

Экспериментальное и численное исследование анизотропии массива горных пород в трехмерном поле напряжений

П.Э. ВЕРБИЛО ✉, М.А. КАРАСЕВ, Н.А. БЕЛЯКОВ, Г.А. ИОВЛЕВ

Санкт-Петербургский горный университет, Санкт-Петербург, Россия

✉ verbilo_pe@pers.spmi.ru

Ссылка для цитирования оригинальной статьи: Verbilo, P., Karasev, M., Belyakov, N. & Iovlev, G. (2022). EXPERIMENTAL AND NUMERICAL RESEARCH OF JOINTED ROCK MASS ANISOTROPY IN A THREE-DIMENSIONAL STRESS FIELD. *Rudarsko-geološko-naftni zbornik*, 37 (2), 109-122. <https://doi.org/10.17794/rgn.2022.2.10>

Аннотация: Стыки часто оказывают значительное влияние на характеристики материала. Механизм коалесценции разрывов и сложная структура горного массива, состоящего из швов, как композита, требуют дальнейшего изучения. В данном исследовании были проведены испытания на сжатие и сдвиг горного массива, соединенного швами. Целью исследования поведения слоистого массива было определение зависимостей деформации от прочности и определение параметров для количественной оценки влияния швов на механические характеристики. Полученные результаты свидетельствуют о зависимости прочности при сжатии от структуры материалов, а также о детальном описании влияния ориентации швов на зависимость напряжения от деформации при проведении экспериментов на сжатие. Численный метод, использованный в данной работе, может быть использован для моделирования композитных материалов и их свойств.

Ключевые слова: объединенный массив горных пород; разрывы; численное моделирование; прочность при одноосном сжатии; анизотропия.

Experimental and numerical research of jointed rock mass anisotropy in a three-dimensional stress field

Pavel E. VERBILO ✉, Maxim A. KARASEV, Nikita A. BELYAKOV, Grigirii A. IOVLEV

Saint-Petersburg Mining University, Saint-Petersburg, Russia

✉ verbilo_pe@pers.spmi.ru

Abstract: Joints often have a significant influence on material characteristics. The discontinuities' coalescence mechanism and complex jointed rock mass structure as a composite need to be further explored. In this study, compression and shear tests were carried out on a jointed rock mass. The purpose of the jointed rock mass behaviour study was to determine the deformation-strength dependencies and to determine the parameters for a quantitative assessment of the joints' influence on mechanical characteristics. The results show that compression strength depends on the materials' structure, and there is a detailed description of the joints' orientation influence on stress-strain dependencies during compression experiments. The numerical method used in this study could be used for the modelling of composite materials and their properties.

Keywords: jointed rock mass; discontinuities; numerical simulation; uniaxial compression strength; anisotropy.

1. Введение

Горный массив и его механические свойства являются основным объектом изучения при решении задач механики горных пород. В горном массиве происходит перераспределение напряженного состояния в результате освоения подземного пространства, поэтому необходимым условием геомеханических исследований является получение комплекса данных о напряжениях, структурных параметрах и механических свойствах горных пород и самого горного массива, состоящего из пород. Этот вопрос является фундаментальным и учитывается при решении любой практической геомеханической задачи. В лабораторных условиях можно получить параметры образцов горных пород, а геотехническая задача заключается в получении механических параметров объединенного горного массива. Механические свойства массива горных пород количественно

* Перевод подготовлен для повышения интереса русскоязычной аудитории к данной статье.

© 2021 The Mining-Geology-Petroleum Engineering Bulletin and the authors. This article is an open access article distributed under the terms and conditions of the Creative Commons Attribution (CC BY) license (<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>).

© Санкт-Петербургский горный университет императрицы Екатерины II (перевод), 2025.

меньше, чем у образца горной породы. Горный массив характеризуется наличием распределенных швов, свойства и геометрия которых сильно влияют на механическое поведение объединенных горных массивов (Янг и др., 2015). Изучение процесса разрушения и отложение эффекта от соединения массива горных пород имеет большое значение в области механики горных пород и горного дела (Вэнг и др., 2016).

Специфические условия формирования и залегания горных пород передают структурно-механические особенности, которые невозможно определить на практике путем испытаний образцов, выделенных из горного массива. Экспериментальные результаты механических свойств горных пород парадоксальны с точки зрения классической теории. Модули деформации, определенные при сжатии крупных призм горного массива, были в 50-100 раз меньше, чем для обычных образцов, а коэффициент поперечной деформации превышал 0,5 (Ставрогин, Протосеня, 1985). Эти результаты можно объяснить только учетом специфических особенностей, характерных для горного массива в условиях его естественного существования. Наличие разрывов в объединенном массиве горных пород является основной причиной количественных различий механических свойств. Образование разрывов в горных породах обычно связано с тектоническими процессами, магматической деятельностью, осадконакоплением и процессами выветривания (Януардиан и др., 2020).

Реальные горные породы всегда характеризуются структурой, состоящей из зерен, взаимодействующих между собой по различным дефектам, трещинам и порам. Неоднородность среды всегда вносит существенные расхождения между экспериментальными результатами и классическими теориями. Экспериментально установлено, что прочность реальных материалов всегда в 102-103 раза ниже теоретической прочности, рассчитанной из условия преодоления взаимодействий между отдельными атомами кристаллической решетки. Экспериментальные исследования проводились Волковым (Волков, 1960), Брэди (Брэди, 1969; Брэди, 1970) и другими (Бартон, 2013; Санчес-Мартин и др., 2020; Смирнова и др., 2021).

Неоднородность массива горных пород оказывает значительное влияние на его механическое поведение, что обусловлено множеством причин: неоднородностью состава и физического состояния, вызванной литологическими вариациями массива, характером слоистости, орогенцией, разрывами, в том числе отдельными крупными нарушениями и зоной дробления, а также выветриванием, гидрогеологическим режимом, неоднородностью напряженного состояния массива, связанной с природными и техногенными факторами, неоднородностью отложений, обусловленной качественными и количественными различиями свойств пород в выделенных массивах разного размера.

Исследования прочности, деформации и разрушения горных пород основаны на экспериментах. Наиболее полные данные по прочности, деформации и разрушению горных пород при объемном напряженном состоянии с учетом влияния скорости деформирования, влагосодержания, температуры и фильтрационных свойств представлены в монографиях (Ставрогин, Протосеня, 1979; Мирзаев и др., 1984; Ставрогин, Протосеня, 1985; Ставрогин, Протосеня А.Г., 1992).

Под действием статических и динамических нагрузок горные породы вокруг горных выработок переходят в предельное состояние и разрушаются в условиях неоднородного объемного напряженного состояния; кроме того, происходит динамическое разрушение пород в виде горных и внезапных ударов. Поэтому вопросы устойчивости подземных сооружений с учетом сочленения массива горных пород особенно актуальны для горнодобывающей промышленности (Трушко, 2019; Козловский, 2021; Киселев и др., 2021). Их решение влияет на инвестиции в горные проекты, технологии добычи, безопасность горных работ и рентабельность горнодобывающих компаний (Морозов и др., 2019). Указанные вопросы связаны с анализом геомеханических процессов в массивах горных пород с использованием уравнений состояния от начала нагружения и до полной потери несущей способности при изменении напряженного состояния. При этом практически невозможно проанализировать предельную стадию деформирования массива горных пород в лабораторных или природных условиях.

В настоящее время интенсивно проводятся научные исследования, основанные на реальных и виртуальных экспериментах. Численное моделирование обеспечивает кардинально иной подход к решению поставленных задач по сравнению с вышеупомянутыми подходами, поскольку позволяет ввести большее количество действующих факторов и приблизить горный массив к реальному

состоянию (Ставрогин и Протосеня, 1979; Ignatiev et. al, 2019). Подобные исследования геомеханических прогнозов приводят к снижению геотехнических рисков, обусловленных высоким уровнем неопределенности (Коршунов и др., 2020).

В настоящее время концепции проектирования подземных сооружений и горных выработок претерпевают глубокие изменения. Проектировщиков и разработчиков не устраивает проектирование по аналогии, заключающееся в воспроизведении предыдущих успешных подземных сооружений. Более того, сложные условия подземного строительства (вечная мерзлота, высокая сейсмическая активность, большие глубины, геотектонические явления и т. д.) оставляют мало возможностей для проектирования по аналогии.

В то же время требования к разработке подземных сооружений, их обоснованию, соответствию физической сущности явлений и механических процессов становятся все более жесткими. Проектирование уже не основывается на эмпирических уравнениях, а широко распространено применение численных методов механики сплошных сред при решении актуальных инженерных задач.

Учитывая это, при анализе механизмов разрушения массива горных пород следует обоснованно рассматривать его как не сплошную и анизотропную среду. С практической точки зрения важно иметь представление о реальном распределении тензоров напряжений и деформаций в массиве горных пород, поэтому следует сделать вывод, что решение геомеханических задач в швах массива горных пород требует особого подхода к проектированию. В данной работе рассматривается анизотропия первого порядка, обусловленная упорядоченным залеганием горных пород в виде серии блоков, разделенных тектоническими разломами.

2. Экспериментальные исследования механических свойств горных пород

Для изучения были отобраны твердые монолитные породы, характеризующиеся практически полным отсутствием или, по крайней мере, 2-3 явными системами тектонических разрывов, на основании петрографических и прочностных свойств. Исследования выбранных твердых монолитных пород, характеризующихся практически полным отсутствием разрывов, проводились при одноосном сжатии цилиндрических (длина цилиндра равна 2-2,5 его диаметра, диаметр от 50 до 70 мм) и кубических образцов (50'50'50 мм). Испытания проводились в соответствии с российским стандартом "Камни. Методы определения прочности при осевом сжатии". На образцах горных пород было проведено 52 испытания на одноосное сжатие (26 для образцов с рудника Текели и 26 для рудника Криворожской котловины (см. рис. 1)). Из кернов были изготовлены цилиндрические образцы. Для измерения продольных и поперечных деформаций на боковых поверхностях образцов были закреплены датчики сопротивления постоянного тока. В ходе испытаний нагрузка увеличивалась постепенно. Предел прочности горных пород при одноосном сжатии варьировался в диапазоне 160-330 МПа. Такой широкий диапазон изменения прочностных характеристик объясняется различием пород по вещественному составу и свойствам структуры и текстуры. Слабослоистые породы характеризовались значительным расхождением прочностных свойств. При этом с уменьшением общей прочности пород это расхождение становилось более заметным, т.е. коэффициент анизотропии породы при сжатии уменьшался (см. рис. 1). Коэффициент анизотропии определяется как отношение предела прочности пород при нагрузке, параллельной плоскости расслоения, к пределу прочности при нагрузке, перпендикулярной расслоению. На рис. 1 показаны изменения коэффициента анизотропии для пород различного вещественного состава на основе данных по руднику Текели (синие круги на рис. 1) и Криворожской котловине (оранжевые квадраты на рис. 1, Мирзаев и др., 1984). Рудник Текели расположен в 310 км от Алматы и 40 км от Талдыкоргана (Казахстан), Криворожская котловина – в Днепропетровской области Украины.

Породы с пределом прочности при одноосном сжатии (ПОС) менее 200 МПа имеют явно выраженные разрывы тектонического происхождения, по количественно-минералогическому составу и тектоническим особенностям эти породы характеризуются разнообразием и отличаются повышенным содержанием углеродистых, глинистых и подобных им материалов, снижающих когезию между зернами и кристаллами. Наличие указанных факторов является причиной проявления анизотропии прочности при одноосном сжатии для пород с ПОС менее 200 МПа (см. рис. 1).

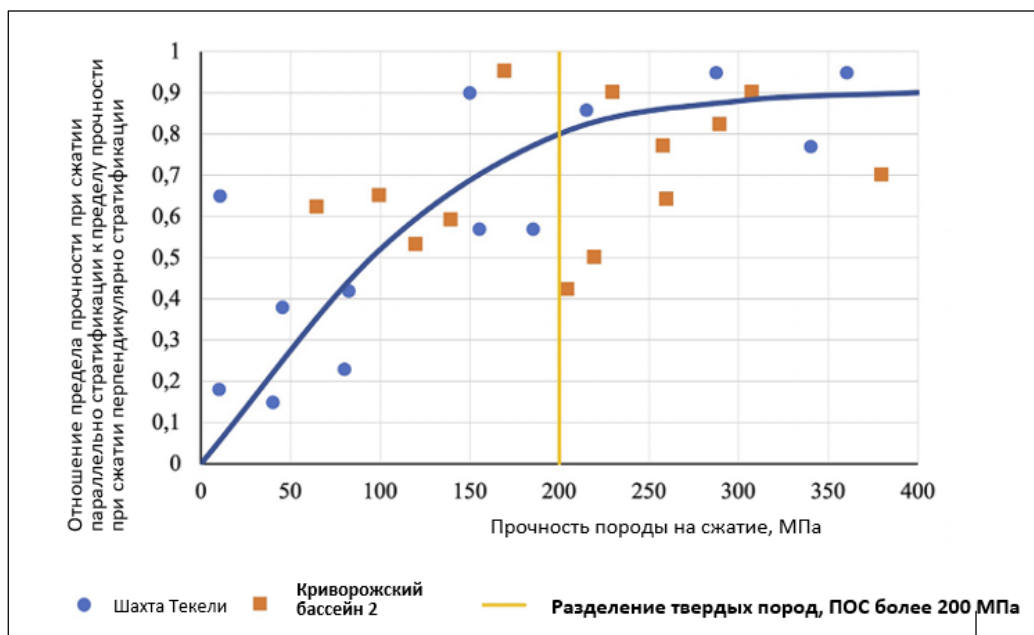


Рис. 1. Изменение коэффициента анизотропии прочности горных пород при одноосном сжатии

Горные породы с ПОС более 200 МПа характеризуются сплошностью, отсутствием разрывов. Эта особенность твердых пород является причиной менее выраженной анизотропии прочности при одноосном сжатии в среднем 0,7-0,95 (см. рис. 1).

2.1. Разрушение горных пород при испытаниях на одноосное сжатие

Для исследования прочности горной породы использовалась экспериментальная система MTS816 (см. рис. 2). Система MTS Model 816 разработана для проведения исследований в области механики горных пород с использованием образцов горных пород. Она может быть настроена на одноосное, трехосное или прямое испытание на сдвиг, а ее компактная рама легко размещается в лаборатории. Примеры образцов горных пород показаны на рисунке 3 (а) с расслоением породы поперек оси образца и на рисунке 3 (б) с расслоением породы вдоль оси образца.



Рис. 2: Экспериментальная система для механики горных пород MTS816

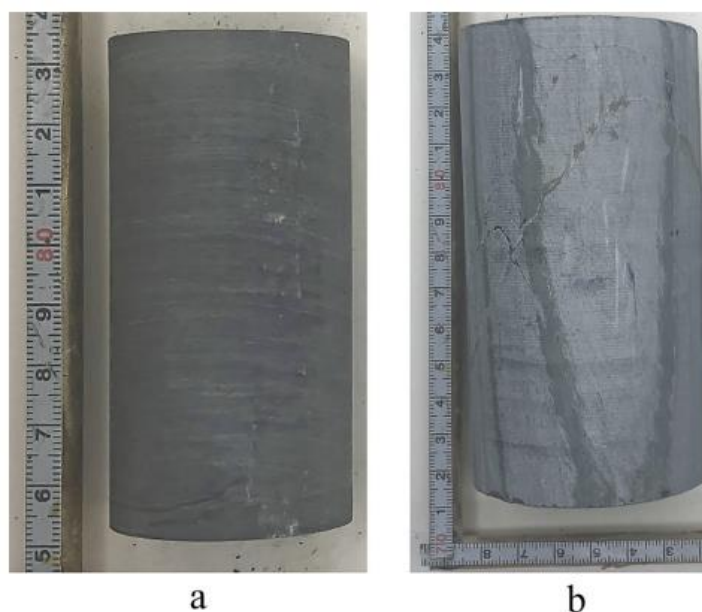


Рис. 3: Образцы горных пород: (a) – расслоение породы по оси образца, (b) – расслоение породы по оси образца

Графики деформации образцов твердых пород под нагрузкой приведены на рисунке 4 и рисунке 5. Испытания проводились с разгрузкой образца на упругой стадии деформирования с целью определения наиболее корректной зависимости деформации на сублимитной стадии. На вертикальной оси показано осевое главное напряжение $\Delta\sigma_1$. Справа от горизонтальной оси показаны относительные деформации (линейные деформации по вертикали) ε_1 , слева – относительные поперечные деформации ε_2 (линейные деформации в горизонтальной плоскости). ε_i определяется по уравнению 1:

$$\varepsilon_i = \frac{\Delta\varepsilon_i}{\varepsilon_b} = \frac{\varepsilon_f - \varepsilon_b}{\varepsilon_b} \quad (1)$$

где: ε_i – главные осевые деформации ε_1 или ε_2 ;
 $\Delta\varepsilon_i$ – относительное удлинение вдоль рассматриваемого направления;
 ε_f – деформация, определяемая вариациями вдоль рассматриваемого направления;
 ε_b – начальный размер испытываемого образца.

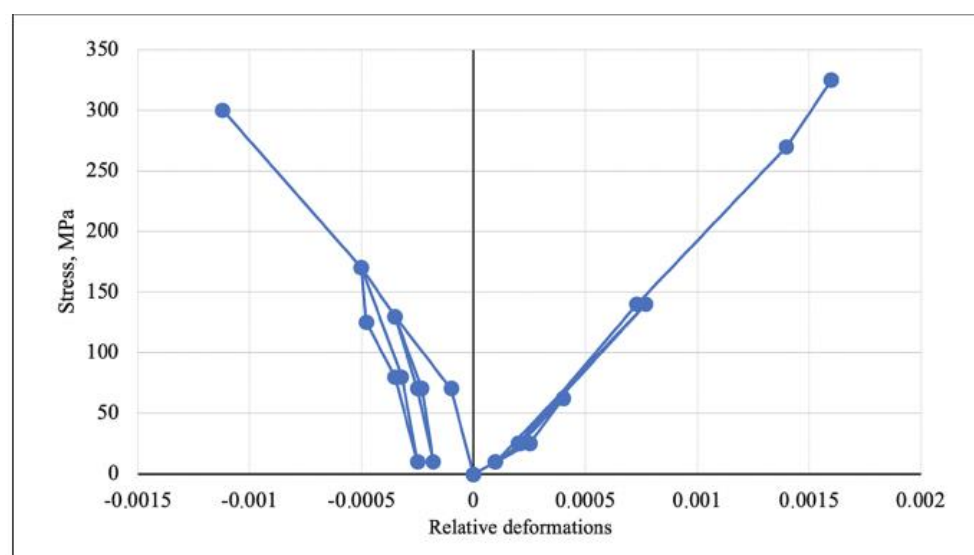


Рис. 4. Одноосное сжатие породы перпендикулярно стратификации

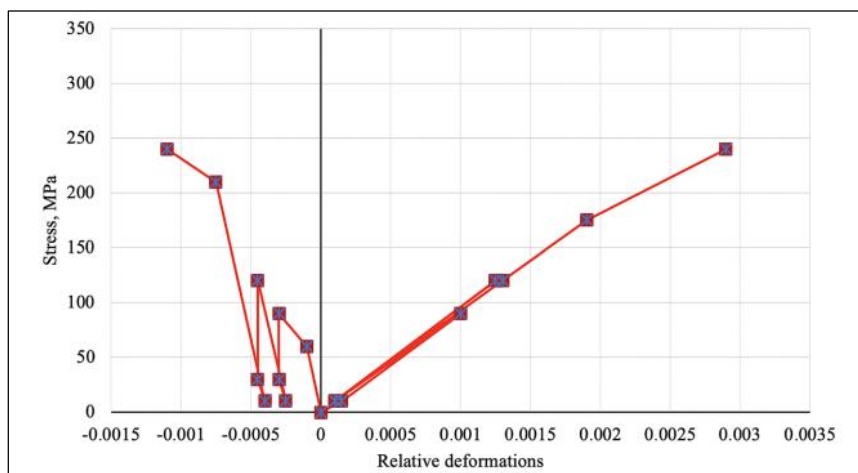


Рис. 5: Одноосное сжатие породы параллельно стратификации

2.2. Анализ предельной стадии деформирования твердых горных пород

Анализ полных диаграмм напряженно-деформированного состояния, включая сверхпредельную область, расположенную за пределом прочности, позволяет выявить общий запас несущей способности, при этом учитывается такой предельный случай, когда поверхности разрушения образуются в материале с полной потерей связности, а сопротивление внешним нагрузкам создается силами трения по поверхности разрушения. Эти соображения приводят к предположению, что объединенный массив горных пород гипотетически может быть смоделирован моделью образца породы на стадии сверхпредельных деформаций, когда разрушение происходит по образовавшимся поверхностям ослабления. Поэтому дальнейшие этапы были посвящены анализу стадии сверхпредельного деформирования горных пород.

Высокожесткий пресс дает возможность контролировать деформацию за пределом прочности, то есть прикладывать к образцу такую силу, которая достаточна для его разрушения. Поэтому образец в жестком прессе никогда не имеет динамического характера разрушения.

Деформация происходит без звуковых и динамических эффектов вплоть до полной потери несущей способности. После достижения предела прочности в мало жестком прессе образец деформируется за счет упругой энергии, накопленной в нагруженных частях пресса. Таким образом, процесс становится неконтролируемым. Образец разрушается с силой, иногда взрывообразно. Это происходит потому, что количество накопленной энергии велико. Это приводит к динамическим эффектам, сопровождающим разрушение хрупкого материала. Экспериментальные данные (см. рис. 6) были получены при использовании пресса с жесткостью 2-1010 Н/м, которая обеспечивалась массивной металлической рамой, клиноременной самотормозящей парой и импульсной гидросистемой в корпусе.

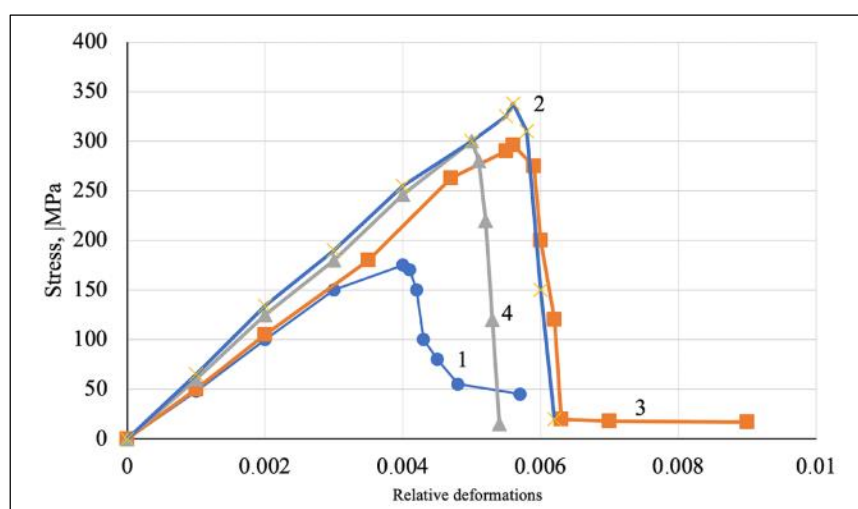


Рис. 6: Напряжение как функция деформации пород: биотитовый гранит (1), биотитовый плагиогранит (2), плагиогранит (3), диабаз (4)

Экспериментальные данные по прочностным и деформационным свойствам горных пород сведены в табл. 1: модуль Юнга E , модуль понижения M , предел прочности и предел упругости, деформации ε_1 и ε_2 , и коэффициент Пуассона ν .

Таблица 1

Экспериментальные механические свойства горных пород

№	Тип породы	E , ГПа	M , ГПа	σ_p , МПа	Σ_e , МПа	$\Delta\varepsilon_1^p$	$\Delta\varepsilon_1^e$	ν
1	Биотитовый гранит	55	185	175,0	144,0	0,63	0,63	0,17
2	Биотитовый плагиогранит	57	417	293,0	250,0	0,36	0,36	0,24
3	Плагиогранит	60	800	335,0	290,0	0,2	0,2	0,18
4	Диабаз	67	1300	295,0	260,0	0,28	0,28	0,22

Хрупкость материала определяется по уменьшению наклона кривой деформирования на предельной стадии деформирования. Модуль снижения хрупких пород при одноосном сжатии может более чем в два раза превышать модуль Юнга этих пород, который обычно находится в пределах 105 МПа.

2.3. Численная геомеханическая модель разрушения объединенного массива горных пород

Численные подходы с применением дискретной механики сред позволяют рассмотреть возможность их использования для анализа сложности конструкций, запроектированных в сложном массиве горных пород, и необходимым условием для этого является подробная информация о геологическом строении и структуре массива горных пород на данном участке. Подземное пространство при добыче полезных ископаемых или при реализации проектов подземного строительства может включать в себя существующие объекты, взаимодействующие между собой или проектируемые со сложным пространственным расположением. Традиционные методы геомеханического анализа, основанные на аналитических и полуэмпирических процедурах, частично позволяют учесть особенности развития геомеханических процессов вблизи подземных сооружений. Применение численных методов для анализа сложных пространственных структур подземных сооружений с требуемой высокой надежностью не является полностью решенным вопросом, где накопление и анализ знаний еще продолжаются, однако этот подход имеет чрезвычайно важные преимущества (Мин и др., 2003). Численный анализ, в отличие от классических процедур, хорошо применим для решения трехмерных задач (Иварс и др., 2011; Янг и др., 2015). В настоящее время возможности современного высокоэффективного оборудования позволяют без существенных упрощений прогнозировать ожидаемые геомеханические процессы в окрестностях подземных сооружений сложной трехмерной конфигурации, с учетом этапов их строительства и сложного поведения массива горных пород (Эсмаили и др., 2010).

Численные модели и прогнозы анализируются в данной работе с использованием теории упругости, пластичности и теории разрушения. Экспериментальные методы используются с различными целями:

- получение и проверка физических уравнений состояния и определение количественных механических свойств горных пород и массивов горных пород;
- для анализа моделей поведения горных массивов, которые практически не поддаются аналитическому прогнозированию;
- проверка допущений при построении технологических схем и введение в прогнозы эмпирических коэффициентов для компенсации несовершенства этих схем;
- анализ качественных и количественных закономерностей деформирования массива горных пород с помощью численных моделей (Амадеи, 1988).

При упругих деформациях в массиве горных пород происходит развитие существующей системы соединений. Следует отметить, что величина деформаций разрушения высокосуставных пород в 50-100 раз превышает деформации разрушения, полученные в лабораторных условиях для горных пород, что можно объяснить определением влияния несплошностей, свойств по контактам. Как показали исследования в природных условиях, наличие многочисленных трещин значительно ослабляет упругие свойства массива горных пород. Коэффициент ослабления упругих свойств (отношение предела упругости к пределу прочности образца) изменяется в пределах 0,02-0,16. Модуль упругости уменьшается для твердых малосмешанных пород в 8-15 раз, а для высокосмешанных – в 250-400 раз (Мирзаев и др., 1984).

Поставленная задача решалась путем математического моделирования методом конечных элементов в программе Simulia Abaqus, где прочность породы определялась кулоновскими условиями, а механическое поведение по контакту взаимодействия блоков породы описывалось нелинейным критерием прочности Бартона. Для анализа были выбраны системы стыковки, которые формировали структуру массива с размерами блоков от

0,02×0,05×0,03 м до 0,3×0,5×0,4 м и от 0,4×1,3×0,5 м до 1×1,5×1 м. Построенные геомеханические модели были применены для выбора и разработки прогнозной схемы: модели для заданных начальных и граничных условий; выбран размер рассматриваемой области и определен метод анализа происходящих механических процессов в массиве.

С практической точки зрения внимание следует уделять только анализу полных диаграмм напряжений-деформаций массива горных пород, включая его нисходящую (сверхпредельную) ветвь. Это условие возможно при дискретном моделировании массива горных пород.

При применении предлагаемой методики горный массив рассматривается как дискретная среда, а численный эксперимент проводится по схеме заданных деформаций. При реализации схемы заданных деформаций, когда к образцу объединенного массива горных пород, закрепленного на абсолютно жесткой плите, прикладываются вертикальные перемещения, напряжения на контакте между блоками горных пород в образце возрастают, что приводит к деформациям образца массива горных пород и распространению разрывов сдвига. Если напряжения превышают предельное значение, связи между блоками нарушаются, блоки способны перемещаться независимо друг от друга, что приводит к развитию деформаций и разрушению дискретной среды. Для анализа анизотропии механических свойств объединенного массива горных пород были построены численные модели шириной 4 м и высотой 8 м, в которых угол наклона разрывов изменялся с шагом 15°. Исследования проводились для твердых пород, характеризующихся следующим образом: $\rho = 2760 \text{ кг/м}^3$, модуль упругости $E = 50 \text{ ГПа}$, коэффициент Пуассона $\nu = 0,255$, угол внутреннего трения $\varphi = 27^\circ$ и когезия $c = 30 \text{ МПа}$.

3. Результаты

3.1. Моделирование механических взаимодействий между плитами горных пород вдоль разрыва

Механические процессы, происходящие в объединенном массиве горных пород, характеризуются повышенной деформацией, которая выражается в превышении относительных деформаций относительно эталонного образца породы. Это происходит за счет движения структурных блоков независимо друг от друга. При этом на контакте между ними, который может быть непрерывным, точечным или локальным, возникают силы трения (напряжения сдвига). Чтобы соотнести вертикальные напряжения, действующие по нормали к плоскости трещины, и силы трения, Бартон разработал первый нелинейный критерий прочности, основанный на многочисленных экспериментах (Бартон, 2013).

При контактном взаимодействии блоков горных пород экспериментально были определены следующие механические характеристики: остаточный угол внутреннего трения составил 28°, когезия – 4,9 кг/м², прочность стенки разрыва на сжатие – 20 МПа. Результаты испытаний на сдвиг показаны на рисунке 7.

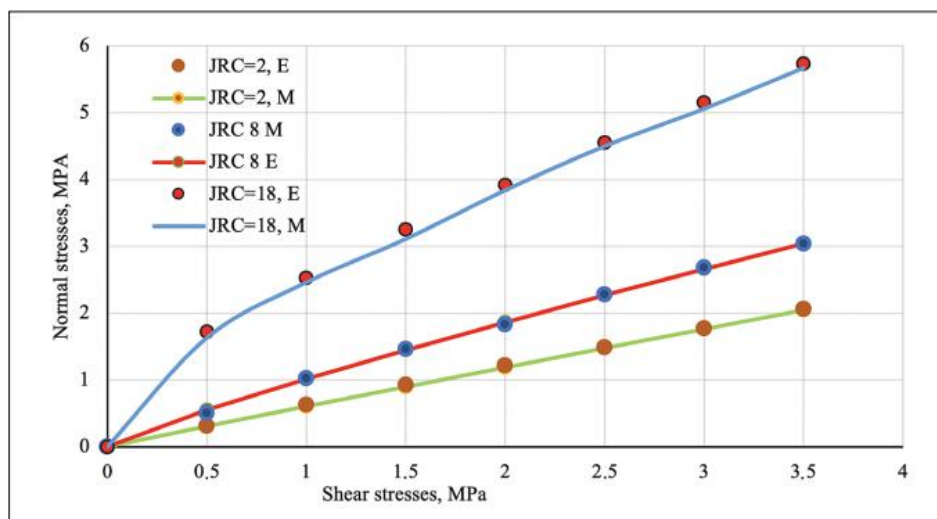


Рис. 7: График прочности горных пород по контакту взаимодействия при различных параметрах шероховатости разрывов, где E: экспериментальные результаты, M: результаты моделирования испытаний на сдвиг

Таким образом, поведение породы на контакте взаимодействия блоков вдоль разрыва целесообразно описывать с помощью нелинейного критерия прочности Бартона (Бартон, 2013). Поскольку когезия породы на поверхности разрыва практически отсутствует, в случае непрерывных поверхностей протяженных трещин напряжения сдвига могут восприниматься только за счет трения. Сопротивление сдвигу в этом случае будет описываться уравнением 2:

$$\tau_{ult} = \sigma_n \cdot \operatorname{tg} \left(JRC \cdot \lg \frac{JCS}{\sigma_n} + \varphi_{res} \right) \quad (2)$$

где: JRC – коэффициент шероховатости разрыва;
 JCS – предел прочности на сжатие стенки разрыва, МПа;
 σ_n – нормальное действующее напряжение, МПа;
 φ_{res} – остаточный угол трения, градусы.

Исследования показали, что при соприкосновении двух шероховатых поверхностей площадь реальных контактов практически равна нулю, а контактные напряжения возникают только в точках контакта. С увеличением нормальной нагрузки площадь контакта увеличивается за счет упругой деформации неровностей шероховатости и их последующего разрушения. Нелинейный критерий прочности Бартона, примененный к поверхностным контактам скальных блоков (уравнение 2), при моделировании в программе Simulia Abaqus позволяет получить высокое согласие с экспериментальными данными, погрешность не превышает 0,5 %.

3.2. Численные эксперименты по одноосному сжатию объединенного массива горных пород

Стыковые массивы горных пород как объекты исследований характеризуются существенной механической особенностью: существованием напряженного состояния до начала горных работ. Эта особенность затрудняет применение аналитического решения, а в случае дискретной постановки задачи решение невозможно. Начальное напряженное состояние массива горных пород в общем случае является функцией пространственных и временных координат. Таким образом, факторы, влияющие на его формирование, целесообразно разделить на те, которые действуют постоянно и повсеместно, и те, которые действуют временно и локально. Авторы рассматривают только первый случай, а именно: гравитационное поле, физико-механические свойства и структурно-механические особенности. В данной работе рассматривается прогрессирующий режим разрушения массива горных пород, который проявляется на сравнительно большом временном интервале и его результатом является постепенное высвобождение энергии, характеризующееся увеличением количества разрывов и их распространением вдоль и внутри блоков горных пород.

В процессе деформирования происходят первые микросрезы, которые приводят к образованию разрывных микротрещин (Яковлев и др., 2021). На следующем этапе деформирования происходит упрочнение, приводящее к росту напряжений в массиве. Затем сдвиговые деформации сопровождаются образованием пустот и увеличением объема. Эти два процесса определяют предел прочности объединенного массива горных пород. Поэтому при начале нагружения деформация горного массива носит линейный характер (см. рис. 8-15). При достижении предельной упругости появляются области необратимых деформаций, которые продолжаются до предела прочности, соответствующего максимальной нагрузке. На этом этапе развиваются сдвиги вдоль контактов между блоками породы и формируется основная поверхность сдвига (см. рис. 9, 11, 13, 15). После максимальной нагрузки возникает область предельных деформаций, которые продолжаются до предела остаточной прочности. Таким образом, горный массив разрушается по образовавшейся главной поверхности скольжения с максимальными напряжениями сдвига и областями повышенных напряжений.

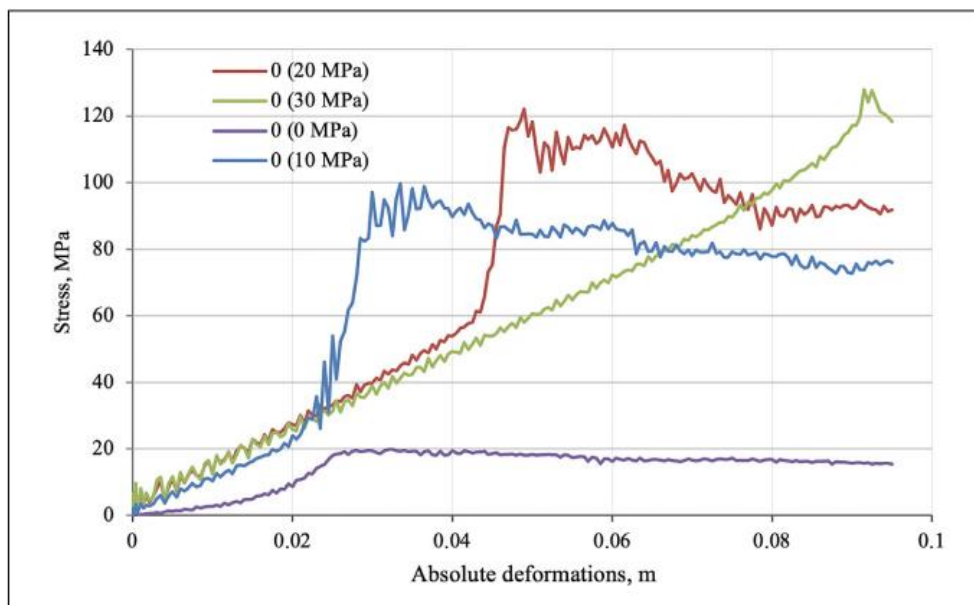


Рис. 8. Испытания массива горных пород в трехмерном напряженном состоянии при угле наклона основного шва 0°

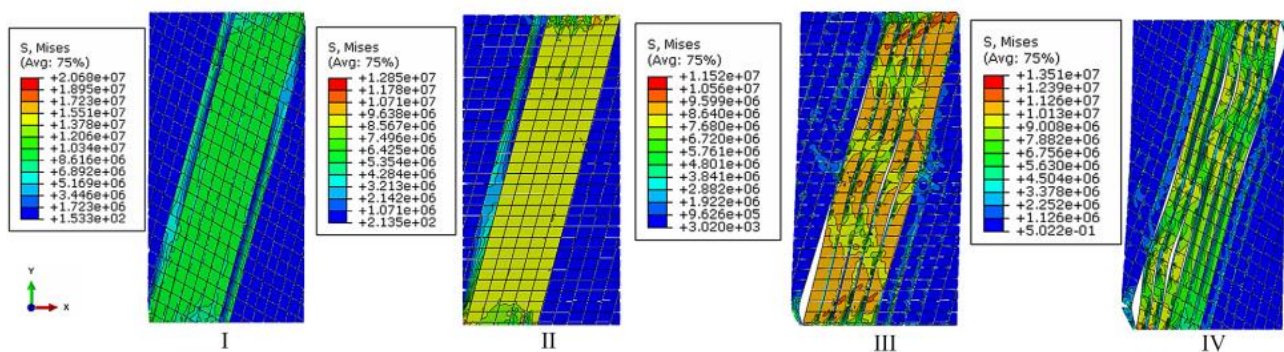


Рис. 9. Диаграммы напряжений-деформаций виртуального эксперимента ПОС для массива горных пород с углом наклона основного шва 0° , где: I, II, III, IV – этапы деформирования, на которых реализуется 10 %, 25 %, 75 %, 100 % упругих деформаций соответственно

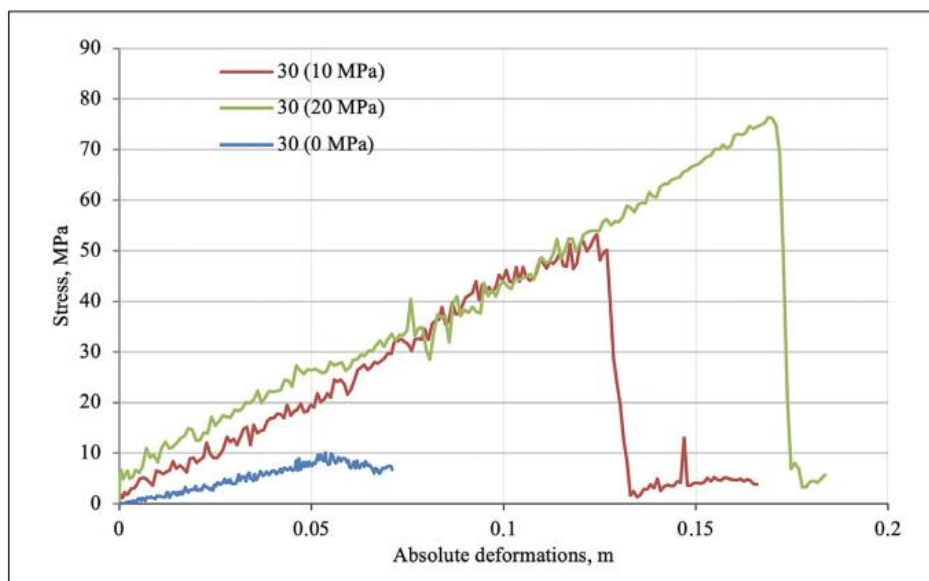


Рис. 10. Испытания массива горных пород в трехмерном напряженном состоянии при угле наклона основного шва 30°

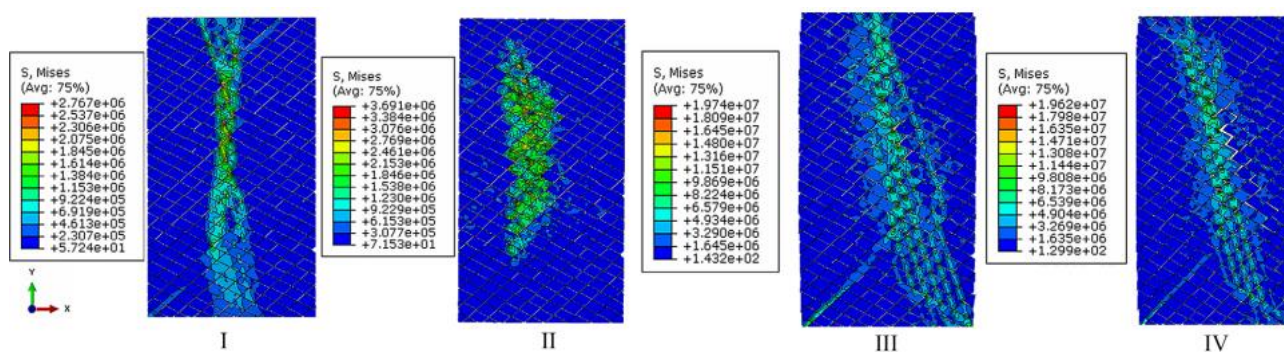


Рис. 11. Диаграммы напряжений-деформаций виртуального эксперимента ПОС для массива горных пород с углом наклона основного шва 30° , где: I, II, III, IV – этапы деформирования, на которых реализуется 10 %, 25 %, 75 %, 100 % упругих деформаций соответственно

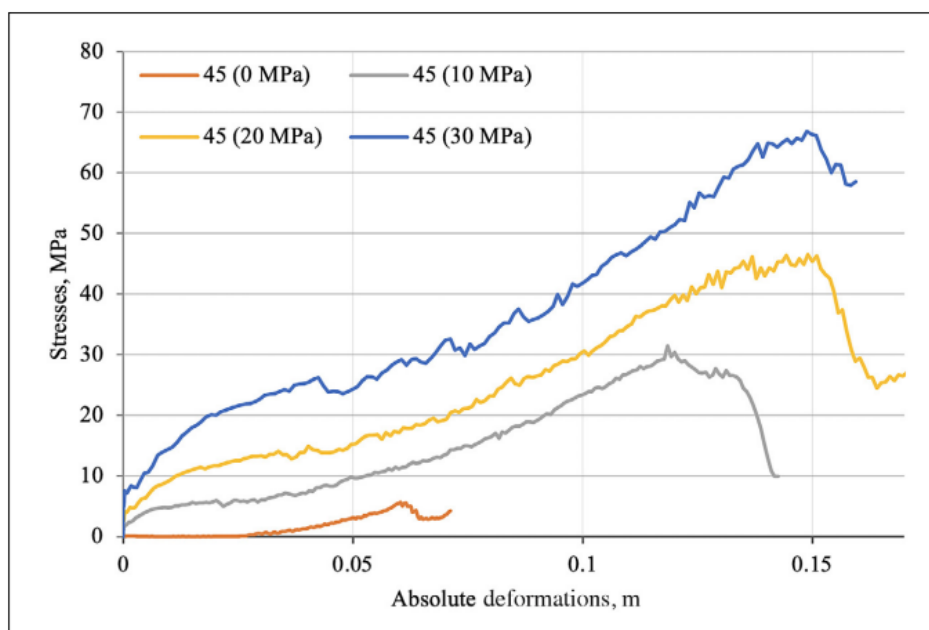


Рис. 12. Испытания массива горных пород в трехмерном напряженном состоянии при угле наклона основного шва 45°

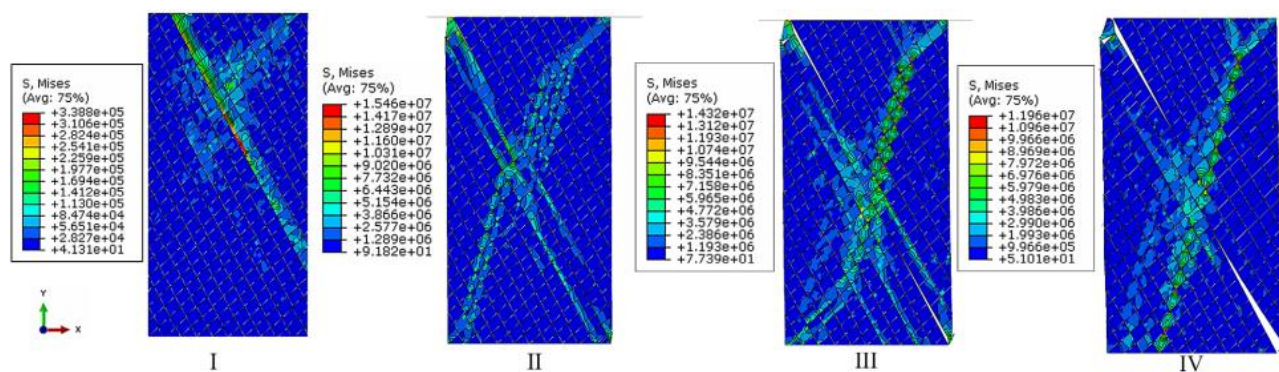


Рис. 13. Диаграммы напряжений-деформаций виртуального эксперимента ПОС для массива горных пород с углом наклона основного шва 45° , где: I, II, III, IV – этапы деформирования, на которых реализуется 10 %, 25 %, 75 %, 100 % упругих деформаций соответственно

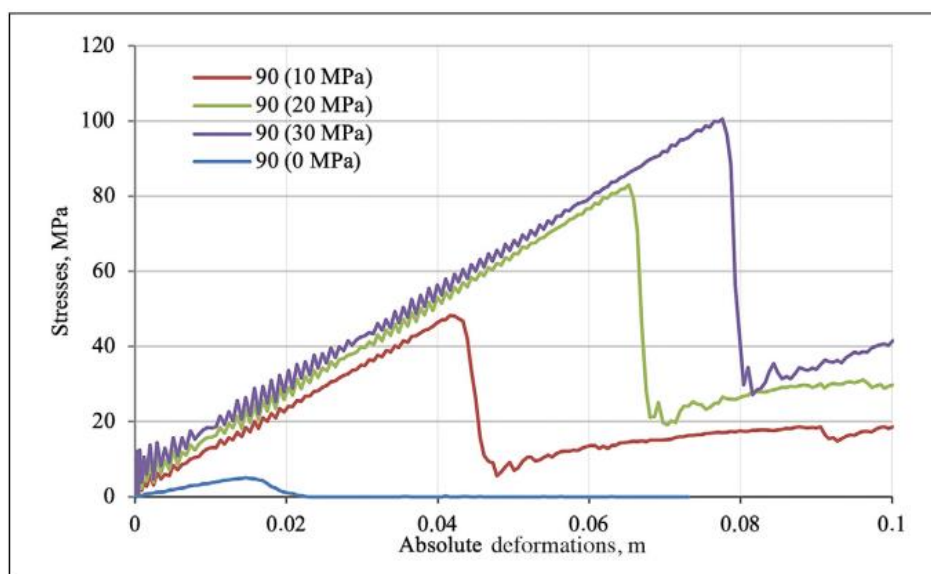


Рис. 14. Испытания массива горных пород в трехмерном напряженном состоянии при угле наклона основного шва 90°

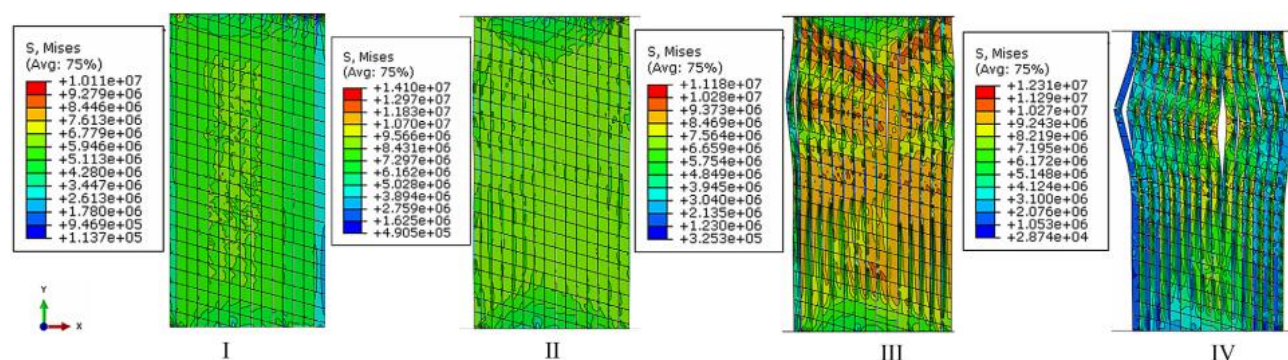


Рис. 15. Диаграммы напряжений-деформаций виртуального эксперимента ПОС для массива горных пород с углом наклона основного шва 90° , где: I, II, III, IV – этапы деформирования, на которых реализуется 10 %, 25 %, 75 %, 100 % упругих деформаций соответственно

Увеличение прочности с ростом бокового давления может быть обусловлено внутренним трением, которое увеличивается с ростом бокового давления. По результатам численных экспериментов можно сделать следующие выводы: горный массив разрушается при сдвиге и разрушении, при этом напряжение разрушения, остаточная деформация и угол ориентации сдвига зависят от типа напряженного состояния и угла наклона шва в горном массиве по отношению к горизонтальной плоскости. Чем выше боковое давление, тем больше сопротивление сдвигу вдоль контакта

между блоками горных пород. Разломы являются причиной зарождения сдвиговых разрывов при деформации массива горных пород. Концентрация напряжений на поверхности дефектов приводит к образованию трещин сдвига.

Физический смысл области напряжений, ограниченной между пределом упругости и пределом прочности, заключается в том, что здесь выделяется определенное количество плоскостей сдвига. Отдельные элементы, расположенные между ними, не участвуют в остаточной деформации, а ведут себя как сплошная среда, испытывающая только упругие деформации. Описанное выше поведение объединенного массива горных пород при деформировании было экспериментально подтверждено в лабораторных условиях с использованием напорного оборудования (Мирзаев и др., 1984).

На рис. 16 приведено сравнение результатов численного эксперимента по объемному сжатию (боковое давление 30 МПа) объединенного массива горных пород (2) с результатами одноосного сжатия зерна горной породы (1). Сравнение показывает качественную сходимость результатов. Деформация-Гетерогенность структуры является причиной того, что на графиках деформирования видны упругие стадии деформирования с заданным поведением массива горных пород при деформировании с последующим хрупким разрушением. и разрушения в условиях сложного напряженного состояния и изменения скорости нагружения.

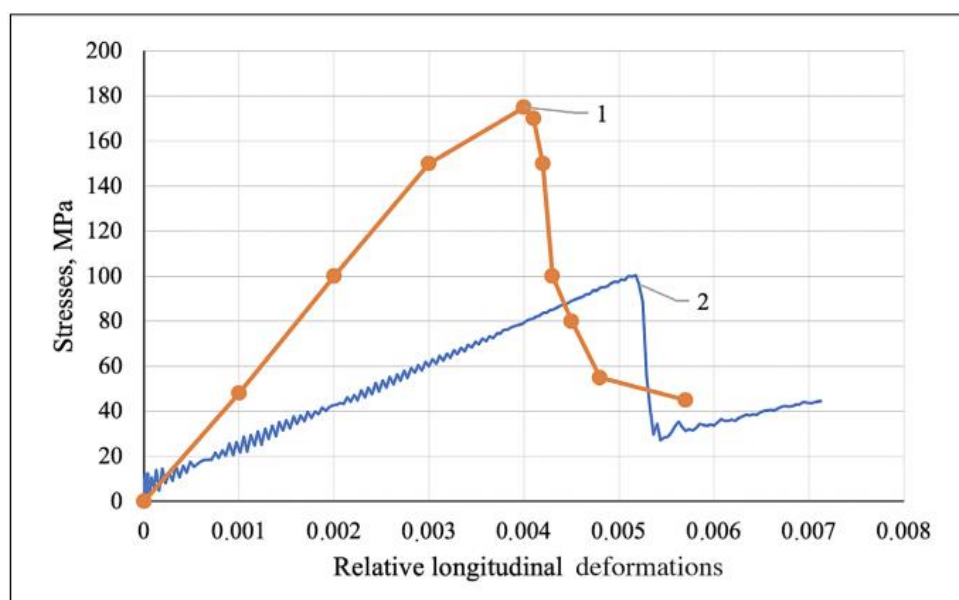


Рис. 16. Сравнение испытаний на сжатие образца твердой породы (1) и массива гранитной породы, соединенного под углом 90° наклона рисунка шва (2)

Увеличение прочности с ростом бокового давления может быть обусловлено внутренним трением, которое увеличивается с ростом бокового давления. По результатам численных экспериментов можно сделать следующие выводы: горный массив разрушается при сдвиге и разрушении, при этом напряжение разрушения, остаточная деформация и угол ориентации сдвига зависят от типа напряженного состояния и угла наклона шва в горном массиве по отношению к горизонтальной плоскости. Чем выше боковое давление, тем больше сопротивление сдвигу вдоль контакта между блоками горных пород. Разломы являются причиной зарождения сдвиговых разрывов при деформации массива горных пород. Концентрация напряжений на поверхности дефектов приводит к образованию трещин сдвига.

Физический смысл области напряжений, ограниченной между пределом упругости и пределом прочности, заключается в том, что здесь выделяется определенное количество плоскостей сдвига. Отдельные элементы, расположенные между ними, не участвуют в остаточной деформации, а ведут себя как сплошная среда, испытывающая только упругие деформации. Описанное выше поведение объединенного массива горных пород при деформировании было экспериментально подтверждено в лабораторных условиях с использованием напорного оборудования (Мирзаев и др., 1984).

На рис. 16 приведено сравнение результатов численного эксперимента по объемному сжатию (боковое давление 30 МПа) объединенного массива горных пород (2) с результатами одноосного сжатия зерна горной породы (1). Сравнение показывает качественную сходимость результатов. Дефор- Гетерогенность структуры является причиной того, что на графиках деформирования наблюдаются упругие стадии деформирования с заданным поведением горного массива при деформировании с последующим хрупким разрушением. и разрушения в условиях сложного напряженного состояния и вариации скорости нагружения. Наиболее существенной особенностью является эффект увеличения объема (дилатансии) при необратимом деформировании в условиях трехосного неравномерного сжатия и наличие максимальной и нисходящей (сверхпредельной) ветви на диаграмме напряжение-деформация (см. рис. 10). Этот результат подтверждает соображения о возможности моделирования разрушения объединенного массива горных пород и анализа сверхпредельной стадии деформирования. Очевидно, что при одноосном сжатии объединенный горный массив будет разрушаться легче, чем его сплошное ядро (прочность изменяется в 36 раз).

Поэтому сравнение проводится при объемном сжатии объединенного массива горных пород при боковом давлении 30 МПа (см. рис. 14).

4. Обсуждение

Исходя из полученных результатов, можно отметить что характер деформирования объединенного массива горных пород при сравнении с объемным

На основании полученных результатов можно отметить, что характер деформирования массива при относительно умеренном нагружении в начальный момент времени составляет 30 МПа (см. рис. 14). при относительно умеренном нагружении в начальный момент времени характеризуется значительными остаточными деформациями, что свидетельствует о том, что увеличение нагрузки приводит к консолидации пород и повышению их жесткости за счет закрытия имеющихся трещин. Затем, при нагружении, горный массив деформируется как упругое твердое тело, остаточные деформации резко возрастают после достижения предельных упругих деформаций, а на заключительной стадии наблюдаются высокие деформации горного массива даже при незначительном увеличении внешней нагрузки.

Сложность и разнородность массива сочлененных горных пород не позволяет учесть все особенности их строения, поэтому при исследованиях рассматриваются только наиболее существенные из них (Джагер и др., 2007). К ним относятся: блочная структура массива, форма и размеры блоков, их ориентация и контакты между ними. Горный массив принято рассматривать как совокупность твердых элементов, непрерывных друг с другом по существующей системе трещин, ширина которых пренебрежимо мала по сравнению с размерами элементов. Из вышесказанного следует, что сложность геологического строения сочлененного массива горных пород приводит к необходимости рассматривать не сам массив горных пород, а его идеализированное представление, то есть геомеханическую численную математическую модель. Численная модель неоднородного массива горных пород была разработана следующим образом: выделена и проанализирована структура разрывов на основе инженерно-геологических данных, отражающих особенности геометрического строения массива горных пород и определяющих форму блоков; выбраны геометрические формы массивных блоков для моделей и граничных условий; по полученным ранее данным разработана геомеханическая модель, содержащая информацию о механических свойствах горных пород; разработаны блочные геометрические модели массива горных пород (массивные блоки); выполнен прогноз и численная оценка результатов. При этом анализ геометрических параметров рассматриваемого объекта приводит к выводу, что его граничные поверхности состоят из многосвязных областей, что при рассмотрении существенно усложняет решение поставленной задачи.

Результаты численного моделирования массива горных пород с различными геомеханическими моделями, проведенного Пэйтао, 2016 г. и Цибинь, 2020 г., показали, что на прочность при одноосном сжатии существенно влияет наличие разрывов. Пэйтао, 2016 пришел к выводу, что прочность при одноосном сжатии зависит от размера объединенного массива горных пород и угла ориентации системы разрывов. Помимо прочего, важно подчеркнуть, что анизотропия прочности при одноосном сжатии различна для образцов массива горных пород с разными размерами (Пэйтао, 2016). Аналогичная тенденция наблюдается и в исследованиях, проведенных в данной работе.

Правда, наличие боковой нагрузки не влияет на проявление анизотропии в такой степени, поэтому для каждого случая с определенной системой разрывов увеличение боковой нагрузки примерно одинаково приведет к увеличению прочности при одноосном сжатии (см. рис. 8-15).

В работе Цибинь, 2020 изучалось влияние различных параметров швов на прочность и поведение при разрушении соединенного горного массива. Результаты показывают, что наличие швов ухудшает механическое поведение горного массива и оказывает значительное влияние на пиковую прочность образцов. При изменении пространственной ориентации системы разрывов разница в прочности может достигать 3 раз (Ван, 2017; Цибинь, 2020).

Сильная анизотропия поведения при растяжении и пространственная анизотропная деформация были обнаружены в дисках из поперечно-изотропных пород (Ван, 2018). Проникновенному анализу анизотропии и пространственной изменчивости поведения при растяжении для слоистых массивов горных пород уделяется мало внимания. Результаты показали, что расслоенные диски горных пород демонстрируют отчетливую анизотропию и направленность прочности на растяжение, проявляющуюся в уменьшении прочности с увеличением угла наклона. Описанная анизотропия (Ван, 2018) соответствует экспериментальным результатам на рисунке 1. В частности, в твердых породах также определена анизотропия прочности, обусловленная структурой пород.

В работе Рао, 2011 утверждается, что прочность горного массива на участке в целом зависит от геометрии соединения и напряженного состояния, которое он испытывает, а также описаны результаты экспериментов, в которых продемонстрирована анизотропия прочности горного массива при полиаксиальном сжатии. Результаты эксперимента (Рао, 2011) качественно совпадают с результатами, полученными в данной работе.

5. Выводы

В данной работе были описаны результаты исследований УКС для образцов горных пород с использованием экспериментальной системы механики горных пород в лаборатории и горного массива с использованием численного моделирования. Выводы разделены на две части: эксперименты по УКС образцов горных пород и эксперименты по УКС массива горных пород.

Разрушение горных пород с высокими упругими свойствами происходит со звуковым эффектом. Все проведенные в данной работе испытания характеризуются наличием упругой деформации и последующих стадий хрупкого разрушения. С практической точки зрения вопрос испытания образцов горных пород детально изучен в мировой практике. Большой интерес представляет вопрос определения механических характеристик объединенного горного массива, так как наличие в нем разрывов приводит к снижению механических характеристик образца породы, из которого состоит горный массив. В данной работе предлагается подход, позволяющий проводить виртуальные испытания массива горных пород с определением его механических свойств. Данный подход важен для геотехнической практики, поскольку лабораторные эксперименты над горным массивом с размерами сторон более 2 м практически невозможны и дорогостоящи.

По результатам исследований, проведенных методом численного моделирования экспериментов с массивом горных пород, можно сделать выводы о том, что физическая сущность остаточных напряжений в массиве горных пород и механизм их возникновения детально не изучены из-за недостаточного количества реальных экспериментов и сложной процедуры их интерпретации, связанной с сопутствующими факторами неопределенности граничных условий. Численное моделирование виртуальных испытаний позволяет проанализировать стадию сверхлимитного деформирования численной модели, однако анализ граничных условий в реальных наблюдениях для соотнесения с численными прогнозами является неопределенным. Очевидно, что в любой практической задаче горно-геологическая неопределенность важна и допущения необходимы для горного инженера, но для оценки геоинженерных рисков и представления возможных отклонений и изменяющихся механических параметров горных пород, особенно в сложных горно-геологических условиях, необходим многофункциональный геомеханический анализ. Применение метода конечных элементов для разработки численной математической геомеханической модели массива горных пород или монолитного блока в явном виде позволяет отслеживать характер разрушения и смещения блока под нагрузкой, оценивать количество и размеры трещин растяжения, следить за ходом затухания дилатансии при неупругих деформациях.

Можно сделать следующие выводы:

- неоднородное распределение напряжений и деформаций в массиве горных пород является определяющим фактором снижения прочности при изменении угла наклона шва;
- предложенная методика позволяет прогнозировать напряженно-деформированное состояние массива горных пород, характеризующегося блочным строением, с явным учетом структуры и условий контакта между блоками горных пород. Трещины являются причиной пространственного разброса механических свойств горного массива, приводящего к неоднородному распределению напряжений в горном массиве;
- численная геомеханическая модель объединенного массива горных пород, представленного дискретной средой, учитывает условия контакта между блоками горных пород, структуру объединенного массива в явном виде, позволяет моделировать образование и развитие трещин сдвига и растяжения, получить зависимость деформации массива горных пород в координатах σ - ε , в явном виде учитывается анизотропия деформации при разрушении массива горных пород.

Благодарности: Исследование выполнено за счет средств субсидии на выполнение государственного задания в сфере научной деятельности на 2021 г. № ФСРВ-2020-0014.

ЛИТЕРАТУРА

1. Amadei, B. (1988): Strength of a regularly jointed rock mass under biaxial and axisymmetric loading conditions. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 25(3), 3–13. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(88\)92712-X](https://doi.org/10.1016/0148-9062(88)92712-X)
2. Barton, N. (2013): Shear strength criteria for rock, rock joints, rockfill and rock masses: Problems and some solutions. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 5(4), 249–261. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2013.05.008>
3. Brady, B.T. (1969): A statistical theory of brittle fracture for rock materials. P.2. Brittle failure under homogeneous triaxial states of stress. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 6(3), 285–300. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(69\)90006-0](https://doi.org/10.1016/0148-9062(69)90006-0)
4. Brady, B.T. (1970): A mechanical equation of state for brittle rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 7(4), 385–421. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(70\)90035-5](https://doi.org/10.1016/0148-9062(70)90035-5)
5. Esmaili, K., Hadjigeorgiou, J., Grenon M. (2010): Estimating geometrical and mechanical REV based on synthetic rock mass models at Brunswick Mine. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 47(6), 915–926. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2010.05.010>
6. Ignatiev, S.A., Sudarikov, A.E., Imashev, A.Zh. (2019): Modern Mathematical Forecast Methods of Maintenance and Support Conditions for Mining Tunnels. *Journal of Mining Institute*, 238, 371–375. <https://doi.org/10.31897/pmi.2019.4.371>
7. Ivars, D.M., Pierce, M.E., Darcel, C. et al. (2011): The synthetic rock mass approach for jointed rock mass modelling. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 48(2), 219–244. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2010.11.014>
8. Jaeger, J.C., Cook N.G.W., Zimmerman, R.W. (2007): *Fundamentals of rock mechanics*: 4th edition. Wiley-Blackwell, London, UK, 488 p.
9. Korshunov, G.I., Kabanov E.I., Cehlár M. (2020): Occupational risk management in a mining enterprise with the aid of an improved matrix method for risk assessment. *Acta Montanistica Slovaca*, 25(3), 289–301. <https://doi.org/10.46544/AMS.v25i3.3>
10. Kozlovskiy, E. Ya., Zhuravkov M.A. (2021): Determination and verification of the calculated model parameters of salt rocks taking into account softening and plastic flow. *Journal of Mining Institute*, 247, 33–38. <https://doi.org/10.31897/PMI.2021.1.4>
11. Min, K.B., Jing L. (2003): Numerical determination of the equivalent elastic compliance tensor for fractured rock masses using the distinct element method. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 40(6), 795–816. [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(03\)00038-8](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(03)00038-8)
12. Mirzaev, G.G., Protosenya, A.G., Ogorodnikov, Yu.N.; Vkharev, V.I. (1984): *Mine working support at deep mines*. Nedra, Moscow, USSR, 256 p. (In Russian).
13. Morozov, K., Shabarov, F., Kuranov, A., Belyakov, N., Zuyev, B., Vlasenko, D., Demekhin, D., Bakhtin, E. (2019): Geodynamic monitoring and its maintenance using modeling by numerical and similar materials methods. In: Guzev, M., Rasskazov, I. and Makarov, V. (eds.): *E3S Web of Conferences*, 129, 1–12. <https://doi.org/10.1051/e3sconf/201912901012>
14. Peitao Wang, Tianhong Yang, Tao Xu, Meifeng Cai, Changhong Li (2016): Numerical analysis on scale effect of elasticity, strength and failure patterns of jointed rock masses. *Geosciences Journal*, 20(4), 539–549. DOI 10.1007/s12303-015-0070-x
15. Qibin Lin, Ping Cao, Jingjing Meng, Rihong Cao, Zhiye Zhao (2020): Strength and failure characteristics of jointed rock mass with double circular holes under uniaxial compression: Insights from discrete element method modelling. *Theoretical and Applied Fracture Mechanics*, 109, 1–14. <https://doi.org/10.1016/j.tafmec.2020.102692>
16. Rao, K.S., Tiwari, R.P. (2011): Strength and deformation behavior of jointed rockmass under polyaxial stress state. In: Dipak Kumar Sahoo, Santhosh Kumar, T.G., Benny Mathews Abraham, Babu, T. Jose (eds.): *Proceedings of Indian Geotechnical Conference*. – Indian Geotechnical Society, 15–24.
17. Sánchez-Martín, J., Galindo, R., Arévalo, C., Menéndez-Pidal, I., Kazanskaya, L., Smirnova, O. (2020): Optimized Design of Earth Dams: Analysis of Zoning and Heterogeneous Material in Its Core. *Sustainability*, 12, 1–30. <https://doi.org/10.3390/su12166667>

18. Smirnova, O., Kazanskaya, L., Koplík, J., Tan, H., Gu, X. (2021): Concrete Based on Clinker-Free Cement: Selecting the Functional Unit for Environmental Assessment. *Sustainability*, 13, 135. <https://doi.org/10.3390/su13010135>
19. Stavrogin, A.N., Protosenya, A.G. (1979): Plasticity of rocks. Nedra, Moscow, USSR, 245 p. (In Russian).
20. Stavrogin, A.N., Protosenya, A.G. (1985): Rock strength and ability at great depths. Nedra, Moscow, USSR, 271 p. (In Russian).
21. Stavrogin, A.N., Protosenya, A.G. (1992): Mechanics of deformation and destruction of rock. Nedra, Moscow, USSR, 224 p. (In Russian).
22. Tianhong Yang, Peitao Wang, Tao Xu, Qinglei Yu, Penghai Zhang, Wenhao Shi, Gaojian Hu (2015): Anisotropic characteristics of jointed rock mass: A case study at Shirengou iron ore mine in China. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Volume 48, 129–139. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2015.03.005>
23. Trushko V.L., Protosenya, A.G. (2019): Prospects of Geomechanics Development in the Context of New Technological Paradigm. *Journal of Mining Institute*, 236, 162–166. <https://doi.org/10.31897/pmi.2019.2.162>
24. Volkov, S.D. (1960): Statistical theory of strength; Mashgiz. Sverdlovsk, USSR, 176 p. (In Russian).
25. Wang, P., Yang, T., Xu, T., Cai, M., & Li, C. (2016): Numerical analysis on scale effect of elasticity, strength and failure patterns of jointed rock masses. *Geosciences Journal*, 20(4), 539–549. <https://doi.org/10.1007/s12303-015-0070-x>
26. Wang, P., Ren, F., Miao, S., Cai, M. & Yang, T. (2017): Evaluation of the anisotropy and directionality of a jointed rock mass under numerical direct shear tests. *Engineering Geology*, 225, 29–41. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2017.03.004>
27. Wang P., Meifeng Caia, Fenhua Rena (2018): Anisotropy and directionality of tensile behaviours of a jointed rock mass subjected to numerical Brazilian tests. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 73, 139–153. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2017.12.018>
28. Yakovlev, G., Vít, Č., Polyanskikh, I., Gordina, A., Pudov, I., Gumenyuk, A., Smirnova, O. (2021): The Effect of Complex Modification on the Impedance of Cement Matrices. *Materials*, 14, 557. <https://doi.org/10.3390/ma14030557>
29. Yang JianPing, Chen WeiZhong, Yang DianSen, Yuan Jing-Qiang (2015): Numerical determination of strength and deformability of fractured rock mass by FEM modeling. *Computers and Geotechnics*, 64, 20–31. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2014.10.011>
30. Yanuardian, A.R., Hermawan, K., Martireni, A.T. & Tohari, A. (2020): The Influence of Discontinuities on Rock Mass Quality and Overall Stability of Andesite Rock Slope in West Java. *Rudarsko-geološko-naftni zbornik*, 35(3), 67–76. DOI:10.17794/rgn.2020.3.7