают в безнапорные участки строительно-эксплуатационных туннелей.

3. Дренаж помещений управления затворами водосбросных туннелей Нурекской ГЭС

Помещения управления затворами (см. рис. 3) строительных туннелей, как временные сооружения, разгружались от давления подземных вод шпуровым дренажем. Профильтровавшаяся в помещениях вода собиралась в периметральные водосбросные канавки и сбрасывалась в безнапорные участки строительных туннелей.

В помещениях управления затворами глубинного эксплуатационного водосброса применены глубокий скважинный и шпуровой дренажи, противофильтрационная цементация, дренажные потолки и стенки из профильного стального проката.

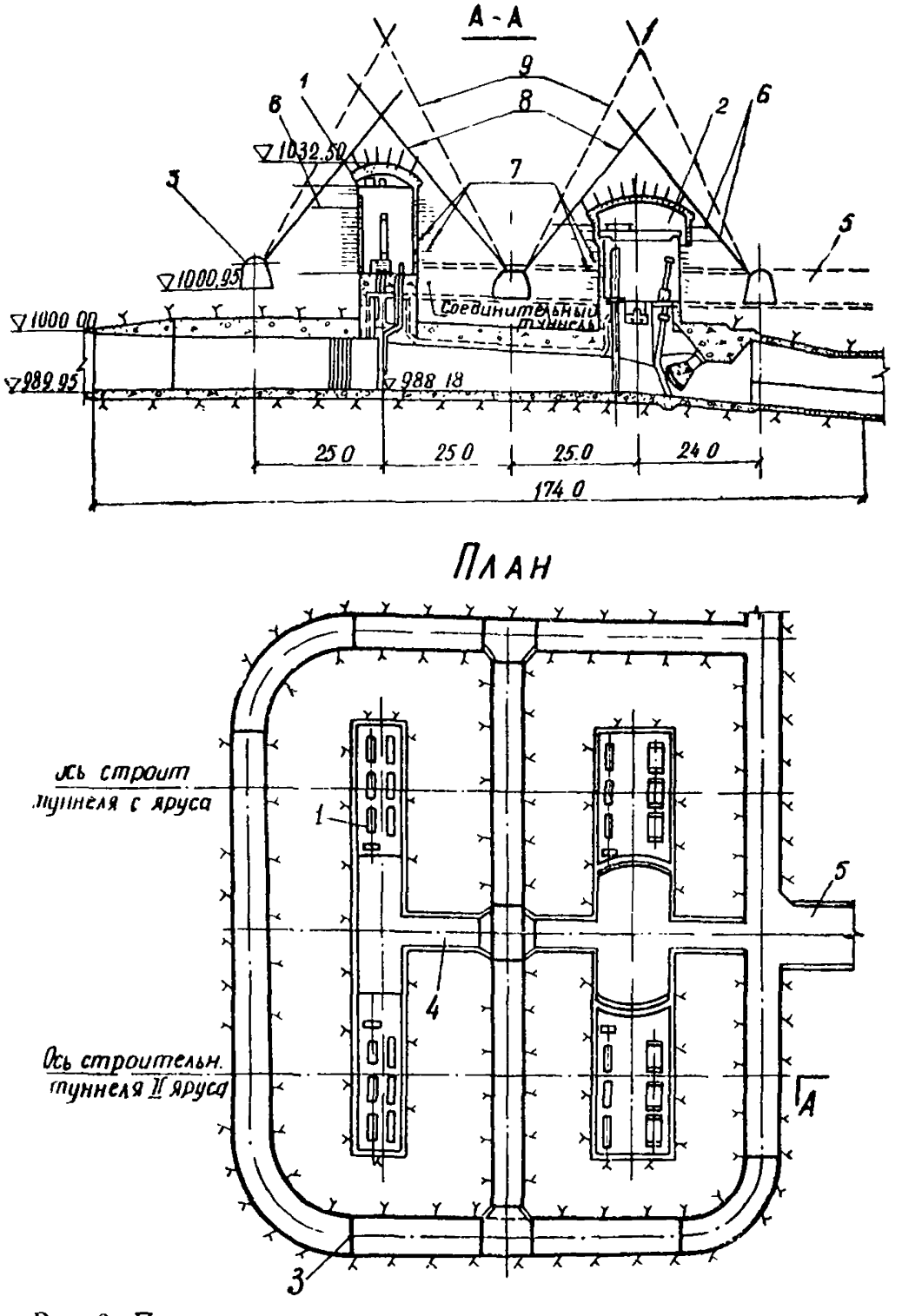

Рис. 2. Подземные помещения подъемных механизмов затворов строительных туннелей Рогунской ГЭС:

1 — помещение ремонтных затворов; *2* — помещение аварийно-ремонтных и основных затворов; *3* — дренажно-цементационная штольня; *4* — соединительный туннель; *5* — грузо-аэрационный туннель; *6* — глубокие железобетонные анкеры ⌀ 50 AII, *l* =7—13 м; *7* — короткие железобетонные анкеры ⌀ 25 AIII, *l* =2,5 м, ш. 1,5×1,5; *8* — дренажная завеса ⌀ 105, *l* =55 м· *9* — цементационная завеса ⌀ 105, *l* =55 м

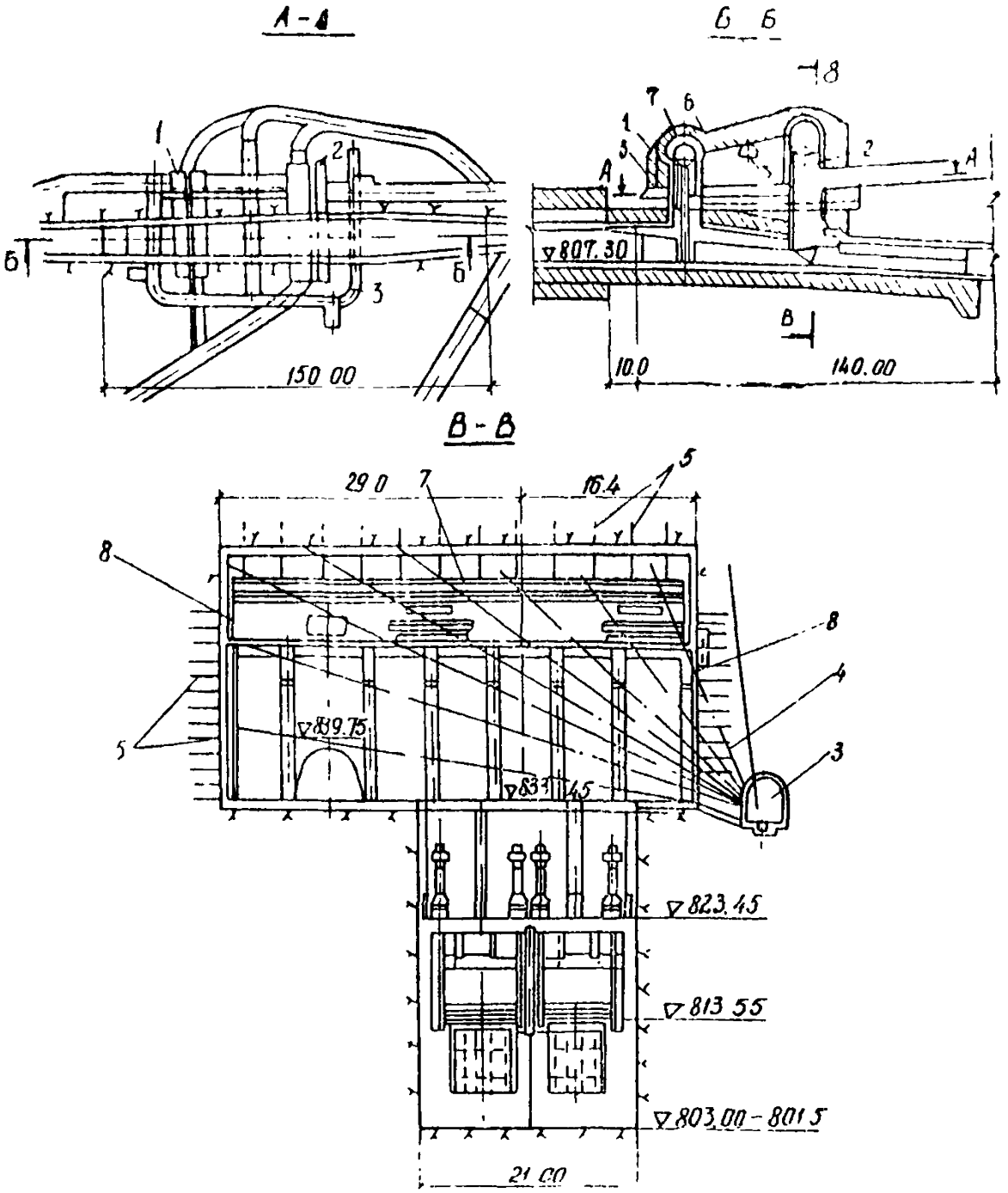

Рис. 3. Дренаж и противофильтрационная цементация в помещениях управления затворами эксплуатационного водосброса Нурекской ГЭС:

1 — помещение управления аварийно-ремонтными затворами. *2* — то же основными. *3* — дренажно-цементационный туннель; *4* — дренажные скважины; *5* — шпуровые дрены; *6* — противофильтрационная цементация; *7* — подвесной дренажный потолок. *8* — дренажные стенки

СОДЕРЖАНИЕ

1. Общие положения 3
2. Инженерно-геологическое обеспечение проектов обделок камерных выработок 4
3. Расположение и формы поперечного сечения камерных выработок . . 6
4 Материалы конструкций обделок камерных выработок 8
5. Камерные выработки без несущих обделок 9
6. Конструкции обделок камерных выработок 10
7. Нагрузки, воздействия и их сочетания 20
8. Расчеты обделок камерных выработок 23
9. Особенности проектирования конструкций обделок камерных выработок, расположенных в вечномерзлых грунтах 27
10. Основные задачи моделирования камерных выработок 28

Приложение 1. Справочное, Инженерно-геологическое моделирование . . 29

Приложение 2. Обязательное. Расчет камерных выработок 34

Приложение 3. Справочное. Методика моделирования на эквивалентных материалах 49

Приложение 4. Справочное. Конструкции обделок машинных залов ГЭС и ГАЭС, сооружаемых в шахтных стволах больших сечений 52

Приложение 5 Обязательное. Состав и задачи натурных исследований при строительстве и эксплуатации камерных выработок 54

Приложение 6. Справочное. Примеры применения дренажей камерных выработок 58

Объем 4 п. л. Тираж 250 экз. Заказ 1501. Цена 1 руб

Типография объединения «Гидропроект»

gost.e-ecolog.ru