

## Инженерно-геологические обоснования подземных гидротехнических сооружений

Ж.Х. Шогенова, Б.Х. Амшоков, И.М. Абазов, М.З. Казанчев, М.Р. Тарчоков

Кабардино-Балкарский государственный аграрный университет, Нальчик

**Аннотация:** В практике строительства подземных гидротехнических сооружений, довольно часто встречаются условия, при которых большое внимание необходимо уделять прогнозу газопроявлений. Такой прогноз может быть выполнен на основе анализа геолого-тектонического строения района, изучения минерального состава, степени литогенеза, химизма пород, температуры и газового состава, источников подземных вод и т. д. Проблема обеспечения надежности подземных сооружений осложняется высокой сейсмичностью описываемых районов, значительными часто сопоставимыми с прочностью породы величинами естественных напряжений, наличием разломов по трассам туннелей.

**Ключевые слова:** водоприток, геология, оползни, тунNELи, орогенные области, тектонические процессы, рельеф, экзогенные процессы, глина, суглинок, известняки.

Рассмотрим некоторые проблемы инженерно-геологического обоснования проектов подземных сооружений, характерных для горных районов Кавказа, т. е. альпийских орогенных областей с активными современными тектоническими процессами на опыте проектирования и строительства туннелей Ингурской, Севан, Кашхатауской и других ГЭС.

Для описываемых областей характерны контрастные тектонические движения, обладающие значительной интенсивностью. Это обстоятельство обуславливает сильную расчлененность современного рельефа, что в свою очередь определяет широкое распространение экзогенных процессов - формирование мощных зон разгрузки и крупных оползней в бортах речных долин. Вследствие указанных особенностей рельефа и развития неблагоприятных процессов подземные сооружения в этих районах имеют глубокое заложение (туннель Арпа — Севан до 1,2 км, Кашхатауская 4,46 км). Частая смена пород, различающихся по своим прочностным свойствам, наличие зон тектонических разломов, к которым приурочены значительные водопритоки и газодинамические явления [1], усложняют технологию горнопроходческих работ.

Проблема обеспечения надежности подземных сооружений осложняется высокой сейсмичностью описываемых районов, значительными часто сопоставимыми с прочностью породы величинами естественных напряжений, наличием разломов по трассам туннелей. Ниже излагаются некоторые принципиальные направления методики инженерно-геологических исследований, которые могут способствовать повышению качества проектных решений.

На предпроектных стадиях основные усилия геологов должны быть направлены не на разведку заданной трассы туннеля, а на составление принципиальной схемы инженерно-геологического строения массива пород, или, как принято называть, «инженерно-геологической модели» [2]. Решается эта задача с помощью комплекса геологосъемочных работ, в том числе дешифрования аэро- и космоснимков, геофизических исследований, широкого привлечения инженерно-геологических аналогов [3, 4]. Опробование массива выполняется в единичных выработках, привязанных, к элементам модели, а не местам расположения проектируемых подземных сооружений.

Большое внимание необходимо уделять прогнозу газопроявлений. Такой прогноз может быть выполнен на основе анализа геологотектонического строения района, изучения минерального состава, степени литогенеза, химизма пород, температуры и газового состава, источников подземных вод и т. д.

Изыскания на стадии «Проект» завершаются созданием специальной инженерно-геологической модели, элементы которой наряду с характеристикой массива пород несут информацию об оптимальных конструктивных особенностях проектируемых выработок, технологических решениях по их разработке и креплению. По существу такая модель является геолого-технологической.

---

Опробованию массива на этой стадии рекомендуется осуществлять с помощью прямых опытов, а также комплексных геофизических исследований. Горно-буровые выработки, в которых должно выполняться это опробование, следует располагать таким образом, чтобы равномерно охарактеризовать элементы этой модели. Прямое опробование массива (наиболее дорогой и трудоемкий вид исследований) необходимо планировать с учетом особенностей работы проектируемого сооружения [1, 6].

В период строительства (стадия «рабочая документация») основной задачей изысканий является установление степени соответствия выполненного ранее прогноза горногеологической обстановки (геологотехнологической модели) фактическим условиям и корректировка в случае необходимости проектных решений. С этой целью производится инженерно-геологическая документация строительных выработок, в процессе которой определение свойств массива пород выполняется методом экспертных оценок. Основу метода составляет инженерно-геологическая классификация пород по группам сохранности, которая в отличие от большинства подобных классификаций, обзор которых приводится в работе [7], содержит информацию как о состоянии и свойствах массива, так и об оптимальных в этих условиях технологических решениях подземного строительства.

Как показывает опыт проектирования, в массиве, сложенном близкими по прочности породами, целесообразно выделять 3—4 группы пород по сохранности. Первая группа объединяет наиболее сохранные, т. е. наименее трещиноватые породы, не измененные сколько-нибудь существенно тектоническими и экзогенными процессами. Выработки, пройденные в таких породах, наиболее устойчивы. Последнюю группу представляют наименее сохранные породы (зоны дробления разломов, интенсивного

---

выветривания), которые требуют специальных методов проходки, мелиоративных мероприятий, тяжелой и дорогостоящей временной крепи.

Породы разных групп сохранности определяются по комплексу визуальных признаков, в качестве которых выступает относительная прочность пород в образце и ее выветрелость, степень и характер трещиноватости массива (блочность, преобладающая ширина раскрытия трещин и их заполнение) и другие особенности. Разработка основных положений классификации осуществляется по материалам стадии «проект», окончательное ее формирование приходится на начальный период строительства. По существу, группы пород различной сохранности являются элементами специальной геолого-технологической модели, и как таковые могут быть прогнозируемы.

Наиболее общей актуальной задачей подземного строительства является обеспечение устойчивости выработок. Успешное решение этой задачи, как нам представляется, обусловливается, с одной стороны, полнотой и качеством инженерно-геологической информации о массиве пород и его свойствах, с другой — уровнем отображения этой информации в инженерных расчетах. Приходится, к сожалению, констатировать, что именно «уровень отображения» оставляет желать лучшего.

Инженерно-геологические изыскания представляют информацию об упругопрочностных свойствах пород в образце; структуре массива и, в частности, параметрах сети трещин; естественном напряженном состоянии; характере и степени экзогенного изменения массива пород, его упругопрочностных свойствах и гидрогеологических особенностях. В то же время устойчивость подземных выработок, определение типов и расчет параметров крепи выполняется на основе теории М. М. Протодьяконова [8, 9], в которой состояние и свойства пород характеризуются лишь одним параметром — коэффициентом крепости  $f$ , представляющим собой

---

модификацию параметра  $R_c$  — временного сопротивления одноосному сжатию породы в образце, МПа.

$$f \approx R_c/10$$

Таким образом, коэффициент  $f$  определяется для рыхлых и связных грунтов, а также массивов скальных и полускальных пород с несовершенной сетью трещин [10]. Следует отметить, что несовершенная сеть трещин характерна и для молодых отложений, представляющих собой полускальные и слабые скальные грунты, величина  $f$  для которых, как правило, не превышает 1,5—3,0.

Достоверность отображения параметром  $f$  реальных горно-геологических условий может быть оценена путем сравнения ее с подобным параметром, вычисленным в горных выработках с помощью обратных расчетов ( $f_p$ ). Такое сравнение для массивов с несовершенной сетью трещин, сложенных породами с  $0.2 \leq f \leq 3.00$ , иллюстрирует рис. 1.

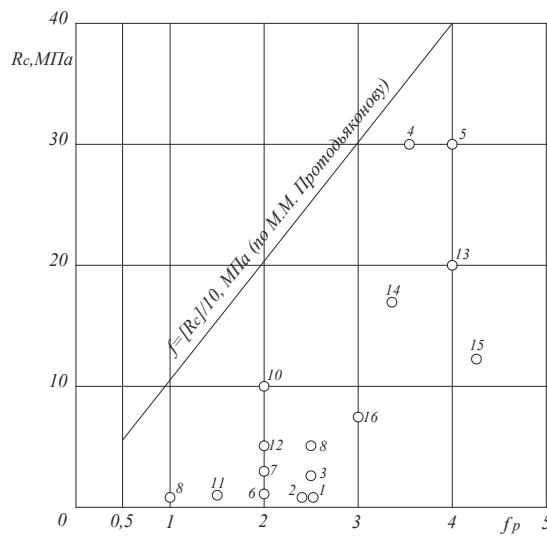


Рис. 1 – График зависимости значения  $f_p$  и  $R_c$ :

1-туффиты; 2- пемзовые туфы; 3- песчаники глинистые; 4- туфобрекции и пемзо-туфовые песчаники; 5- туфобрекции и туфы; 6- шлаки; 7- туфы, туффиты; 8- аргиллиты, аргиллитовые подобные глины; 9- коренные глины; 10- выветрелые известняки; 11- песчаник слабый; 12-

глинистые сланцы выветрелые; 13-глинистые сланцы; 14- аргиллиты; 15- песчаники, гравелиты; 16- брекчия.

Ограниченнный объем фактического материала не позволяет пока предложить приемлемую для практики интерпретацию зависимости  $f_p = F(f)$  однако этот материал позволяет утверждать, что для пород с несовершенной сетью трещин действительный коэффициент крепости выше, чем рассчитанный по  $R_c/(f_p > f)$ .

Для скальных трещиноватых пород, т. е. массивов с совершенной сетью трещин, расчетный коэффициент крепости  $f_p$  определяется из выражения

$$f_p = \nu f = \nu(R_c/10),$$

где  $\nu$  — коэффициент, характеризующий степень трещиноватости массива пород [11].

Многочисленные наблюдения за устойчивостью подземных выработок позволяют утверждать, что вычисленная таким образом величина  $f_p$  не всегда отражает горно-геологические особенности массива пород. Представляется, что реакция массива на пройденную в нем выработку в значительной мере обусловлена его напряженным состоянием. В качестве характеристики естественного напряженного состояния массива в свете решаемой задачи предлагается использовать отношение  $n = \sigma_{\max}/R_c$ , где  $\sigma_{\max}$  - максимальное сжимающее напряжение, существующее в массиве. Параметр  $n$  характеризует относительную прочность пород и позволяет прогнозировать характер разрушения массива в окрестности выработки [2, 12].

При  $n \leq 0,15$  разрушение массива происходит в виде относительного смещения блоков по тектоническим трещинам. В этом случае предлагается

---

считать породу относительно прочной. При условии  $n > 0,3$  происходит разрушение блоков породы, примеры таких деформаций зафиксированы, например, в туннелях Кашхатауской и Ингурской ГЭС. Породы в таком случае предлагается считать относительно слабыми. Для промежуточных значений  $0,3 \geq n > 0,15$  (средние по прочности породы) характерно разрушение массива по трещинам (относительные смещения блоков) непосредственно после проходки и деформации блоков породы при длительном стоянии выработок.

Очевидно, что для пород относительно слабых во всех случаях и средних по прочности при оценке их длительной устойчивости теория Протодьяконова М.М. в принципе не применима. Наиболее эффективны здесь теории, описывающие изменение напряженно-деформированного состояния пород во времени. Горный массив при этом может рассматриваться как сплошное тело. Интересные результаты о характере изменения напряженно-деформированного состояния массива пород во времени позволяют получить натурные наблюдения, в том числе геофизическими методами. Весьма эффективными в этом плане оказались работы, выполненные в деривационном туннеле Кашхатауской ГЭС. Они дали возможность расшифровать динамику деформирования пород вокруг выработки и определить значение горного давления (от 40 до 250 т/м<sup>2</sup> в породах разной сохранности), в результате чего были уточнены на некоторых участках конструкции постоянной крепи и оптимальные сроки ее возведения [12].

Для пород относительно прочных и средней прочности устойчивость подземных сооружений и параметры крепи могут оцениваться с помощью теории М. М. Протодьяконова. При этом расчетный коэффициент крепости ( $f_p$ ) должен назначаться с учетом комплекса инженерно-геологических особенностей массива, главным образом определяющих горно-

---

геологическую обстановку. К таким особенностям мы относим прочность пород ( $R_c$ ) у напряженное состояние, трещиноватость, обводненность, степень и характер экзогенного изменения массива (рис. 1). Влияние каждого из этих факторов может быть оценено с помощью эмпирических коэффициентов, которые получены в результате анализа устойчивости горных выработок, пройденных в существенно различных геологических условиях при строительстве ГЭС.

Таким образом

$$f_p = K_1 K_2 K_3 f$$

где  $f \approx R_c/10$ ;  $K_1$  — коэффициент, отражающий трещиноватость пород: слабая  $K_1 = 0,8 \div 0,9$ ; средняя  $K_1 = 0,6 \div 0,8$ ; сильная  $K_1 = 0,5 \div 0,6$ ; меньшие значения коэффициентов принимаются для более прочных пород;

$K_2$  — коэффициент, отражающий экзогенное изменение массива. В инженерно-геологической зоне I (интенсивного выветривания и разгрузки)  $K_2 = 0,3 \div 0,5$ ; в зоне II (разгрузки)  $K_2 = 0,6 \div 0,8$ ; зоне III (неизмененный массив)  $K_2 = 0,9 \div 1,0$ ; меньшие значения коэффициента принимаются для менее трещиноватых пород;  $K_3$  — коэффициент, отражающий влияние обводненности массива.

В инженерно-геологических зонах I и II  $K_3 = 0,8 \div 0,9$ , в зоне III — 0,9-1,0; меньшие значения коэффициента принимаются в случае, если более 20 % трещин выполнено размокаемыми материалами (глинка трения, суглинок и т. п.).

В результате проходки горной выработки вокруг нее в массиве формируется зона разуплотненных (нарушенных) пород, для обеспечения устойчивости которых и осуществляются укрепительные мероприятия. Согласно действующим нормативным документам [12] мощность этой зоны  $h_d$  существенным образом зависит от поперечных размеров выработки и в

---

меньшей от прочности пород ( $f$ ). Анализ же фактического материала, содержащего данные о значениях  $h_d$  по 11 объектам (162 определения с помощью геофизических методов), позволяет утверждать, что величина  $h_d$  существенно зависит также от напряженного состояния массива пород и его горно-геологических особенностей, характеризуемых параметром  $f_p$ . На рис. 2,  $V$  который иллюстрирует эти зависимости,  $R$  — приведенный радиус выработки, принимаемый равным  $0,62 - 0,65 B$ , где  $B$  — значение пролета выработки. Заметим, прежде всего, что зависимость  $h_d = F(R)$  является существенно криволинейной, при этом в интервале значений  $0,03 < n \leq 0,3$  ( $n$  - относительная прочность пород)  $h_d$  уменьшается с увеличением  $n$ .

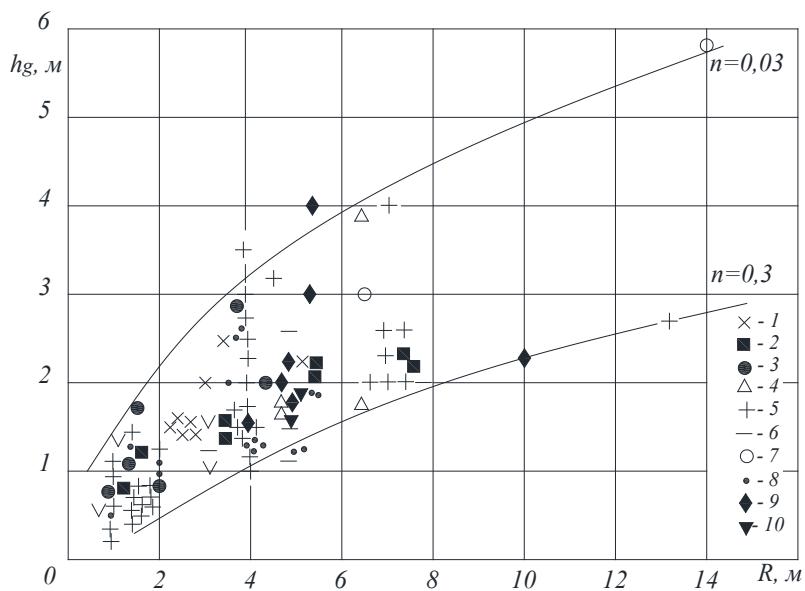


Рис. 2 – Зависимость мощности нарушенных пород  $h_d$  от приведённого радиуса выработки. Гидроэлектростанции:  
1-Шамбская; 2- Кашхатауская; 3- Миатлинская; 4- Гунибская; 5- Гергебильская; 6- Рионская; 7- Дарьяльская; 8- Ладжанурская; 9- Ингурская; 10- Канакерская.

Для заранее заданных значений  $n$  и  $f_p$  величина  $h_d$  может быть определена из выражения

$$h_d = K_n \sqrt{B/f_p}, \quad (1)$$

где  $K_n$  — коэффициент, зависящий от  $n$ , определяется по графику (рис. 3).

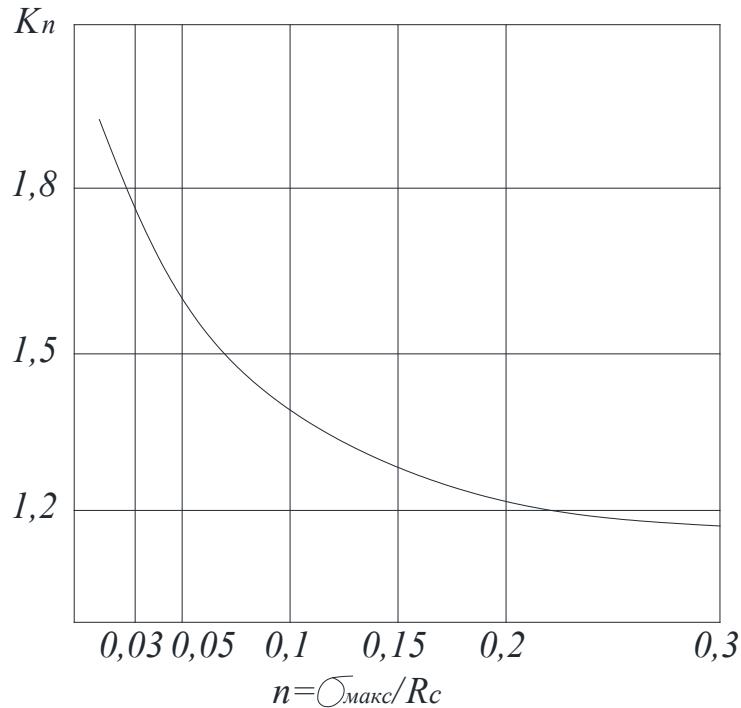


Рис. 3 – График зависимости  $K_n$  от  $n$

( $K_n$  – эмпирический коэффициент;  $n$  – относительная прочность пород;  $\sigma_{\max}$  – максимальное сжимающее напряжение в массиве;  $R_c$  – временное сопротивление пород одноосному сжатию)

В сильно напряженном массиве ( $n > 0,3$ ) величина  $h_d$  резко возрастает. При  $n \leq 0,03$ , т.е. в приповерхностной части массива, с ростом  $R$  значение  $h_d$  увеличивается более интенсивно, чем это следует из выражения (1). В этом случае параметр  $h_d$  и конфигурация зоны разуплотнения могут быть надежно определены по параметрам сети трещин. Необходимо отметить, что деформационные свойства массива пород в зоне разуплотнения снижены по сравнению с неизмененным массивом, причем снижение это тем больше, чем выше его трещиноватость в слаботрещиноватых породах, например, снижение величины модуля деформации ( $E$ ) и удельного отпора ( $K_0$ ) составляет 30-40% и сильнотрещиноватых 50-60%.

## Выводы

1. Особенности инженерно-геологического обоснования подземных гидротехнических сооружений, строящихся в горных районах Кавказа, обусловливаются интенсивно проявляющимися здесь современными тектоническими и физико-геологическими процессами. Инженерно-геологическая информация о массиве пород (среде проектируемых сооружений) должна выражаться в виде моделей: на предпроектных стадиях это общая инженерно-геологическая модель, на стадии «проекта» - специальная геолого-технологическая, содержащая также рекомендации, оптимизирующие технологию строительства выработок. В период строительства на основе инженерно-геологической документации выработок геолого-технологическую модель следует уточнять и соответственно корректировать проектные решения.

2. Основную геомеханическую задачу подземного строительства - оценку устойчивости выработок и обоснование параметров ее крепи - необходимо решать с учетом естественного напряженного состояния массива  $-\sigma_{\max}$ . Вводится понятие относительной прочности пород -  $n = \sigma_{\max} / R_c$ . При  $n \leq 0,3$  разрушение массива в окрестности выработки происходит в виде относительного смещения блоков породы по трещинам. Оценка устойчивости выработки может быть выполнена с помощью теории М. М. Протодьяконова, при этом коэффициент крепости ( $f_p$ ) определяется с учетом особенностей состава и состояния сорного массива. При  $n > 0,3$  в окрестности выработки происходит разрушение породы в образце. Решение задачи устойчивости выработки в этом случае должно определяться на основе физических теорий, описывающих пластические деформации пород.

3. На основе большого фактического материала показано, что зависимость мощности зоны разуплотнения пород вокруг выработки от

поперечных размеров последней имеет существенно криволинейный характер и зависит от параметров  $f_p$  и  $n$ .

### Литература

1. Варга А.А. Некоторые вопросы оптимизации инженерно-геологических изысканий в энергетическом строительстве в целях повышения качества проектных решений. //Энергетическое строительство, № 6, 1984. С. 55—58.
2. Количко А. В. Применение метода инженерно-геологических аналогий при обосновании проектов гидротехнических сооружений. //Гидротехническое строительство, № 6, 1985. С. 3-7.
3. Пашкин Е. М. Инженерно-геологические исследования при строительстве туннелей. М.: Недра, 1981. 135с.
4. Kordas B. Arc. "Gidrotechnik", 8, 3, Warsaw, 1961. pp. 324-328.
5. Разумов В.К., Даниелян С.С. Сопоставление и анализ прогнозируемых и фактических условий строительства туннеля Арпа — Саван. Тр. Гидропроекта, 1981. С. 99—113.
6. Трофимов В.Т. Экологическая геодинамика. М., 2008. 473 с.
7. Ананьев В.П., Потапов А.Д. Инженерная геология. М., 2005. 575 с.
8. Востриков Н.Г., Антошкина Е.В., Максимов Д.В. Инженерный вестник Дона, 2025, №10. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n4p2y2012/1414
9. Du Y., Cullen M., Li C. Structural effects of simultaneous loading and reinforcement corrosion on performance of concrete beams // Construction and Building Materials. 2013. № 39. pp. 148—152.
10. Бандурин М.А. Проблемы оценки остаточного ресурса длительно эксплуатируемых водопроводящих сооружений// Инженерный вестник Дона, 2012, №3. URL: ivdon.ru/magazine/archive/n3y2012/891/.

### References

1. Varga A.A. Energeticheskoe stroitelstvo, № 6, 1984. pp. 55—58.

2. Kolichko A. V. Gidrotekhnicheskoe stroitelstvo, № 6, 1985, pp. 3-7.
3. Pashkin Ye. M. Inzhenerno-geologicheskie issledovaniya pri stroitelstve tunnelei [Engineering and geological surveys during tunnel construction]. M.: Nedra, 1981, 135p.
4. Kordas B. Arc. "Gidrotechnik", 8, 3, Warsaw, 1961. pp. 324-328.
5. Razumov V.K., Danielyan S.S. Tr. Gidroproyekta, 1981. pp. 99—113.
6. Trofimov V.T. Ekologicheskaya geodinamika [Ecological geodynamics]. M., 2008. 473 p.
7. Ananov V.P., Potapov A.D. Inzhenernaya geologiya [Engineering geology]. M., 2005. 575p.
8. Vostrikov N.G., Antoshkina Ye.V., Maksimov D.V. Inzhenernyj vestnik Dona, 2025. №10. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n4p2y2012/1414
9. Du Y., Cullen M., Li C. Construction and Building Materials. 2013. № 39. pp. 148–152.
10. Bandurin M.A. Inzhenernyj vestnik Dona, 2012. №3. URL: ivdon.ru/magazine/archive/n3y2012/891/.

**Дата поступления: 20.11.2025**

**Дата публикации: 26.12.2025**