



СВОЙСТВА ГОРНЫХ ПОРОД. ГЕОМЕХАНИКА И ГЕОФИЗИКА

Научная статья

<https://doi.org/10.17073/2500-0632-2023-08-143>

УДК 622.02

**Определение модуля деформации и характеристик анизотропного поведения блочных массивов горных пород**О. Ахрами¹ , Х. Джавахери Купаи¹   , К. Ахангари²  ¹ Кафедра гражданского строительства, научно-исследовательский отдел, Исламский университет Азад, г. Тегеран, Иран² Кафедра горного дела, научно-исследовательский отдел, Исламский университет Азад, г. Тегеран, Иран h-javaheri@srbiau.ac.ir**Аннотация**

Всесторонне изучена анизотропия деформационного поведения блочных массивов горных пород. В качестве ключевого параметра выбран модуль одноосной деформации. В целом он является анизотропным и зависит от направления нагружения, а также от свойств ненарушенной породы, трещин и элементов их залегания. Представительные объемы блочных массивов горных пород были численно смоделированы методом дискретных элементов и одноосно нагружены в различных направлениях. Затем были изучены режим разрушения и модуль деформации для различных направлений нагружения и различных относительных элементов залегания трещин. Внедрена и использована новая нелинейная матрица жесткости трещин в зависимости от напряжения, в которой учитываются состояние поверхности трещин в виде коэффициента шероховатости (JRC) и ненарушенного массива пород в виде предела прочности при одноосном сжатии (UCS). Результаты оценок представлены в виде роз-диаграмм, демонстрирующих изменение модуля деформации блочного массива горных пород в зависимости от коэффициента шероховатости швов, прочности при одноосном сжатии ненарушенной породы и структуры массива горных пород по относительному углу трещины. Также представлена ожидаемая степень анизотропии для различных условий поверхностных трещин и прочности при одноосном сжатии ненарушенной породы. В таблице геологического индекса прочности (GSI) результаты классифицированы таким образом, что, присвоив значение JRC каждому классу состояния поверхности трещин, можно определить модуль деформации и степень анизотропии, соответствующие значениям GSI. Согласно этой схеме можно сделать вывод, что влияние шероховатости трещин на модуль деформации блочных массивов горных пород больше, чем влияние предела прочности при одноосном сжатии ненарушенной породы. Полученные результаты подтверждают идею о том, что блочный массив имеет критическую деформацию, которая не зависит от угла нагружения θ и направления третьей системы трещин α .

Ключевые слова

модуль деформации, блочный массив горных пород, анизотропия, матрица жесткости трещин, степень анизотропии, режим разрушения

Для цитированияAhrami O., Javaheri Koupaei H., Ahangari K. Determination of deformation modulus and characterization of anisotropic behavior of blocky rock masses. *Mining Science and Technology (Russia)*. 2024;9(2):116–133. <https://doi.org/10.17073/2500-0632-2023-08-143>

MINING ROCK PROPERTIES. ROCK MECHANICS AND GEOPHYSICS

Research paper

Determination of deformation modulus and characterization of anisotropic behavior of blocky rock massesO. Ahrami¹ , H. Javaheri Koupaei¹   , K. Ahangari²  ¹ Department of Civil Engineering, Science and Research Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran² Department of Mining Engineering, Science and Research Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran h-javaheri@srbiau.ac.ir**Abstract**

The anisotropy in the deformational behavior of blocky rock masses has been comprehensively investigated. The uniaxial deformation modulus was selected as the key parameter. This modulus is generally anisotropic and depends on the loading direction, as well as on the properties of the intact rock, joints, and joint setting. Representative volumes of blocky rock masses were numerically simulated using the discrete element method and were loaded uniaxially in various directions. Subsequently, the failure mode and the deformation modulus



were studied for different loading directions and various relative joint settings. A new nonlinear, stress-dependent stiffness matrix for joints was introduced, incorporating the surface conditions of the joints in terms of the Joint Roughness Coefficient (JRC) and the properties of the intact rock materials in terms of the Uniaxial Compressive Strength (UCS). The results of the assessments are presented in the form of rose diagrams, showing variations in the deformation modulus of the blocky rock mass that depend on the joint's JRC, the intact rock's UCS, and the structure of the rock mass in term of the relative joint angle. Also, the expected degree of anisotropy for various joint surface conditions and uniaxial compressive strengths of intact rock were introduced. In the Geological Strength Index (GSI) table, results are classified such that assigning a value to the JRC for each class of joint surface conditions allows for the corresponding deformation modulus and degree of anisotropy. According to this chart, it is deduced that the effect of joint roughness on the deformation modulus of blocky rock masses is greater than that of the intact rock UCS. The results support the hypothesis that a blocky rock mass has a critical strain that is independent of the loading angle (θ) and the orientation of the third joint set (α).

Keywords

deformation modulus, blocky rock mass, anisotropy, joint stiffness matrix, degree of anisotropy, failure mode

For citation

Ahrami O., Javaheri Koupaei H., Ahangari K. Determination of deformation modulus and characterization of anisotropic behavior of blocky rock masses. *Mining Science and Technology (Russia)*. 2024;9(2):116–133. <https://doi.org/10.17073/2500-0632-2023-08-143>

Ключевые моменты

- Введены новые нелинейные зависимости от напряжения нормальной жесткости и жесткости на сдвиг трещин.
- Блочные массивы горных пород классифицируются по состоянию поверхности трещины и прочности нетронутой породы.
- Диапазоны модулей деформации и степень анизотропии классифицируются аналогично геологическому индексу прочности GSI.
- Степень анизотропии модуля деформации блочных массивов составила $1,6 \leq R_E \leq 2,3$ при среднем значении 1,88.

Символы уравнения

- σ_n – нормальное напряжение;
- σ_c – предел прочности при одноосном сжатии;
- σ_{ci} – предел прочности при одноосном сжатии ненарушенной породы;
- σ_{cm} – предел прочности при одноосном сжатии массива горных пород;
- τ_n – напряжение сдвига;
- τ_f – пиковое напряжение сдвига;
- τ_{ult} – предельное напряжение сдвига;
- φ – угол трения ненарушенной породы;
- φ_j – угол трения трещины;
- φ_b – базовый угол трения трещины;
- a – эмпирическая постоянная;
- C – сцепление ненарушенной породы;
- C_j – сцепление трещины;
- K – модуль объемной упругости ненарушенной породы;
- G – модуль сдвига ненарушенной породы;
- T – прочность на разрыв ненарушенной породы;
- T_j – прочность на разрыв трещины;
- E_i – модуль упругости ненарушенной породы;
- E_m – модуль деформации массива горных пород;
- E_{max} – максимальный модуль деформации массива горных пород;
- E_{min} – минимальный модуль деформации массива горных пород;

- GSI – геологический показатель прочности;
- JRC – коэффициент шероховатости трещины;
- JCS – прочность на сжатие стенки трещины;
- UCS – предел прочности при одноосном сжатии;
- K_n – нормальная жесткость трещины;
- K_s – жесткость сдвига трещины;
- K_{sn} – эффекты сопряжения между напряжением сдвига и нормальным поведением трещины;
- K_{ns} – эффекты сопряжения между напряжением сдвига и нормальным поведением трещины;
- K_{ni} – исходная нормальная жесткость трещины;
- K_{si} – исходная жесткость сдвига трещины;
- R_f – коэффициент разрушения;
- R_E – степень деформационной анизотропии;
- U_n – нормальное относительное смещение трещины;
- U_s – относительное смещение трещины скалывания;
- U_{nc} – максимальное вертикальное смещение трещины;
- U – раскрытие трещины в начале нагружения;
- U_s^{Peak} – смещение при сдвиге при пиковой прочности;
- D – коэффициент разрушения массива.

Введение

Модуль деформации массива горных пород является одним из основных параметров геомеханики тоннелей, горных выработок и других геотехнических сооружений, возводимых в горных породах. Механические свойства массива горных пород как трещиноватой среды определяются ненарушенной породой, относительной схемой размещения системы трещин, геометрическими параметрами трещин, а также их механическими свойствами. Механические свойства, определяемые системами трещин как плоскими нарушениями сплошности, зависят от их масштаба и направления. Каждая система трещин накладывает анизотропию в направлении своего нормального вектора. Если массив горной породы сильно раздроблен, можно предположить, что анизотропия, налагаемая



отдельными трещинами в любом направлении, распределена равномерно, поэтому массив горной породы изотропен. В противном случае, даже при размерах, превышающих представительный элементарный объем (REV), в котором массив горных пород можно рассматривать как континуум, его зависимость от направления трещин не исчезнет.

Для массивов горных пород с простой трещиноватостью для оценки модуля деформации можно использовать некоторые аналитические зависимости, например [1–4]. Другим примером такого типа зависимостей является трехмерная эквивалентная непрерывная модель, которую Кулави (Kulhawy) [5] представил для массива горных пород с тремя системами ортогональных трещин, проявляющего ортотропное поведение. Однако найти решение в замкнутой форме для модуля деформации массива с многочисленными системами трещин или при использовании более продвинутых определяющих свойств для ненарушенной породы и трещин невозможно. Следует отметить, что эмпирические методы, которые обычно применяются в механике горных пород для оценки деформируемости массива, например, представленные в [6–8], игнорируют влияние анизотропии массива. Также отсутствует математическая платформа для создания поведенческой модели.

Поскольку механические свойства массива горных пород полностью зависят от масштаба, в экспериментальных методах размеры проб горных пород и измерительных датчиков редко соответствуют реальному массиву или пропорциональны ему. Хойз (Heuze) [9] пришел к выводу, что модуль деформации массива горных пород, измеренный в полевых условиях, лежит в широком диапазоне от 20 до 60 % от модуля деформации ненарушенной породы, измеренного в лаборатории. Полевые испытания дорогостоящие, требуют много времени и сложно интерпретируются из-за наличия неопределенных трещин, неопределенных граничных условий и зачастую используются с осторожностью в качестве представительных для масштаба нарушенного массива горных пород. Кроме того, для характеристики существенной анизотропии массива горных пород необходимо провести несколько испытаний в различных направлениях.

Численное моделирование массивов горных пород как трещиноватых невыдержанных сред обычно реализует две общие методики. Одна из них – метод континуума, в котором роль нарушений сплошности неявно учитывается с помощью эквивалентных механических свойств [1, 10]. Другой метод заключается в применении численных методов решения, таких как методы дискретных элементов, конечных элементов или конечных разностей, в которых нарушения сплошности могут быть смоделированы в явном виде. Метод дискретных элементов был принят широко, поскольку он дает преимущество при описании геометрических параметров и определяющих соотношений трещин и ненарушенной породы. Метод дискретных элементов был введен Кандаллом (Cundall) [11] и затем развит другими исследователями [12, 13]. Многие исследования механического поведения массивов

горных пород были реализованы с использованием метода дискретных элементов [14–16].

В данном исследовании рассматривается модуль анизотропной деформации блочных массивов горных пород, образованных тремя системами трещин, – двумя ортогональными, секущимися третьей. Работы выполнялись путем дискретно-элементного моделирования представительных объемов блочных массивов.

Наиболее важным фактором, влияющим на деформационное поведение массива, является жесткость его трещин и нарушений сплошности. Выражая жесткость плоских нарушений сплошности через нормальную K_n и сдвиговую K_s составляющие, становится очевидно, что определение этих составляющих является одним из важнейших моментов в оценке жесткости массива горных пород. Чем ближе их определение к реальным условиям, тем выше точность определения модуля деформации массива. Таким образом, для расчета модуля деформации массива горных пород необходимы эффективные зависимости, которые могут точно выразить нелинейное поведение трещин. Для решения этой проблемы была внедрена и использована для моделирования новая нелинейная матрица жесткости для трещин в зависимости от напряжения. Она учитывает реальное нелинейное поведение трещин через их основные параметры без необходимости проведения многочисленных испытаний. Насколько нам известно, данное исследование является единственным, которое напрямую учитывает основные параметры трещин при расчете модуля массива, что делает точность и применимость результатов уникальными.

Цель данного исследования – представить реалистичное анизотропное поведение блочных массивов горных пород путем сочетания численного моделирования и математико-эмпирической зависимости для жесткости трещин в практически применимом виде. Полученные результаты касаются модуля деформации, механизма разрушения и поведения после разрушения для различных направлений нагружения, а также степени анизотропии в обобщенном виде. Модули деформации представлены в виде роз-диаграмм, которые показывают изменение модуля деформации блочного массива горных пород в различных направлениях в зависимости от исключительно присущих массиву параметров. Такими параметрами являются параметры трещин в виде коэффициента шероховатости (JRC), ненарушенного массива пород в виде предела прочности при одноосном сжатии (UCS), а также структура массива с точки зрения относительного угла ориентации трещины. Данные диаграммы позволяют оценить модуль деформации блочного массива в различных направлениях без проведения лабораторных и полевых испытаний или эмпирических соотношений. Кроме того, в таблице геологического индекса прочности (GSI) результаты классифицированы таким образом, что, присвоив значение JRC каждому классу состояний поверхности трещин, можно определить модуль деформации и степень анизотропии, соответствующие значениям GSI.

1. Стратегия моделирования

Для изучения состояния анизотропии в блочных массивах горных пород методом дискретных элементов (с помощью ПО 3DEC, Itasca 2013¹) были смоделированы представительные объемы массивов горных пород, которые нагружались одноосно в различных направлениях.

Затем для различных относительных параметров трещин (различных блочных массивов) определялись режим разрушения и модуль деформации для различных направлений нагружения. Процедура моделирования включала в себя: а) определение геометрических параметров блочных массивов горных пород; б) приложение одноосной нагрузки в различных направлениях к выбранному массиву; в) параметрическое определение механического поведения трещин и ненарушенной породы; г) определение представительного объема массивов горных пород. Эти вопросы рассматриваются ниже.

1.1. Геометрические параметры исследуемых глыбовых массивов горных пород

Термин «блочный массив» обычно применяется к массиву горных пород с тремя системами трещин [17]. В данном исследовании рассматриваются блочные массивы, включающие две ортогональные системы трещин, секущиеся третьей, как показано на рис. 1. На рис. 1 система трещин 3 образует угол α со второй системой трещин, а ее простирание нормально к простиранию первой системы трещин. В настоящем исследовании были рассмотрены различные массивы со значениями угла α 5°, 15°, 30°, 45°, 60°, 75° и 90°.

1.2. Схема нагружения

Для оценки анизотропного поведения моделей элемент с представительным объемом массива нагружался одноосно в разных направлениях. Это нагружение нормально к плоскости с простиранием, парал-

¹ Itasca Consulting Group Inc., 2013. 3DEC 5.00, User's Guide, Itasca Consulting Group, Inc.

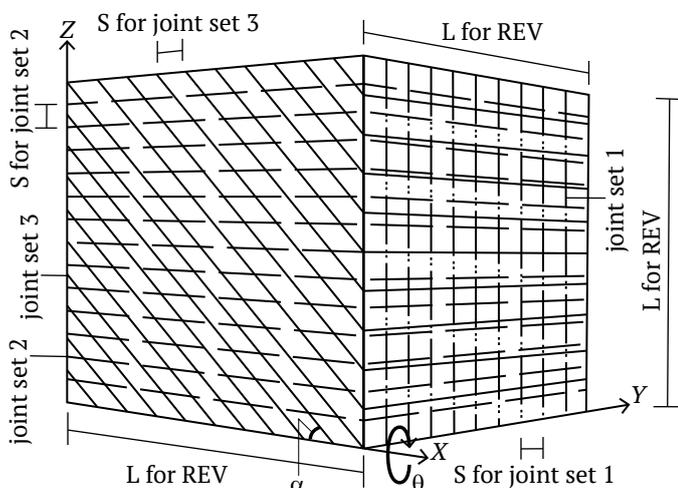


Рис. 1. Блочный массив с двумя ортогональными системами трещин, секущимися третьей под углом α : Joint set – система трещин; for REV – для представительного элементарного объема

лельным оси X, а его направление отклоняется от оси Z на угол θ .

На рис. 2 показаны направления одноосных нагружений блочного массива с углом $\alpha = 45^\circ$. В качестве другого примера на рис. 3, а показана модель блочного массива с $\alpha = 90^\circ$ и $\theta = 0$, а на рис. 3, б – модель блочного массива с $\alpha = 90^\circ$ и $\theta = 45^\circ$.

Модели 3DEC выполнены в виде кубов с осями, параллельными глобальной программной среде, при этом одноосная нагрузка всегда прикладывается в направлении глобальной вертикальной оси. Для каждой системы трещин для нагружения массива с углом θ плоскости трещин поворачивались вокруг глобальной оси x на угол θ , как показано на рис. 1.

1.3. Механические свойства трещин

Общее определяющее выражение для деформации трещин может быть записано в виде:

$$\begin{pmatrix} \sigma_n \\ \tau_n \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} K_n & K_{sn} \\ K_{ns} & K_s \end{bmatrix} \begin{pmatrix} U_n \\ U_s \end{pmatrix}, \quad (1)$$

где σ_n – нормальное напряжение; τ_n – напряжение сдвига; U_n – нормальное относительное смещение; U_s – сдвиговое относительное смещение трещины; K_n и K_s – нормальная жесткость и жесткости сдвига трещины соответственно; K_{sn} и K_{ns} – коэффициенты сопряжения сдвигового и нормального поведения трещины, которыми в данном исследовании пренебрегли. Для того чтобы учесть реалистичное поведение жесткости трещин в моделях, ниже вводятся новые нелинейные выражения, зависящие от напряжения, для диагональных компонентов матрицы жесткости трещин. Эти выражения определяют компоненты матрицы жесткости в зависимости от нормального напряжения к трещине σ_n , состояния поверхности трещины с точки зрения коэффициента шероховатости трещины (JRC) и материала ненарушенной породы с точки зрения предела прочности при одноосном сжатии ненарушенной породы σ_{ci} .

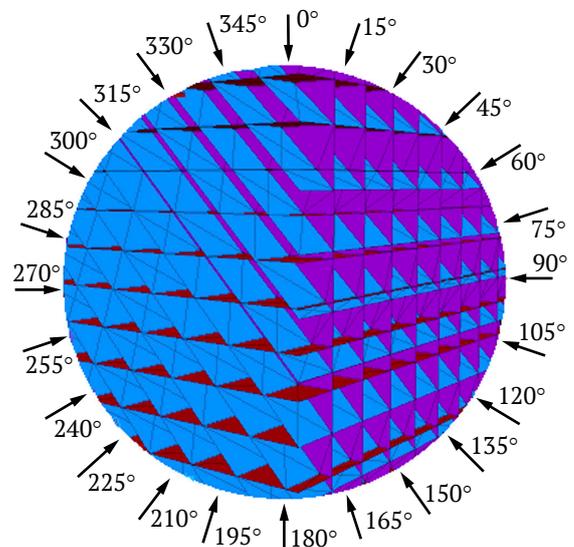


Рис. 2. Направления одноосных нагружений блочного массива с углом $\alpha = 45^\circ$

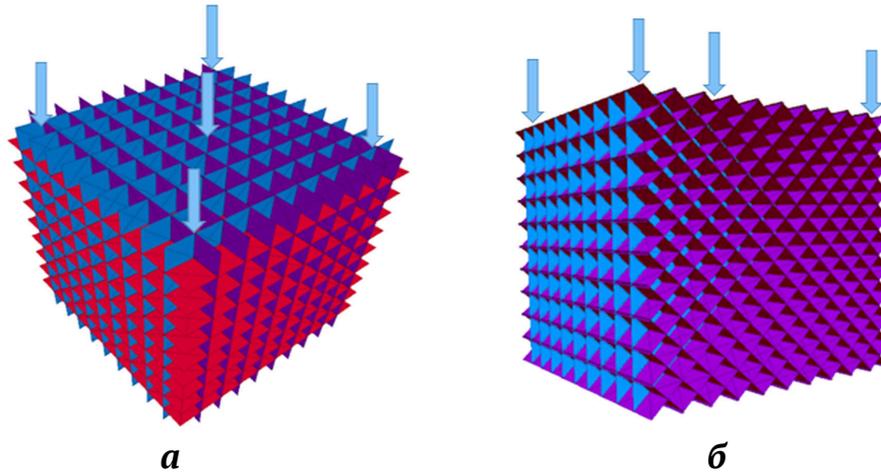


Рис. 3. Блочный массив с: а – $\alpha = 90^\circ$, нагруженный на $\theta = 0$; б – $\alpha = 90^\circ$, нагруженный на $\theta = 45^\circ$

1.3.1. Нормальная жесткость

Нормальное поведение трещины может быть описано гиперболической моделью, предложенной в [18, 19], как:

$$\sigma_n = \frac{aU_n}{U_{nc} - U_n}, \quad (2)$$

где U_n – вертикальное смещение по трещине; U_{nc} – максимальное вертикальное смещение по трещине; a – эмпирическая постоянная. На рис. 4 показано типичное нормальное поведение трещин. Из определения K_n и уравнения (2):

$$K_n = \frac{d\sigma_n}{dU_n} = \frac{aU_{nc}}{(U_{nc} - U_n)^2}. \quad (3)$$

Таким образом, начальная нормальная жесткость трещины K_{ni} в начале нагружения при $U_n = 0$ составляет:

$$K_{ni} = \frac{a}{U_{nc}}. \quad (4)$$

Решив уравнение (4) для a с точки зрения U_{nc} и K_{ni} и уравнение (2) для U_{nc} и подставив их в уравнение (3), получим:

$$K_n = K_{ni} + \frac{\sigma_n^2}{K_{ni} \left(\frac{\sigma_n U_n}{\sigma_n - K_{ni} U_n} \right)^2} + \frac{2\sigma_n}{\frac{\sigma_n U_n}{\sigma_n - K_{ni} U_n}}. \quad (5)$$

Уравнение (5) выражает нормальную жесткость трещины в заданном состоянии напряжения и деформации по отношению к его начальному значению K_{ni} , которое можно оценить следующим образом.

Бандис и др. (Bandis et al.) [19] предложили представить исходную нормальную жесткость трещин как:

$$K_{ni} = -7,15 + 1,75JRC + 0,02 \left[\frac{JCS}{U} \right], \quad (6)$$

где JRC – коэффициент шероховатости поверхности трещины; JCS – прочность стенки трещины на сжатие, МПа, которая может быть равна прочности на сжатие ненарушенной породы σ_{ci} ; U – раскрытие трещи-

ны в начале нагружения, мм. U может быть оценено как [19]:

$$U = JRC \left[\frac{0,04\sigma_{ci}}{JCS} - 0,02 \right]. \quad (7)$$

Подставив U из уравнения (7) в уравнение (6), получим выражение для оценки K_{ni} .

1.3.2. Жесткость при сдвиге

Зависимость между относительным смещением при сдвиге U_s и напряжением сдвига τ может быть выражена гиперболической функцией [19–21] следующим образом:

$$\tau = \left[\frac{1}{K_{si} U_s} + \frac{R_f}{\tau_f} \right]^{-1}, \quad (8)$$

где K_{si} – начальная жесткость при сдвиге; τ_f – прочность при сдвиге трещины; R_f – коэффициент разрушения (τ_f/τ_{ult}); τ_{ult} – предельное напряжение сдвига. Таким образом:

$$K_s = \frac{d\tau}{dU_s} = K_{si} \left[1 + \frac{R_f K_{si} U_s}{\tau_f} \right]^{-2}; \quad (9)$$

$$U_s = \left[\frac{K_{si}}{\tau} - \frac{R_f K_{si}}{\tau_f} \right]^{-1}. \quad (10)$$

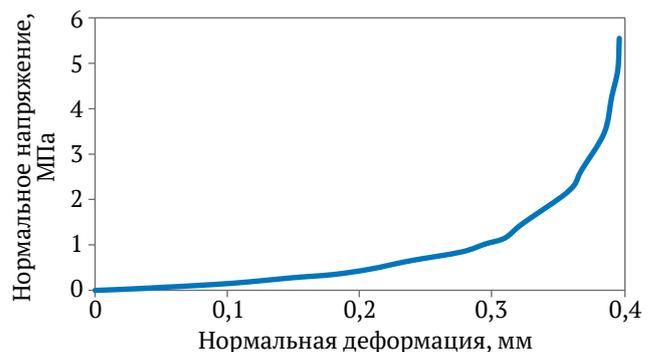


Рис. 4. Типичное нормальное напряженно-деформационное поведение трещин

При прочности при сдвиге трещины, используя $\tau = \tau_f$ и $U_s = U_s^{peak}$ из уравнения (10), получим:

$$R_f = 1 - \frac{\tau_f}{K_{si} U_s^{peak}} \quad (11)$$

Согласно [22] смещение при сдвиге при пиковой прочности вдоль трещины можно считать равным 0,01 длины трещины или тектонического блока; таким образом, относительное смещение при сдвиге U_s^{Peak} составляет 0,01 и согласно уравнению (11):

$$R_f = 1 - \frac{\tau_f}{0,01 K_{si}} \quad (12)$$

Подставив уравнения (10) и (12) в уравнение (9), получим:

$$K_s = K_{si} \left[1 + \frac{\left(k_{si} - \frac{\tau_f}{0,01} \right) \left(\frac{k_{si} - k_{si} \left(\frac{1 - \tau_f}{0,01 k_{si}} \right)^{-1}}{\tau_f} \right)^{-1}}{\tau_f} \right]^{-2} \quad (13)$$

Согласно [19]:

$$K_{si} = (-17,19 + 3,86 JRC) (\sigma_n)^{0,783} \quad (14)$$

и следующему [23–25]:

$$\tau_f = \sigma_n \tan \left[JRC \log \frac{JCS}{\sigma_n} + \phi_b \right] \quad (15)$$

1.4. Механические свойства ненарушенной породы

Предполагалось, что ненарушенная порода ведет себя как изотропный упруго-идеально пластичный материал, а в качестве модели текучести или разрушения были приняты критерии Мора–Кулона. Связь между модулем упругости E_i и прочностью при одноосном сжатии σ_{ci} ненарушенной породы выбрана из зависимостей, предложенных в [26]. Они предложили следующие зависимости между σ_{ci} и числом отскока молотка Шмидта $R_{n(l)}$, а также между E_i и $R_{n(l)}$:

$$\sigma_{ci} = 6,9 \cdot 10^{(0,0087 \rho R_{n(l)} + 0,16)}, \text{ МПа}; \quad (16)$$

$$E_i = 0,6005 \rho R_{n(l)} - 2,0276, \text{ ГПа}, \quad (17)$$

что дает следующие результаты:

$$E_i = 69,023 \log(0,145 \sigma_{ci}) - 13,07, \text{ ГПа}, \quad (18)$$

где σ_{ci} дано в МПа. Уравнения (16) и (17) были предложены на основе экспериментальных результатов по 28 литологиям и 3 типам пород [26].

Коэффициент Пуассона выбран равным 0,25.

Сцепление ненарушенной породы C выбрано как [27]:

$$C = 0,16 \sigma_{ci} \quad (19)$$

Для угла трения ненарушенной породы выбирается представительное для каждой группы значение отклонения σ_{ci} , представленное в табл. 1, на основе типичных значений ϕ для различных типов пород [22, 28].

Таблица 1

Выбранная корреляция между прочностью при одноосном сжатии и углом трения ненарушенной породы

σ_{ci} , МПа	ϕ , град
$\sigma_{ci} < 50$	25
$50 < \sigma_{ci} < 100$	30
$100 < \sigma_{ci} < 250$	35

1.5. Представительный элементарный объем массива горных пород

Известно, что в массивах горных пород с систематическим расположением трещин механическое поведение зависит от масштаба. В зависимости от относительного размера блока (отношение размера блока к характерному размеру массива, например, S/L на рис. 1) поведение массива горных пород может варьироваться от поведения ненарушенной породы до асимптотического значения в большом масштабе, при котором массив может рассматриваться как континуум. Куба (Cuba) [29] предположил, что в качестве «представительного элементарного объема» (REV) может быть выбран определенный масштаб, выше которого характеристики домена остаются в основном постоянными. Для оценки этого масштаба могут быть использованы эмпирические зависимости. Шульц (Schultz) [30] предложил масштаб, превышающий размер блока или расстояние между трещинами в 5–10 раз (относительный размер блока равен 0,2–0,1).

Для кубического объема, содержащего три системы трещин с равномерным расстоянием между трещинами S и размером L , минимальный относительный размер L/S представительного элементарного объема может быть определен путем последовательного анализа одноосного поведения куба. Выбранный объем имеет две ортогональные системы трещин, секущиеся третьей системой с $\alpha = 45^\circ$ (см. рис. 1). Результаты для пиковой прочности при одноосном сжатии и одноосной секущей жесткости, соответствующей 50% пиковой прочности E_{50} , представлены на рис. 5. На этом рисунке в качестве масштаба REV выбрано значение $L/S = 10$.

2. Подтверждение стратегии моделирования

Подтверждение реализованной процедуры было выполнено путем ряда сравнений существующих результатов и прогнозов численного моделирования. Сюда входит сравнение: а) моделируемого изменения прочности при одноосном сжатии UCS массива горных пород с одной системой трещин с результатами решения в замкнутой форме (разд. 2.1); б) прогнозируемого режима разрушения массивов горных пород с результатами экспериментального моделирования (разд. 2.2); в) прогнозируемого модуля анизотропии горной породы с одной системой трещин с результатами экспериментального моделирования (разд. 2.3).

2.1. Моделирование UCS массива горных пород с одной системой трещин

Джегер предложил для прогнозирования изменения прочности при одноосном сжатии массива с одной системой трещин для различных направлений использовать решение в замкнутой форме [31]. На рис. 6 приведено сравнение UCS численной модели цилиндрического образца с одной системой трещин с решением, предложенным в [31]. Угол наклона трещин к вертикальной оси варьируется от 0 до 90°. В численном решении цилиндрическая породная проба диаметром 2 м и длиной 4 м была нагружена до разрушения. На рис. 6 приводится сравнение значений UCS. Как видно из рис. 6, результаты в основном соответствуют решению Джегера и др. (Jaeger et al.) [31]. Характеристики ненарушенной породы и трещин приведены в подписи к рис. 6.

2.2. Моделирование экспериментов по изучению режимов разрушения трещиноватых пород

Янг и др. (Yang et al.) [32] провели серию испытаний физических моделей с целью изучения режима разрушения и анизотропии трещиноватых пород. Эти модели включали смоделированные пробы горных пород (из цемента и песка) с одной или двумя неор-

тогональными системами трещин, как представлено в табл. 2. В табл. 2 также приведено сравнение состояний разрушения по результатам испытаний по данным [32] с результатами численного моделирования этих моделей, которые совпадают.

2.3. Моделирование экспериментов по определению модуля деформации трещиноватых пород

На рис. 7 показано сравнение экспериментального модуля деформации, полученного в [32], с результатами численного моделирования массива горных пород с одной системой трещин. Согласованность между экспериментальными результатами и результатами численного моделирования очевидна.

3. Результаты моделирования

3.1. Анизотропия в напряженно-деформационном поведении массива и механизм разрушения

При одноосном нагружении массива горных пород возможными механизмами разрушения являются разрушение ненарушенной породы, разрушение в результате скольжения по трещинам и сочетание этих двух режимов. В ходе анализа были изучены кривые напряжения и деформации и режимы разрушения.

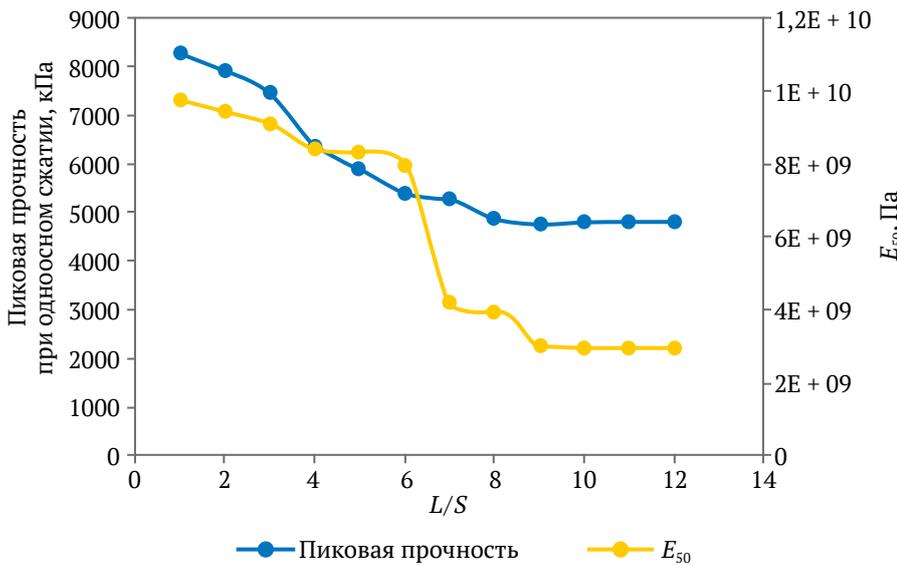


Рис. 5. Изменение пиковой прочности при одноосном сжатии и E₅₀ блочного массива горных пород ($\alpha = 45^\circ$ на рис. 1) при L/S (модуль сдвига ненарушенной породы G = 4 ГПа; модуль объемного сжатия ненарушенной породы K = 6,66 ГПа; $\varphi = 25$, $\nu = 0,25$, c = 2,4 МПа)

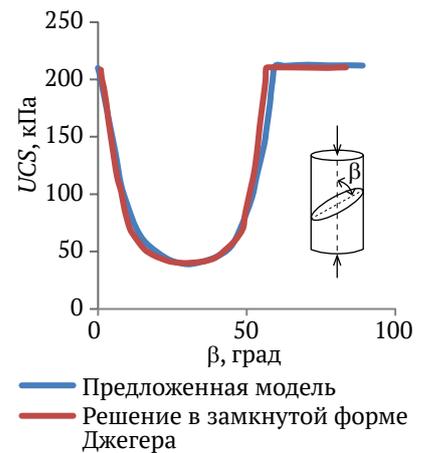
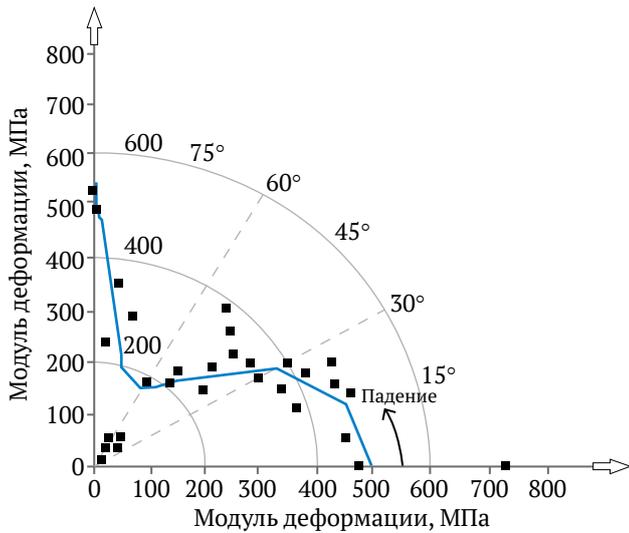


Рис. 6. Отклонение UCS массива горных пород с одной системой трещин с обозначением угла падения трещин: параметры ненарушенной породы: G = 4,28 ГПа; K = 1,75 ГПа; $\varphi = 40$; T = 200 кПа; параметры трещин: c_j = 10 кПа; $\varphi_j = 30$; T_j = 20 кПа; K_n = 15 ГПа/м; K_s = 12 ГПа/м

Таблица 2

Сравнение видов отказов в физических и численных моделях

Предлагаемая модель	Результат испытания	Массив с одной системой трещин
Падение = 0 Падение = 90	Разрушение ненарушенной породы Разрушение ненарушенной породы	Разрушение ненарушенной породы Разрушение ненарушенной породы
Предлагаемая модель	Результат испытания	Массив с двумя системами трещин
Падение = 0/90 Падение = 60/-60 (60/120) Падение = 40/-40 (40/140)	Разрушение ненарушенной породы Скольжение по трещине Смешанное разрушение (скольжение по трещине + ненарушенная порода)	Разрушение ненарушенной породы Скольжение по трещине Смешанное разрушение



■ Измерено посредством физических испытаний Янгом и др.
— Спрогнозировано предложенной моделью

Рис. 7. Сравнение экспериментального модуля деформации, полученного в [32], с результатами численного моделирования массива горных пород с одной системой трещин. Фундаментальные свойства материала модели: $G = 1,913$ ГПа; $K = 2,448$ ГПа; $JCS = 7,63$ МПа; $\varphi = 31$; $\sigma_t = 1,05$ МПа; $\nu = 0.19$; уд. вес = $1,05$ г/см³; $\sigma_c = 7,63$ МПа

Таблица 3

Механизмы разрушения блочных массивов (см. рис. 1)

θ	α						
	5	15	30	45	60	75	90
0°	IRF + JS	IRF + JS	IRF + JS	JS	JS	IRF + JS	IRF
15°	IRF + JS	IRF + JS	JS	JS	IRF + JS	IRF + JS	IRF + JS
30°	JS	JS	JS	JS	JS	JS	JS
45°	JS	JS	JS	JS	JS	JS	JS
60°	JS	JS	JS	JS	JS	JS	JS
75°	IRF + JS	IRF + JS	JS	JS	JS	IRF + JS	IRF + JS
90°	IRF + JS	IRF + JS	IRF + JS	JS	JS	IRF + JS	IRF

Примечание: IRF – разрушение ненарушенной породы; JS – скольжение по трещине

Таблица 4

Поведение после разрушения блочных массивов на рис. 1

θ	α						
	5	15	30	45	60	75	90
0°	Р и В	Р и В	С и В	Р и С	Р и С	Р и В	Р и В
15°	Р и В	Р и С	С	С	С и В	С и В	С и В
30°	Р и С	С	С	С	Р и С	Р и С	С
45°	Р и С	С	С	С	С	С	Р и С
60°	Р и С	С	Р и С	С	С	С	С
75°	Р и В	Р и В	С	С	С	Р и В	Р и В
90°	Р и В	Р и В	С и В	Р и С	Р и С	Р и В	Р и В

Примечание: Р – совершенно пластичное; С – разупрочненное; В – хрупкое

Механизмы разрушения и поведение после разрушения для каждого направления нагружения представлены в табл. 3 и 4.

Так, в случае сильно нарушенных пород ($0 < JRC < 4$ и $\sigma_{ci} < 25$ МПа) при выборе $\sigma_{ci} = 15$ и $JRC = 2$ в качестве средних значений кривые осевого напряжения–деформации изменяются в зависимости от направления относительного одноосного нагружения (рис. 8); σ_{ci} – прочность при одноосном сжатии ненарушенной породы. Для каждой кривой на рисунке также указан режим разрушения.

Если направление нагружения нормально или параллельно каждой из трещин ($\theta = 0$ или $\theta = 90$) и ($\alpha = 0$ или $\alpha = 90$), разрушение блочного массива горных пород произошло из-за разрушения в материале породы. В других случаях разрушение массива происходило как скольжение по трещинам или как сочетание скольжения по трещинам и разрушения ненарушенной породы. При изменении направления нагружения от 15 до 75° ($15 \leq \theta \leq 75$) разрушение в блочном массиве горных пород происходило как скольжение по трещинам. В этом случае прочность при одноосном сжатии массива σ_{cm} составляет 0,35–0,45 МПа ($\sigma_{cm} < 0,03\sigma_{ci}$). Если θ варьирует от 0 до 15° или от 75 до 90° ($0 < \theta < 15$ или $75 < \theta < 90$), разрушение происходит как сочетание разрушения ненарушенной породы и скольжения по трещинам. В этом случае σ_{cm} изменяется от 0,8 до 1,4 МПа ($\sigma_{cm} < 0,1\sigma_{ci}$). Для относительно ненарушенного блочного массива ($4 < JRC < 8$ и $50 < \sigma_{ci} < 100$), если разрушение происходит как скольжение по трещинам, $\sigma_{cm} < 0,05\sigma_{ci}$; если же разрушение происходит как сочетание разрушения неповрежденной породы и скольжения по трещинам, то $\sigma_{cm} < 0,16\sigma_{ci}$. Для ненарушенного блочного массива ($8 < JRC < 12$ и $100 < \sigma_{ci} < 250$), если разрушение происходит как скольжение по трещинам, $\sigma_{cm} < 0,14\sigma_{ci}$; если же разрушение происходит как сочетание разрушения неповрежденной породы и скольжения по трещинам, то $\sigma_{cm} < 0,4\sigma_{ci}$. На рис. 9 для краткости показана часть этих результатов.

Стоит отметить, что, если разрушение в блочном массиве происходит посредством скольжения по трещинам при $\theta = 30$, $\theta = 45$ и $\theta = 60$, деформация текучести составляет от 0,2 до 0,4 и не зависит от угла нагружения θ и направления третьей системы трещин α . При разуплотнении образцов после пикового напряжения наблюдаются явления поворота блока в массиве и зигзагообразный рисунок поверхности разрушения.

3.2. Анизотропия в модуле деформации блочных массивов

Поскольку предполагается, что модуль деформации зависит от свойств трещин и ненарушенной породы, а также направления, блочные массивы пород были классифицированы по состоянию трещин по JRC как $0 < JRC < 4$, $4 < JRC < 8$, $8 < JRC < 12$, $12 < JRC < 16$, $16 < JRC < 20$ и по UCS ненарушенной породы как $\sigma_{ci} < 25$, $25 < \sigma_{ci} < 50$, $50 < \sigma_{ci} < 100$, $100 < \sigma_{ci} < 250$ МПа. Модуль деформации каждой группы рассчитан для различных направлений α . Результаты расчетов представлены в полярной системе координат, приведенной на рис. 10.

В этой системе угол θ (определенный на рис. 1) находится в положительном тригонометрическом направлении от 0 до 90°, а значение модуля деформации измеряется в радиальном направлении от центра. На этих рисунках модуль деформации указан в ГПа. На рис. 10 кривая на графике приведена для $16 < JRC < 20$, $50 < \sigma_{ci} < 100$ МПа и $\alpha = 30^\circ$. Каждая точка на этой кривой, которая приписывает значение E значению θ с шагом в 5°, рассчитывается следующим образом:

- для конкретного значения θ ;
- для σ_{ci} от 50 до 100 МПа на 5 шагов (60, 70, 80, 90, 100 МПа);
- для JRC от 16 до 20 на 4 шага (17, 18, 19, 20);

– для каждой пары JRC и σ_{ci} рассчитывается E , а их среднее значение приписывается значению θ .

Результаты приведены на рис. 11–14. На этих рисунках каждая кривая соответствует определенному значению α . Согласно рисункам, зная структуру массива α , условия залегания трещин (на основе JRC) и материалы ненарушенных пород (представленные σ_{ci}), можно получить модуль деформации массива из кривых для различных направлений нагружения. Так, на рис. 10 для массива горных пород с двумя ортогональными системами трещин и третьей системой трещин с $\alpha = 30$, если состояние трещины очень хорошее ($16 < JRC < 20$) и $50 < \sigma_{ci} < 100$ МПа, для $\theta = 15^\circ$ значение модуля деформации составит 39 ГПа.

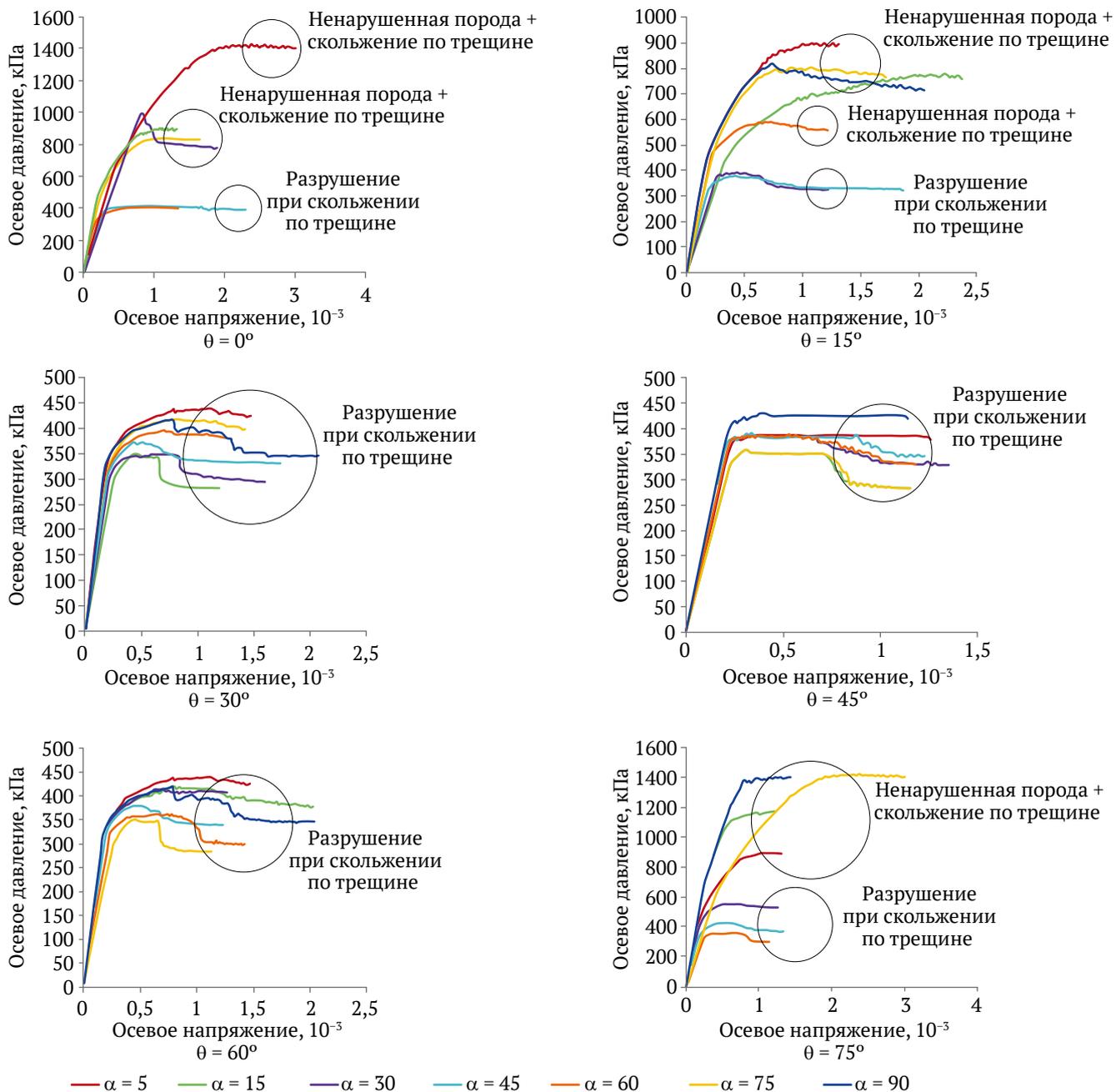


Рис. 8. Сравнение кривых напряжения-деформации для различных направлений третьей системы трещин α при различных углах нагружения θ для нарушенного блочного массива ($JRC = 2$ и $\sigma_{ci} = 15$ МПа)

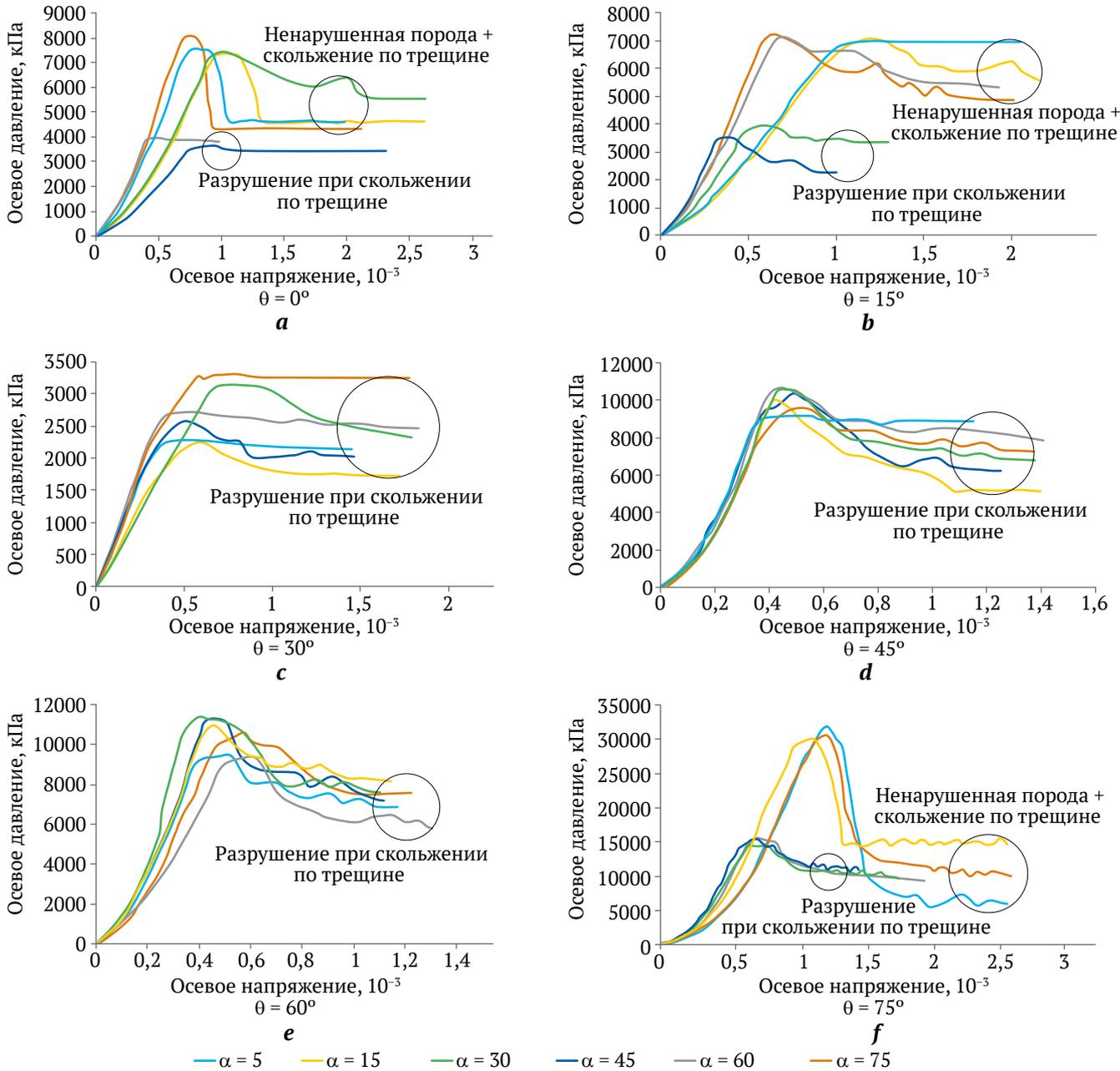


Рис. 9. Сравнение кривых напряжения-деформации для различных направлений третьей системы трещин α при различных углах нагружения θ : *a, b, c* – для относительно ненарушенного блочного массива ($JRC = 8$ и $\sigma_{ci} = 80$ МПа); *d, e, f* – для ненарушенного блочного массива ($JRC = 12$ и $\sigma_{ci} = 150$ МПа)

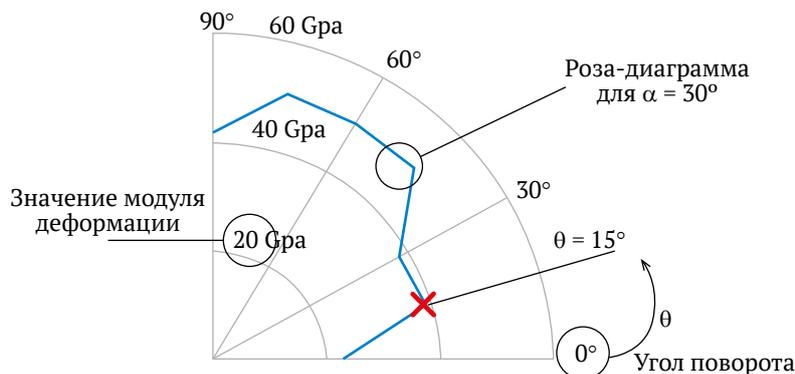


Рис. 10. Полярная система координат для представления модуля деформации блочного массива в зависимости от θ (кривая на графике приведена для $16 < JRC < 20$, $50 < \sigma_{ci} < 100$ МПа и $\alpha = 30^\circ$)

3.3. Определение индекса анизотропии в блочных массивах горных пород

Индекс анизотропии R_E , обусловленный системой трещин как отношение максимального модуля деформации E_{max} к минимальному модулю деформации E_{min} , может быть определен как:

$$R_E = \frac{E_{max}}{E_{min}}. \quad (20)$$

R_E был рассчитан для каждой кривой на рис. 11–14. Результаты представлены на рис. 15. Так, на рис. 15, a в первом столбце $R_E = 1,64$ соответствует анизотропии блочного массива горных пород с $\alpha = 5^\circ$, $0 < JRC < 4$ и $\sigma_{ci} < 25$ МПа. Это среднее значение R_E рассчитано для пар JRC, σ_{ci} при $JRC = 1, 2, 3, 4$ и $\sigma_{ci} = 5, 10, 15, 20, 25$ МПа. Для каждого столбца значения представлены в виде столбиков над ним. Величина индекса анизотропии для блочного массива может находиться в пределах от 1,6 до 2,3 ($1,6 \leq R_E \leq 2,3$) при среднем значении 1,88.

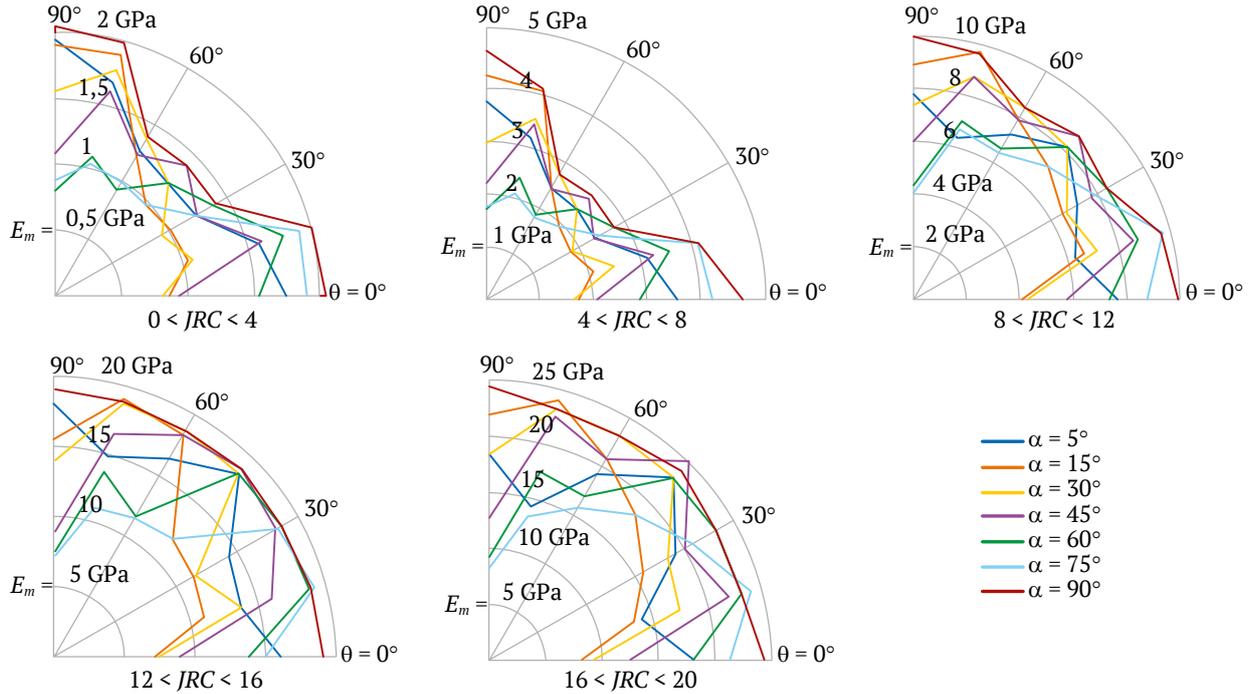


Рис. 11. Модуль деформации блочных массивов горных пород для $\sigma_{ci} < 25$

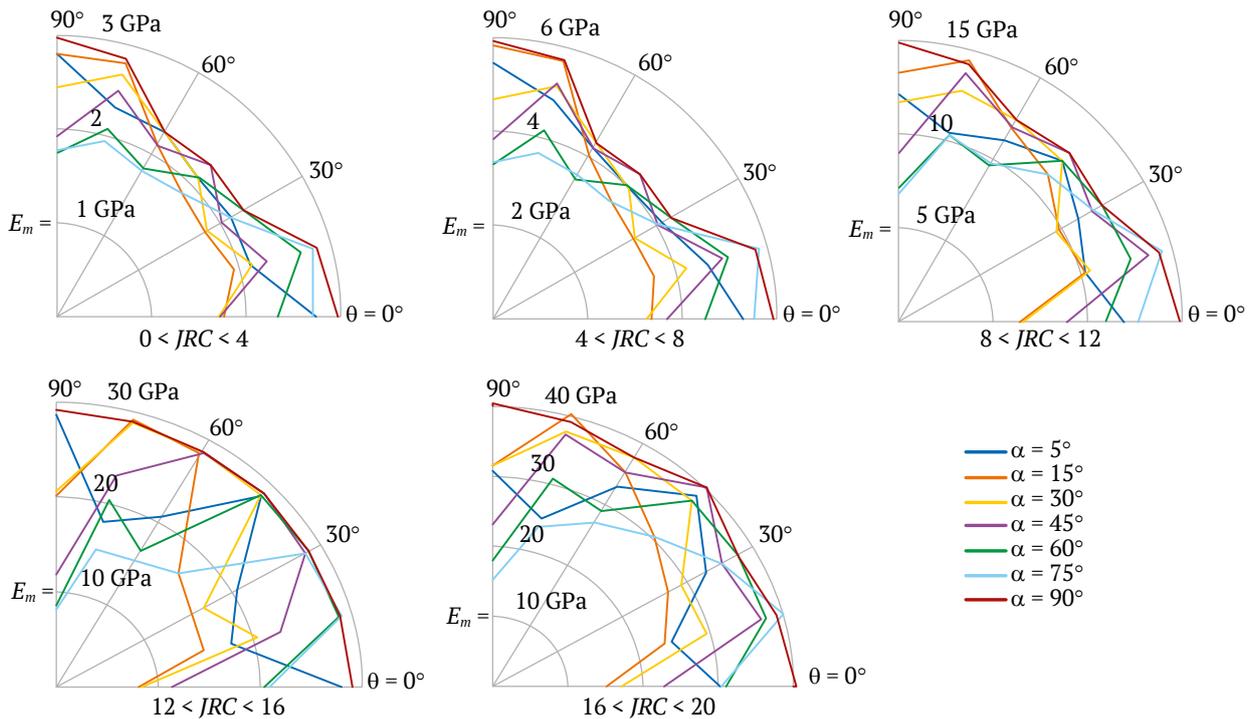


Рис. 12. Модуль деформации блочных массивов горных пород для $25 < \sigma_{ci} < 50$

3.4. Сравнение результатов с эмпирическими соотношениями

Для дальнейшей оценки результатов, представленных на рис. 11–14, приведены диапазоны изменения модуля деформации для каждого класса блочного массива горных пород, которые сравниваются с соответствующими результатами эмпирических соотношений в табл. 5. В этой таблице классификация блочных массивов основана на состоянии по-

верхности трещин аналогично таблице *GSI* [17]. Для каждого класса массива (с заданным диапазоном *JRC*) было выполнено сравнение значений E_m , которые были рассчитаны для различных диапазонов σ_{ci} , а максимальные и минимальные значения приведены в таблице.

В табл. 5 каждому классу массива горных пород на основании значений *JRC* по аналогии с таблицей *GSI* Хука (1997) [17] присвоен диапазон *GSI*.

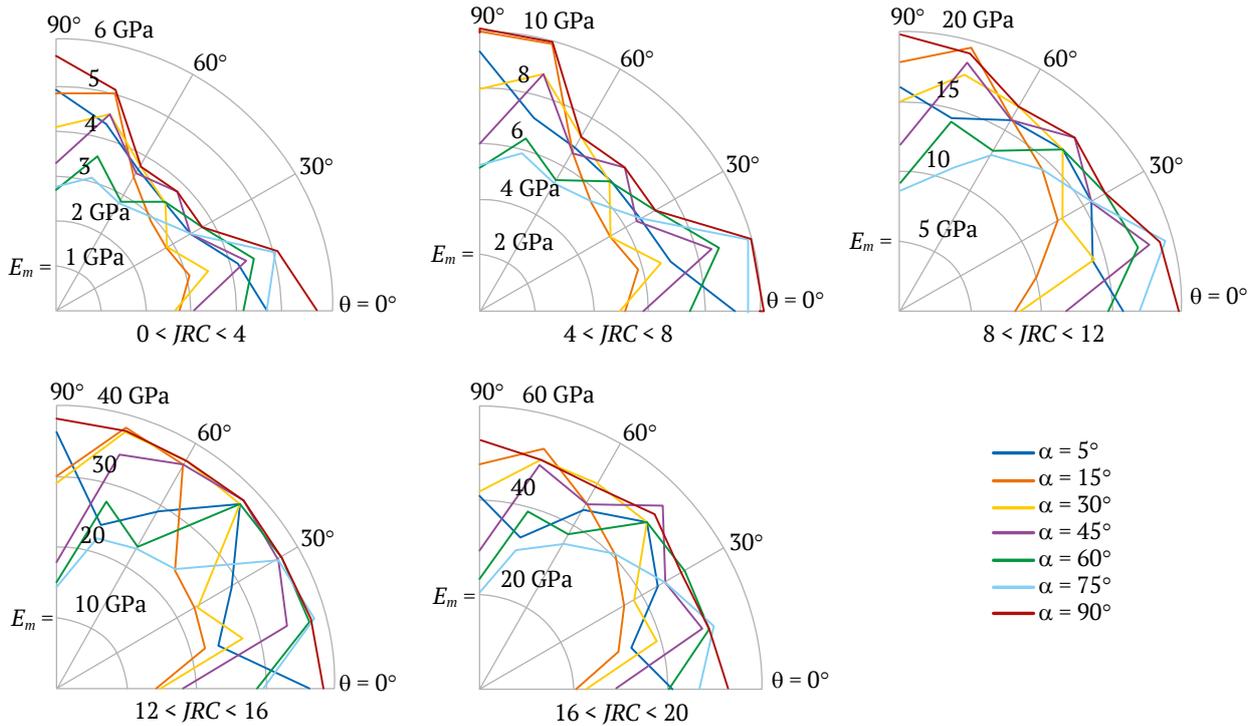


Рис. 13. Модуль деформации блочных массивов горных пород для $50 < \sigma_{ci} < 100$

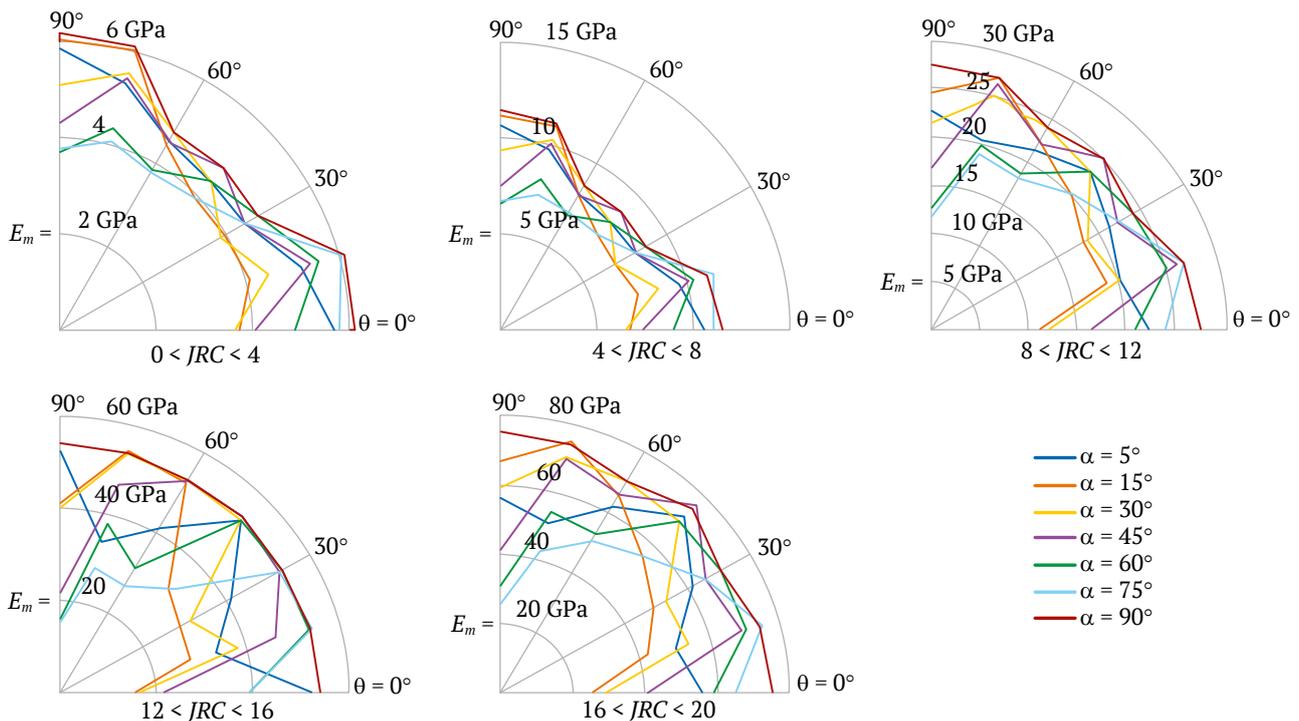


Рис. 14. Модуль деформации блочных массивов горных пород для $100 < \sigma_{ci} < 250$



Из табл. 5 следует, что соотношение, предложенное в [8], при $D = 0$ (D – коэффициент разрушения массива породы. Его значение равно нулю для ненарушенного состояния, $D = 0,5$ для частично нарушенного и $D = 1$ для полностью нарушенного состояния) демонстрирует наилучшее соответствие результатам численного моделирования. Графически это показано на рис. 16. В табл. 5 значения модуля, полученные на основе соотношения, предложенного в [6], выше, чем в текущем исследовании, однако значения соотно-

шения Гокеоглу и др. (Gokseoglu et al.) [7] ниже, чем результаты текущего моделирования. Кроме того, модули деформации, полученные на основании соотношения [35, 36], высоки по сравнению с результатами текущего исследования для блочного массива горных пород со слабыми трещинами. Однако для прочных трещин значения модулей ниже. Иными словами, по данному соотношению коэффициент безопасности будет очень высоким для слабых трещин и очень низким для прочных трещин.

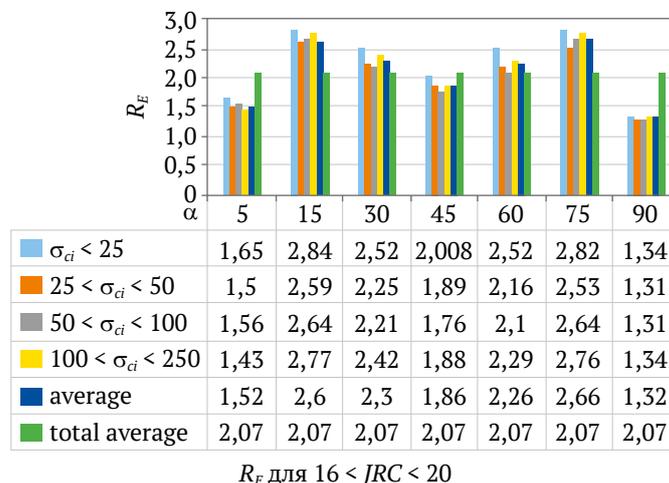
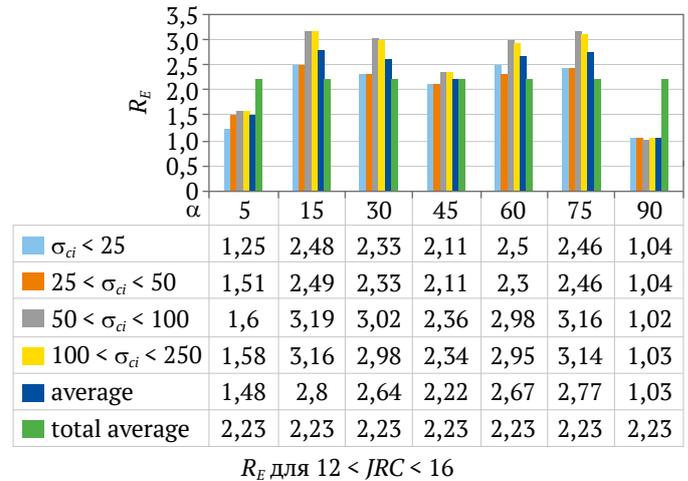
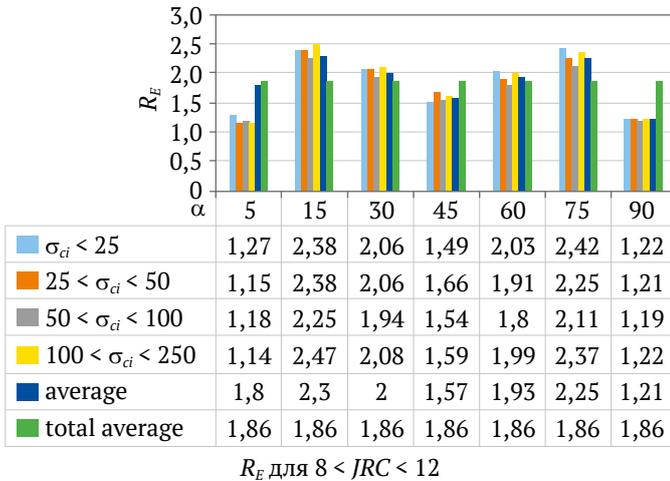
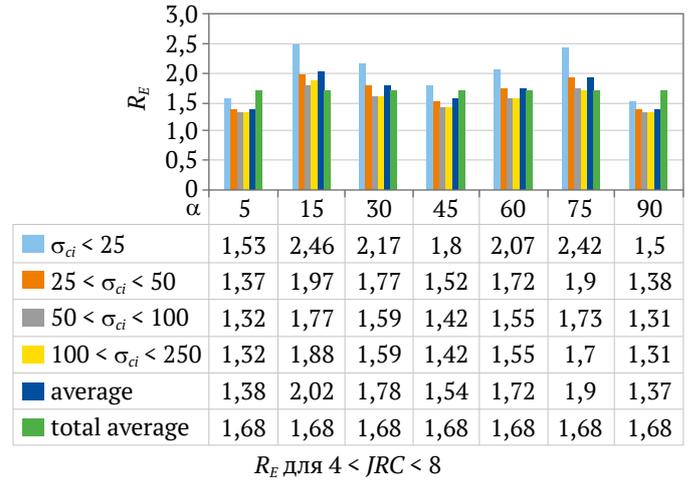
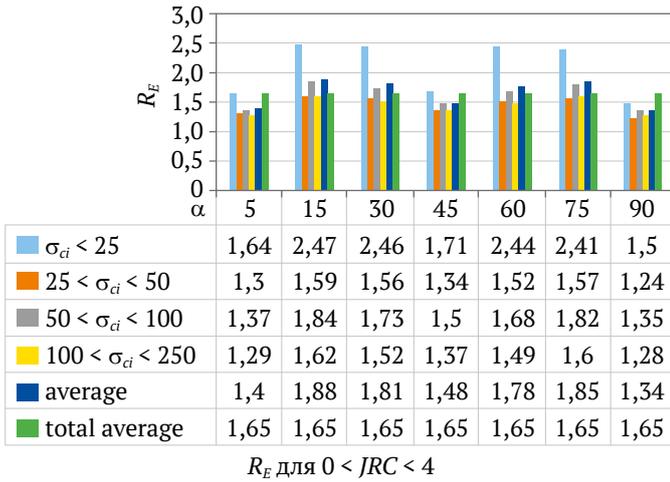


Рис. 15. Степень анизотропии R_E блочных массивов горных пород

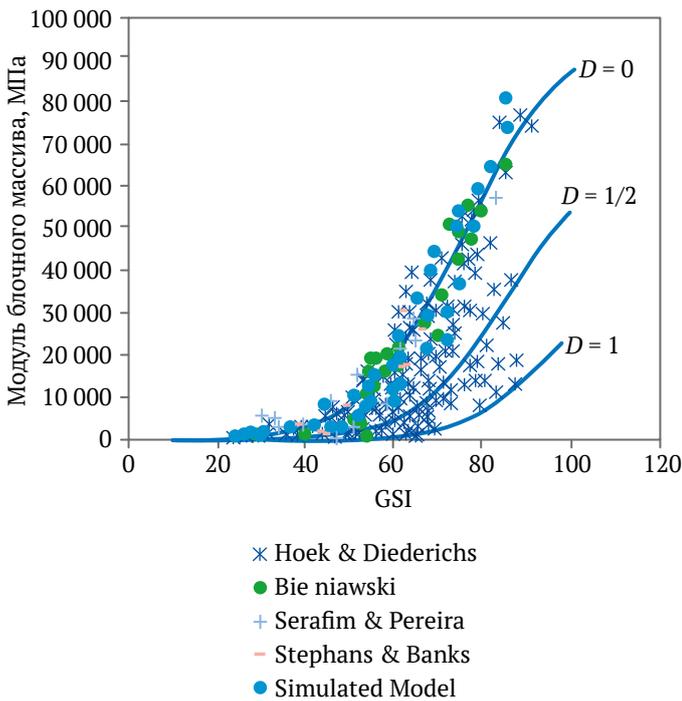


Рис. 16. Сравнение оценки модуля деформации массива горных пород по некоторым эмпирическим соотношениям и посредством численного моделирования

3.5. Модуль деформации и индекс анизотропии блочных массивов в зависимости от GSI

Результаты расчета модуля деформации E_m и индекса анизотропии R_E блочных массивов можно свести в таблицу GSI, представленную на рис. 17. Значения JRC в этой таблице зависят от качества поверхности трещин.

Рис. 11–14 показывают, что если принять JRC постоянным в каждом столбце таблицы GSI, то при увеличении одного интервала в σ_{ci} значение E_m увеличится в среднем в восемь раз. С другой стороны, для конкретного значения σ_{ci} увеличение JRC на один интервал приведет в среднем к 24-кратному увеличению модуля деформации.

Из этого можно сделать вывод, что влияние качества трещин на модуль деформации блочных массивов выше, чем у прочности ненарушенной породы.

Так, согласно табл. 6, при фиксированном интервале $50 < \sigma_{ci} < 100$ при увеличении JRC с 0 до 20 модуль деформации увеличивается в среднем с 2,5 ГПа до 50 ГПа, что составляет увеличение примерно в 20 раз. Для $8 < JRC < 12$ при увеличении σ_{ci} с $\sigma_{ci} < 25$ МПа до $\sigma_{ci} < 250$ МПа средний модуль деформации для массива увеличивается с 4 ГПа до 27,5 ГПа. Это увеличение примерно в 6,8 раза. В соответствии с вышесказанным можно утверждать, что влияние шероховатости трещины примерно в три раза превышает влияние UCS ненарушенной породы.

Таблица 5

Сравнение модулей деформации блочных массивов горных пород E_m , оцененных по некоторым эмпирическим соотношениям и посредством численного моделирования

Состояние поверхности трещины	Весьма непрочное	Нарушенное	Относительно ненарушенное	Ненарушенное	Весьма прочное	Ссылка
JRC	0 < < 4	4 < < 8	8 < < 12	12 < < 16	16 < < 20	
<i>Модуль деформации, ГПа</i>						
Численное моделирование	0,79–6,2	1,6–11,5	4–27,5	7–54,2	8–75,5	–
GSI	25–45	35–55	45–65	55–75	65–85	–
$10^{(RMR - 10)/40}$	3,16–10	5,6–17,7	10–31,6	17,7–56,2	31,6–100	[6]
2RMR – 100	–	–	–	0–60	40–80	[33]
$0,1451e^{0,654GSI}$	0,744–2,752	1,43–5,29	2,75–10,18	5,29–19,58	10,18–37,66	[7]
$0,0736e^{0,755RMR}$	0,7–3,2	1,5–6,8	3,2–14,5	6,8–30,9	4,5–65,7	[7]
$0,33e^{0,064GSI}$	1,63–5,87	3,1–11,14	5,87–21,14	11,14–40,1	21,14–76,04	[34]
$E_i S^{1/4}$	6,22–10,85	8,21–14,32	10,85–18,91	14,32–24,96	18,91–32,96	[35]
$E_i (S^a)^{0,4}$	8,61–14,49	11,37–18,38	14,49–22,95	18,38–28,76	22,95–35,85	[36]
$D = 0; 10^5 \left(\frac{1 - D/2}{1 + e^{(75 + 25D - GSI)/11}} \right)$	1,05–6,13	2,56–13,96	6,13–28,73	13,96–50	28,73–71,42	[8]
$D = 0,5; 10^5 \left(\frac{1 - D/2}{1 + e^{(75 + 25D - GSI)/11}} \right)$	0,254–1,54	0,629–3,71	1,54–8,59	3,71–18,23	8,59–33,27	[8]
$D = 1; 10^5 \left(\frac{1 - D/2}{1 + e^{(75 + 25D - GSI)/11}} \right)$	0,055–0,334	0,135–0,823	0,334–1,96	0,823–4,68	1,96–10,21	[8]

$$GSI = RMR - 5, \quad s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9}\right)$$



<p>Геологический индекс прочности (<i>GSI</i>)</p> <p>На основании описания структуры и состояния поверхности массива выбрать подходящую ячейку. Рассчитать среднее значение <i>GSI</i> по контурам. Не пытаться достичь абсолютной точности. Диапазон значений от 36 до 42 выглядит более реалистично, чем <i>GSI</i> = 38.</p>	<p>Состояние поверхности</p>	<p>Весьма прочное</p> <p>Очень шероховатые и свежие неветрелые поверхности</p>	<p>Прочное</p> <p>Шероховатые, возможно несколько выветрелые поверхности с охрами железа</p>	<p>Относительно ненарушенное (гладкие и (или) относительно выветрелые поверхности или плотные корки с наполнением угловатыми фрагментами)</p>	<p>Нарушенное</p> <p>Поверхности скольжения или весьма выветрелые поверхности или плотные корки с наполнением угловатыми фрагментами</p>	<p>Весьма непрочное</p> <p>Поверхности скольжения или весьма выветрелые поверхности с покрытием или наполнением мягкой глиной</p>
		<p>Ухудшение качества поверхности →</p>				
<p>Структура</p>	<p>Ненарушенная / массивная порода – образцы ненарушенной массивной породы с весьма редкими разрозненными нарушениями сплошности</p>	90			N/A	N/A
<p>Блочная порода – весьма прочный ненарушенный массив, состоящий из кубических блоков-отдельностей, образованных тремя ортогональными системами нарушений сплошности</p>	80					
	70					
	65–85	55–75	<i>GSI</i> 45–65	35–55	25–45	
	16–20	12–16	<i>JRC</i> 8–12	4–8	0–4	
	8–75,5	7–54,2	<i>E_m</i> 4–27,5	1,6–11,5	0,79–6,2	
	2,1	2,2	<i>R_F</i> 1,8	1,6	1,6	

Рис. 17. Модуль деформации E_m , степень анизотропии R_F и JRC для блочных массивов в таблице GSI

Таблица 6

Модуль деформации массива горных пород в зависимости от JRC и σ_{ci}

<i>GSI</i>	25–45	35–55	45–65	55–75	65–85
<i>JRC</i>	0–4	4–8	8–12	12–16	16–20
σ_{ci}	Модуль деформации, ГПа				
$\sigma_{ci} < 25$	0,79–1,75	1,6–4	4–10	7–19	8–23
$25 < \sigma_{ci} < 50$	1,75–2,8	2,75–6	7–14,5	8–29	17–40
$50 < \sigma_{ci} < 100$	2,5–5	5,2–10	8–19,5	15–38	20–50
$100 < \sigma_{ci} < 250$	3,7–6,2	6,7–11,5	12–27,5	18–54,2	22–75,5

Восьмикратное увеличение модуля деформации в среднем

24-кратное увеличение модуля деформации в среднем

Заключение

Выполнено систематическое исследование анизотропии в деформационном поведении блочных массивов горных пород методом дискретных элементов. Массив имеет две ортогональные системы трещин, секущиеся третьей системой. Третья система трещин образует переменный угол со второй системой трещин, а ее простираение нормально к простираению первой системы трещин. Элементы с предельным объемом массивов нагружались одноосно в разных направлениях.

Введены и использованы в моделировании новые нелинейные зависимости от напряжения для нормальной жесткости и жесткости на сдвиг трещин. Независимыми переменными этих зависимостей являются JRC и UCS ненарушенной породы. Коэффициенты нормальной жесткости и жесткости на сдвиг трещин играют важную роль в управлении общим деформационным поведением массива горных пород. Установлено, что влияние нормальной жесткости на модуль деформации массива горных пород примерно в два раза превышает влияние жесткости



на сдвиг. Также установлено, что при оценке модуля деформации относительная важность шероховатости трещин намного выше, чем у UCS ненарушенной породы.

Важным моментом в отношении трещин является вероятность наличия маломощных слоев в трещинах. В данном исследовании влияние заполнителя трещин могло быть отражено в JRC , как видно из первой строки табл. 6. Однако связность и коэффициент трения на поверхностях трещин из-за наличия маломощных слоев, которые могут оказывать существенное влияние на результаты моделирования, подробно не рассматривались. В связи с этим Вознесенский и др. [37] провели комплексное исследование, в котором обсуждалось существенное влияние маломощных слоев углеродистых глин на сопротивление контактному растрескиванию различных пород.

Численные исследования показали, что при оценке модуля деформации и режимов разрушения массив с $L/S \geq 10$ может быть принят за представительный элементарный объем (REV) для блочного массива горных пород.

Модуль деформации, режим разрушения и поведение после разрушения блочных массивов пород

были оценены для различных относительных нагрузжений и углов трещин. Степень анизотропии модуля деформации (за счет систем разрушения), представленная индексом анизотропии R_E , была определена как $1,6 \leq R_E \leq 2,3$ при среднем значении 1,88 в блочных массивах.

При режиме разрушения блочного массива «скольжение по трещинам» деформация текучести составляет около 0,2–0,4. Она не зависит от угла нагружения и направления третьей системы трещин.

Результаты расчетов представлены в виде полярных кривых изменения модуля деформации блочного массива, зависящих от JRC трещин, UCS ненарушенной породы и структуры массива горных пород по относительному углу наклона трещин. Данные кривые позволяют оценить модуль деформации блочного массива в различных направлениях без проведения лабораторных и полевых испытаний или эмпирических соотношений.

В таблице GSI результаты классифицированы таким образом, что, присвоив значение JRC каждому классу состояния поверхности трещин, можно определить модуль деформации и степень анизотропии, соответствующие значениям GSI .

Список литературы / References

1. Singh B. Continuum characterization of jointed rock masses: Part I – The constitutive equations. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*. 1973;10(4):311–335. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(73\)90041-7](https://doi.org/10.1016/0148-9062(73)90041-7)
2. Gerrard C.M. The equivalent elastic properties of simplified and jointed rock masses. In: Beer G., Brooker J.R., Carter J.P. (Eds.) *Proceedings of the 17th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics*. May 6–10, 1991. Cairns, Australia. Rotterdam: A. A. Balkema, Brookfield; 1991. Pp. 333–337.
3. Oda M. An experimental study of the elasticity of mylonite rock with random cracks. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*. 1988;25:59–69.
4. Amadei B., Savage W.Z. Effect of joints on rock mass strength and deformability. In: Hudson J.A. (Ed.) *Comprehensive Rock Engineering – Principle, Practice and Projects*. Vol. 1. Oxford, UK: Pergamon; 1993. Pp. 331–365.
5. Kulhawy F.H. Geomechanical model for rock foundation settlement. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*. 1978;104(2):211–227. <https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0000582>
6. Serafim J.L., Pereira J.P. Consideration of the geomechanical classification of Bieniawski. In: *Proceedings of the International Symposium on Engineering Geology and Underground Construction*. Vol. 1. September 12–15, 1983. Lisbon, Portugal; 1983. Pp. 33–44.
7. Gokceoglu C., Sonmez H., Kayabasi A. Predicting the deformation moduli of rock masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 2003;40(5):701–710. [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(03\)00062-5](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(03)00062-5)
8. Hoek E., Diederichs M.S. Empirical estimation of rock mass modulus. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 2006;43(2):203–215. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2005.06.005>
9. Heuze F. E. Scale effects in the determination of rock mass strength and deformability. *Rock Mechanics*. 1980;12:167–192. <https://doi.org/10.1007/BF01251024>
10. Agharazi A., Derek Martin C., Tannant D. A three-dimensional equivalent continuum constitutive model for jointed rock masses containing up to three random joint sets. *Geomechanics and Geoengineering*. 2012;7(4):227–238. <https://doi.org/10.1080/17486025.2012.714476>
11. Cundall P. A. A computer model for simulating progressive large scale movements in blocking rock systems. In: *Proceedings of the Symposium of the International Society on Rock Mechanics*. France. 1971.
12. Lemos J.V., Hart R.D., Cundall P.A. A generalized distinct element program for modeling jointed rock mass. In: Stephansson O. (Ed.) *Proceedings of the International Symposium on Fundamentals of Rock Joints*. 15–20 September 1985. Bjorkiden, Sweden; 1985. Pp. 335–343.



13. Cundall P.A. Formulation of a three-dimensional distinct element model – Part I. A scheme to detect and represent contacts in a system composed of many polyhedral blocks. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*. 1988;25(3):107–116. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(88\)92293-0](https://doi.org/10.1016/0148-9062(88)92293-0)
14. Kulatilake P.H.S.W., Wang S., Stephansson O. Effect of finite size joints on the deformability of jointed rock in three dimensions. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*. 1993;30(5):479–501. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(93\)92216-D](https://doi.org/10.1016/0148-9062(93)92216-D)
15. Min K.B., Jing L. 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*. 2003;40(6):795–816. [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(03\)00038-8](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(03)00038-8)
16. Ivars D.M., Pierce M.E., Darcel C. et al. The synthetic rock mass approach for jointed rock mass modelling. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 2011;48(2):219–244. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2010.11.014>
17. Hoek H., Brown E.T. Practical estimates of rock mass strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 1997;34(8):1165–1186. [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(97\)80069-X](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(97)80069-X)
18. Goodman R.E., Taylor R.L., Brekke T.L. A model for the mechanics of jointed rock. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. 1968;94(3):637–659. <https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0001133>
19. Bandis S.C., Lumsden A.C., Barton N.R. Fundamentals of rock joint deformation. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*. 1983;20(6):249–268. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(83\)90595-8](https://doi.org/10.1016/0148-9062(83)90595-8)
20. Duncan J.M., Chang C.Y. Nonlinear analysis of stress and strain in soil. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. 1970;96(5):1629–1655. <https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.000145>
21. Priest S.D. *Discontinuity analysis for rock engineering*. London etc.: Chapman & Hall; 1993.
22. Barton N., Choubey V. The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanics and Rock Engineering*. 1977;10:1–54. <https://doi.org/10.1007/BF01261801>
23. Barton N.R. Review of a new shear strength criterion for rock joints. *Engineering Geology*. 1973;7(4):287–332. [https://doi.org/10.1016/0013-7952\(73\)90013-6](https://doi.org/10.1016/0013-7952(73)90013-6)
24. Barton N.R. The shear strength of rock and rock joints. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*. 1976;13(9):255–279. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(76\)90003-6](https://doi.org/10.1016/0148-9062(76)90003-6)
25. Barton N.R., Bandis S.C. Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice, In: Barton N., Stephansson O. (Eds.) *Proceedings of the International Symposium on Rock Joints*. November 1990, Loen, Norway. Rotterdam: Balkema; 1990. Pp. 603–610.
26. Deere D.U., Miller R.P. *Engineering classification and index properties for intact rock*. Technical Report No. AFWL-TR-65-116. Air Force Weapons Laboratory (WLDC). Kirtland Air Base, New Mexico; 1966.
27. Robertson A. The interpretation of geological factors for use in slope theory. In: *Planning Open Pit Mines, Proceeding of the Symposium on the Theoretical Background to the Planning of Open Pit Mines with Special Reference to Slope Stability*. August 29–September 4, 1970, Johannesburg, South Africa. A.A. Balkema; 1970. Pp. 55–71.
28. Goodman R.E. *Introduction to Rock Mechanics*. 2nd Edition. New York: John Wiley & Sons Ltd.; 1989.
29. Cuba A. *Personal Communication*. 1990.
30. Schultz R.A. Relative scale and the strength and deformability of rock masses. *Journal of Structural Geology*. 1996;18(9):1139–1149.
31. Jaeger J.C., Cook N.G.W., Zimmerman R.W. *Fundamentals of rock mechanics*. Oxford: Blackwell Publishing Ltd.; 2007.
32. Yang Z.Y., Chen J.M., Huang T.H. Effect of joint sets on the strength and deformation of rock mass models. Effect of joint sets on the strength and deformation of rock mass models. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 1998;35(1):75–84. [https://doi.org/10.1016/s1365-1609\(98\)80024-5](https://doi.org/10.1016/s1365-1609(98)80024-5)
33. Bieniawski Z.T. Determining rock mass deformability: experience from case histories. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*. 1978;15(5):237–247. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(78\)90956-7](https://doi.org/10.1016/0148-9062(78)90956-7)
34. Hoek E. *Practical Rock Engineering*. Revision version. 2004.
35. Carvalho J. *Estimation of rock mass modulus*. Personal communication. 2004.
36. Sonmez H., Gokceoglu C., Ulusay R. Indirect determination of the modulus of deformation of rock mass based on the GSI system. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 2004;41(5):849–857. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2003.01.006>
37. Voznesenskii A.S., Osipov Yu.V., Ushakov E.I. et al. Effect of weak inclusions on the fracture toughness of interfaces between various rocks. *Engineering Failure Analysis*. 2023;146:107140. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2023.107140>



Информация об авторах

Омид Ахрами – аспирант, кафедра гражданского строительства, научно-исследовательский отдел, Исламский университет Азад, г. Тегеран, Иран; ORCID [0009-0008-5551-9500](https://orcid.org/0009-0008-5551-9500); e-mail omid.ahrami@gmail.com

Хоссейн Джавахери Купаи – доцент, кафедра гражданского строительства, научно-исследовательский отдел, Исламский университет Азад, г. Тегеран, Иран; ORCID [0000-0003-3745-0913](https://orcid.org/0000-0003-3745-0913); Scopus ID [57215596931](https://scopus.com/authorid/57215596931); e-mail h-javaheri@srbiau.ac.ir

Каве Ахангари – профессор, кафедра горного дела, научно-исследовательский отдел, Исламский университет Азад, г. Тегеран, Иран; ORCID [0000-0001-9462-7303](https://orcid.org/0000-0001-9462-7303), Scopus ID [36130116400](https://scopus.com/authorid/36130116400); e-mail ahangari@srbiau.ac.ir

Information about the authors

Omid Ahrami – PhD-Candidate, Department of Civil Engineering, Science and Research Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran; ORCID [0009-0008-5551-9500](https://orcid.org/0009-0008-5551-9500); e-mail omid.ahrami@gmail.com

Hossein Javaheri Kupaie – Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Science and Research Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran; ORCID [0000-0003-3745-0913](https://orcid.org/0000-0003-3745-0913); Scopus ID [57215596931](https://scopus.com/authorid/57215596931); e-mail h-javaheri@srbiau.ac.ir

Kaveh Ahangari – Professor, Department of Mining Engineering, Science and Research Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran; ORCID [0000-0001-9462-7303](https://orcid.org/0000-0001-9462-7303), Scopus ID [36130116400](https://scopus.com/authorid/36130116400); e-mail ahangari@srbiau.ac.ir

Поступила в редакцию 17.08.2023
Поступила после рецензирования 01.02.2024
Принята к публикации 15.02.2024

Received 17.08.2023
Revised 01.02.2024
Accepted 15.02.2024