Критерий прочности блочных сред и обратные геомеханические расчеты

Жабко А. В.¹

¹Уральский государственный горный университет, г. Екатеринбург, Россия

e-mail: zhabkoav@mail.ru

Реферат

Актуальность и проблематика вопроса. Механизм деформирования и разрушения блочной среды или трещиноватого горного массива заметно отличается от представлений механики сплошной среды, что составляет основную фундаментальную проблему геомеханики и кардинально отличает ее от других технических наук, связанных с механикой твердого деформируемого тела. Однако в силу недостаточного понимания механизма разрушения блочных сред оценка прочностных свойств массивов осуществляется преимущественно посредством эмпирических зависимостей, полученных моделированием в лабораторных условиях. Разумеется, данный подход не решает главной фундаментальной проблемы, а точность прогнозирования механических характеристик трещиноватых горных массивов может достигать сотен процентов.

Методология исследований. На основе ранее выполненных автором теоретических исследований методами вариационного, интегрального и дифференциального исчисления обоснован новый механизм разрушения блочного массива в точке, подразумевающий трансляционно-ротационный характер перемещения блоков массива в процессе его деформирования, позволивший обосновать критерий разрушения трещиноватых горных массивов.

Результаты исследований, их анализ и рекомендации к применению. В работе впервые получен критерий прочности блочной среды. Показано, что прочность блочного массива складывается из прочности по трещине отдельности и сопротивления вращению блока. Кроме того, в некотором диапазоне нагрузок предел прочности блочного массива пропорционален пределу прочности на растяжение структурного блока. Также в работе предлагается ряд аналитических зависимостей, полученных на основе механики сплошной среды и позволяющих произвести обратный расчет прочностных свойств массива на основе кривизны поверхности сдвигового разрушения, а также оценить полный тензор плоского поля напряжений по ориентировке главных осей.

Ключевые слова: критерий прочности; блочная среда; трещиноватый горный массив; коэффициент структурного ослабления; сцепление; угол внутреннего трения; предел прочности на растяжение; обратные геомеханические расчеты; компоненты тензора напряжений; кривизна поверхности сдвигового разрушения; девиатор напряжений.

Введение. Вопрос прочности блочных сред или трещиноватых горных массивов является, пожалуй, одним из самых противоречивых в геомеханике. Прочность трещиноватого горного массива зависит от множества факторов: элементов залегания систем трещиноватости, количества систем и от их ориентировки по отношению к элементам горных разработок, интенсивности трещиноватости, величины раскрытия и извилистости трещин, прочности структурных элементов, материала-заполнителя трещин, размеров рассчитываемого горного массива и т. д. Парадоксальность данного вопроса заключается в том, что даже если

досконально изучить все перечисленные факторы, то и в этом случае спрогнозировать прочность массива или предельные напряжения не представляется возможным вследствие отсутствия представлений о механизме разрушения блочных сред. Один и тот же горный массив при расчете различных элементов, например борта карьера и шахтного целика, будет обладать весьма различной расчетной прочностью. И действительно, коэффициент структурного ослабления (отношение сдвиговой прочности массива к прочности структурного элемента или образца) для бортов карьеров обычно составляет 0,01–0,06, а при расчете целиков – 0,1–0,5.

К сожалению, на сегодняшний день из-за отсутствия понимания механизма разрушения блочных сред прочность трещиноватого горного массива определяется посредством эмпирических зависимостей и обратных геомеханических расчетов. За рубежом наиболее популярны рейтинговые подходы к оценке прочности массива [1–4], что, в общем, не меняет сути. Разница величин прочности, полученных различными методами, может достигать нескольких сотен процентов. В основном из-за этого расчет элементов систем горных разработок носит оценочный и приближенный характер.

Методология исследований. Начнем с достаточно простых рассуждений. В горном массиве имеется ряд несплошных трещин, придающих массиву структуру «кирпичной кладки». В силу прерывистости трещин сдвиговое разрушение блочного массива по некоторой плоской поверхности будет возможно только с разрушением структурных элементов. В этом случае прочность такого блочного массива будет соизмерима с прочностью структурных элементов (образцов), из которых и состоит данный массив. Однако в большинстве случаев разрушающие напряжения в горном массиве значительно меньше прочности структурных элементов, т. е. абсолютно непонятен механизм влияния трещин отдельности на прочность всего массива, а точнее механизм снижения его прочности.

Экстраполируя концепцию пластического деформирования и разрушения горных пород при объемном напряженном состоянии, развиваемую автором [5], на блочный горный массив, сформулируем основной тезис. Итак, разрушение блочного горного массива происходит в виде потери устойчивости отдельными элементами вследствие вращения структурных блоков или их разрушения (не обязательно сдвигового) под действием возникающего в окрестности предельно напряженной трещины собственного момента этой трещины или смежных блоков (спин). Необходимо отметить, что разрушающая роль момента силы состоит в разупрочнении или разуплотнении массива, а не в проворачивании конкретного структурного блока, и лишь потом происходит беспорядочное перемещение и вращение структурных элементов или их обломков вдоль поверхности скольжения (разрушения).

Результаты исследования, их анализ и рекомендации к применению. Согласно исследованиям [5], в точке, где выполняется условие предельного, а в данном случае специального предельного равновесия, возникает активный момент силы, равный:

$$M = (\tau - \operatorname{tg} \varphi' \sigma_n - C') l \cos \varphi' r \sin (\vartheta - \varphi'), \quad (1)$$

где r – радиус (средний полуразмер) блока; l – протяженность (длина) трещины отдельности; ϑ – угол наклона площадки к оси, совпадающей с направлением действия минимального главного напряжения на момент начала подвижки по трещине отдельности; τ , σ_n – касательное и нормальное к трещине напряжения; C' , φ' – сцепление и угол трения по трещине отдельности.

преодолен предел прочности по трещине в объемном напряженном состоянии, разуплотнения массива происходить не будет. Третье слагаемое отвечает за сопротивление вращению блока при разрушении массива. Таким образом, прочность блочного массива складывается из прочности по трещине отдельности и сопротивления вращению блока.

Примечательно, что если в критерии (3) отбросить последнее слагаемое в правой части, отвечающее за сопротивление вращению, и принять $\vartheta = \pi/4 + \varphi'/2$, получим известный критерий прочности Кулона в главных напряжениях:

$$\sigma_1 = \sigma'_{сж} + \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \sigma_3.$$

Момент сопротивления вращению блока может обуславливаться либо напряженным состоянием, либо прочностью структурного элемента. Очевидно, первый вариант наиболее вероятен при большом отношении размеров горнотехнического сооружения к размеру структурных элементов и их высокой прочности (например, борта карьеров), а второй – при невозможности разворота структурных блоков вследствие зажатости, т. е. когда размеры выработок соизмеримы с размерами структурных блоков (например, подземные горные выработки).

Рассмотрим ситуацию, когда структурный блок провернуться не может, т. е. разрушение массива в точке связано с разрушением структурного блока. В этом случае активный момент создает в структурном блоке изгибающие усилия, которые, как известно, приводят к сжимающим и растягивающим напряжениям. Тривиальный вариант разрушения срезом в данном случае исключается. Таким образом, момент сопротивления изгибающему разрушению для структурных блоков в виде прямоугольных параллелепипедов имеет вид:

$$M_{\text{пред}} = \frac{2}{3} r^2 \sigma_p, \quad (4)$$

где σ_p – предел прочности структурного блока (горной породы) на растяжение.

Таким образом, с учетом (3) и (4) критерий прочности блочного массива будет иметь вид:

$$\sigma_1 = \frac{\cos \varphi' C'}{\cos \vartheta \sin(\vartheta - \varphi')} + \operatorname{tg} \vartheta \operatorname{ctg}(\vartheta - \varphi') \sigma_3 + \frac{\sigma_p}{3 \sin^2(\vartheta - \varphi')}. \quad (5)$$

Если принять в выражении (5) в первом приближении $C' = 0$, то предел прочности блочного горного массива на одноосное сжатие ($\sigma_3 = 0$) определится зависимостью:

$$\sigma_{сж}^M = \frac{\sigma_p}{3 \sin^2(\vartheta - \varphi')}. \quad (6)$$

Весьма парадоксально, что предел прочности на сжатие блочного массива пропорционален величине прочности на растяжение, однако это обстоятельство и объясняет, почему в отношении к блочному горному массиву более применим термин «устойчивость». Проанализируем выражение (6). Предел прочности на растяжение для полускальных и скальных горных пород изменяется в пределах $\sigma_{сж}/(10-30)$ ($\sigma_{сж}$ – предел прочности структурных блоков или образцов на одно-

осное сжатие) [7] и для простоты рассуждений может быть принят равным $\sigma_{сж}/15$. Таким образом, для разности углов $\vartheta - \varphi' = 10^\circ, 15^\circ, 20^\circ, 30^\circ, 50^\circ$ коэффициент структурного ослабления $\lambda = \sigma_{сж}^m / \sigma_{сж} \equiv 0,73; 0,33; 0,19; 0,09; 0,04$ соответственно. Данный результат достаточно хорошо соответствует обширным экспериментальным исследованиям Д. Н. Кима по изучению структурного ослабления блочного массива [8], где с увеличением количества косесекущих трещин в призме коэффициент структурного ослабления плавно снижался от 0,5 до 0,02, с разной интенсивностью в зависимости от прочности структурных элементов.

Необходимо отметить, что если в массиве имеется несколько систем трещин, расположенных в той же плоскости, что и сдвиговая (хаотическая трещиноватость массива), то предел прочности на растяжение будет определяться прочностью на разрыв данных трещин σ'_p , имеющих, как правило, достаточно небольшое значение. В этом случае для условий нагружения, близких к одноосному сжатию, исходя из зависимости (5) сцепление массива следует принять равным сцеплению по трещине отдельности: $C_m = C'$, что также является достаточно распространенной практикой.

Рассмотрим теперь случай, когда прочность структурных элементов на растяжение слишком большая и структурные элементы не могут быть разрушены. Тогда момент сопротивления вращению блока определяется напряженным состоянием в его окрестности и в первом приближении может быть выражен следующим образом:

$$M_{\text{пред}} = \frac{2}{3} r^2 \sigma_3. \quad (7)$$

Таким образом, с учетом зависимостей (3) и (7) критерий прочности блочного массива будет иметь вид:

$$\sigma_1 = \frac{\cos \varphi' C'}{\cos \vartheta \sin(\vartheta - \varphi')} + \frac{1 + (3/2) \operatorname{tg} \vartheta \sin[2(\vartheta - \varphi')]}{3 \sin^2(\vartheta - \varphi')} \sigma_3. \quad (8)$$

Из уравнений (5) и (8) очевидно, что формула (8) применима при условии

$$\sigma_3 \leq \sigma_p, \quad (9)$$

в противном случае разрушение блочного массива будет происходить с разрывным разрушением структурных блоков и в качестве критерия прочности нужно использовать зависимость (5).

Необходимо отметить, что предлагаемые критерии прочности являются локальными, т. е. устанавливают условия разрушения в конкретной точке массива, в связи с этим более точно их нужно назвать критериями пластичности. С другой стороны, разрушение трещиноватого горного массива протекает согласно «эффекту домино», т. е. разрушение в одной точке вызовет ослабление в соседней и т. д. подобно росту трещины с концентратором напряжений на ее фронте.

В связи с этим можно рекомендовать следующую методику расчета предельных зон в блочном горном массиве:

1. Посредством математического моделирования (например, упругая модель) рассчитываются напряжения на трещинах отдельности, а также главные напряжения и их ориентировка.

2. Выявляются точки (трещины) с запредельным напряженным состоянием по ним (выполнение критерия Кулона по трещине отдельности).

3. В зависимости от того, выполняется ли условие (9) в каждой конкретной точке или нет, используется либо критерий прочности (5), либо критерий (8).

4. По результатам выполненных расчетов точки горного массива (области) относятся к предельным или допредельным.

Обратными геомеханическими расчетами называются такие расчеты, по результатам которых в случае разрушения или измеренной деформации элементов систем разработок (откосы уступов и отвалов, борта карьеров, целики, краевые части массива) появляется возможность оценить прочностные или деформационные характеристики массива, а также нагрузки, вызывающие разрушения или деформации участка горного массива.

В работах [5, 6, 9] на основе континуальных представлений получен, проанализирован и экспериментально проверен аналитический критерий, определяющий предел упругости и предел прочности горных пород, имеющий в компонентах главных нормальных напряжений следующий вид:

$$\sigma_3 = \sigma_1 - 2C \sqrt{\left(1 + \frac{\operatorname{tg} \varphi \sigma_1}{C}\right) \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \varphi k \sigma_3}{C}\right)}, \quad (10)$$

где σ_3 , σ_1 – главные напряжения; C – сцепление; φ – угол внутреннего трения ($f = \operatorname{tg} \varphi$ – коэффициент внутреннего трения); $0 \leq k \leq 1$ – параметр, учитывающий дилатансию горных пород и определяющий при различных частных значениях предел упругости, прочности и функцию пластического потенциала.

Критерий пластичности и прочности (10) может быть также представлен следующим образом [5, 6]:

$$\operatorname{tg} \psi = \frac{2(C + \operatorname{tg} \varphi \sigma_1)}{\sigma_1 - \sigma_3} \quad \text{или} \quad \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \operatorname{ctg} \psi (C + \operatorname{tg} \varphi \sigma_1), \quad (11)$$

где ψ – угол наклона площадки среза к минимальному главному напряжению (переменная величина в зависимости от напряженного состояния, в отличие от существующих представлений).

Из критерия (11) следует, что угол наклона критических площадок сдвига ψ на пределе упругости больше, чем на пределе прочности и, как правило, оба данных значения превышают величину $\pi/4 + \varphi/2$. Угол $\psi = \pi/4 + \varphi/2$ при $k = 1$. Разность значений ψ на пределе упругости и пределе прочности для горных пород с модулем упругости (определен при одноосном испытании) $E \approx 60 \cdot 10^9$ Па и более, как правило, не превышает $\Delta\psi \approx 1^\circ$, достигая при этом для менее жестких материалов, например для цемента, величины $\Delta\psi \approx 4^\circ$ [5]. Таким образом, на пределе упругости и в процессе деформационного упрочнения зарождаются трещины микросдвигов под некоторыми углами к осям главных напряжений, т. е. на данных площадках выполняется условие предельного равновесия. В таком случае возникают два взаимно дополняющих вопроса [5]:

1. Почему при достаточно однородном напряженном состоянии в образце не происходит прорастание микросдвигов до полного среза образца при увеличивающемся девиаторе напряжений во время упрочнения?

2. Как поврежденная среда может быть прочнее менее поврежденной при меньших неупругих деформациях?

Ответа на данные вопросы на сегодняшний день наука не дает. С другой стороны, ответ на вопрос: как трещина микросдвига может оставаться в начальном

предельном уровне напряжений при растущем девиаторе главных напряжений в стадии упрочнения, очевиден – только изменяя свою ориентировку по отношению к главным осям напряжений. Таким образом, если в процессе нагружения образца ориентировка главных осей прикладываемых напряжений неизменна, а она неизменна, то объяснить живучесть образца и даже повышение его сопротивляемости на стадии упрочнения можно только разворотом под действием собственного момента (спина) его отдельных элементов (зерен в случае реальной среды, сплошных элементов в случае континуального представления). То есть имеем полную аналогию между пластическим деформированием образцов в стадии упрочнения и разрушением (разупрочнением) блочного горного массива.

Данное воззрение на механизм пластического деформирования и разрушения горных пород подтверждается исследованиями в геотектонике, сейсмологии, геофизике [10–14] и многое объясняет, например фрактальный характер поверхности трещин. Если подходить чисто с континуальной позиции, то фрактальность можно объяснить следующим образом: образованная сдвиговая площадка на любом иерархическом уровне по мере упрочнения разворачивается, при этом мы знаем, что новые площадки появляются на протяжении всей стадии упрочнения вплоть до предела прочности, слияние данных двух трещин и упругая разгрузка после окончательного среза образца приведут к излому сдвиговой поверхности.

Очевиден теперь и механизм накопления упругой энергии деформации на стадии упрочнения – энергия накапливается в отдельных изгибающихся элементах среды в окрестности сдвиговых площадок под действием собственного момента сил. Такое новое представление о механизме накопления энергии может многое объяснить в теории и практике вопросов горных ударов, в частности раскрыть их механизм и природу. Например, почему в чрезвычайно пластичных соляных породах, т. е. породах с очень маленькой фазой упругого деформирования, происходят наиболее сильные горные удары. С классических позиций объяснения этому нет. С позиции развиваемой концепции – механизма накопления энергии на стадии упрочнения – это объясняется большими значениями углов разворота элементов, т. е. аккумуляцией большого количества энергии при упрочнении.

Экспериментально подтверждено [6, 9], что в интервал значений $0 < k < 1$ попадают все без исключения горные породы и искусственные материалы в фазе пластического упрочнения – от предела упругости до предела прочности. При $k = 1$ критерий (10) описывает критерий Кулона в компонентах главных напряжений, а угол наклона критической площадки к минимальному главному напряжению составляет $\pi/4 + \varphi/2$, что полностью соответствует представлениям метода предельного напряженного состояния. При $k = 0$ уравнение (10) имеет следующий вид:

$$\sigma_3 = \sigma_1 - 2C\sqrt{1 + \frac{\operatorname{tg}\varphi \sigma_1}{C}} = \sigma_1 - 2C\operatorname{tg}\psi. \quad (12)$$

Критерий (12) для некоторых горных пород определяет предел упругости и для всех без исключения горных пород и материалов описывает нижнюю грань начала пластических деформаций и предел прочности [6, 9]. Верхняя грань для пределов упругости и прочности описывается критерием (10) при $k = 1$.

Используя критерий упругости (12), а также известные зависимости механики сплошной среды

$$\sigma_{1,3} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2};$$

$$\operatorname{tg} 2\alpha = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y},$$

где $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_{xy}$ – компоненты тензора плоского напряжения; α – угол между главными площадками и осью x , получим следующие уравнения:

$$|\tau_{xy}| = \pm C \sin 2\alpha \operatorname{tg} \psi; \quad (13)$$

$$\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} = \pm C \cos 2\alpha \operatorname{tg} \psi; \quad (14)$$

$$\frac{C}{\operatorname{tg} \varphi} (\operatorname{tg}^2 \psi - 1) - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}. \quad (15)$$

Таким образом, с учетом (13)–(15) имеем систему уравнений:

$$\begin{cases} |\tau_{xy}| = C \sin 2\alpha \operatorname{tg} \psi, \\ \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} = \pm C \cos 2\alpha \operatorname{tg} \psi, \\ \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} = C \left(\frac{\operatorname{tg}^2 \psi - 1}{\operatorname{tg} \varphi} - \operatorname{tg} \psi \right). \end{cases} \quad (16)$$

В дальнейших рассуждениях модуль и смену знаков опускаем без дополнительных оговорок. Решая систему (16) относительно компонент плоского поля напряжений, получим:

$$\begin{cases} \tau_{xy} = C \sin 2\alpha \operatorname{tg} \psi, \\ \sigma_x = C \left(\frac{\operatorname{tg}^2 \psi - 1}{\operatorname{tg} \varphi} - (1 - \cos 2\alpha) \operatorname{tg} \psi \right), \\ \sigma_y = C \left(\frac{\operatorname{tg}^2 \psi - 1}{\operatorname{tg} \varphi} - (1 + \cos 2\alpha) \operatorname{tg} \psi \right). \end{cases} \quad (17)$$

Соответственно главные напряжения

$$\begin{cases} \sigma_1 = C \frac{\operatorname{tg}^2 \psi - 1}{f}, \\ \sigma_3 = C \left(\frac{\operatorname{tg}^2 \psi - 1}{f} - 2 \operatorname{tg} \psi \right). \end{cases} \quad (18)$$

Таким образом, как следует из (12) и (18):

$$\sigma_1 - \sigma_3 = 2C \sqrt{1 + \frac{\operatorname{tg} \varphi \sigma_1}{C}} = 2C \operatorname{tg} \psi. \quad (19)$$

Уравнения (17) могут быть крайне полезны для определения компонент плоского поля напряжений по факту разрушений элементов горных разработок, например целиков. Вертикальная составляющая напряжений, как правило, определяется весом столба пород, т. е. $\sigma_y = \gamma H$, угол наклона площадки сдвига ψ в первом приближении можно принять равным $\pi/4 + \varphi/2$, либо в некоторых случаях известно направление действия главных напряжений – угол α .

Если приближенно принять $\psi = \pi/4 + \varphi/2$, то из выражения (19) следует следующая зависимость:

$$\sigma_1 - \sigma_3 \approx \sigma_{\text{сж}}. \quad (20)$$

Другим информативным показателем для обратного расчета может выступать форма поверхности разрушения. В работе [6] аналитически доказывается, что радиус кривизны поверхности сдвиговой дезинтеграции пропорционален разности главных напряжений (радиусу круга Мора) и обратно пропорционален объемной силе поля (объемному весу), которая создает данные предельные напряжения:

$$|R| = \frac{[1 + \operatorname{tg}^2 \psi]^{3/2}}{\operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg} \psi} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\gamma}. \quad (21)$$

Таким образом, кривизна поверхности дезинтеграции является индикатором вида напряженного состояния и его изменения в теле. Из выражения (21) следует, что постоянная кривизна (радиус) означает постоянную разность главных напряжений или одноосное напряженное состояние в каждой точке, что также приближенно следует из выражения (20). Для идеально связных пород и материалов поверхностью дезинтеграции является плоскость. Из зависимости (21) также следует, что чем прочнее материал, тем кривизна поверхности сдвиговой дезинтеграции меньше.

Если в первом приближении в формуле (21) принять $\psi = \pi/4 + \varphi/2$, то постоянство радиуса кривизны поверхности разрушения будет означать постоянство девиатора напряжений $\sigma_1 - \sigma_3$ вдоль поверхности скольжения или разрушения. Как известно, форма поверхности скольжения в однородных откосах, а точнее ее отдельные части достаточно близки по форме к дугам окружностей [6], что связано с экономией энергии системой и обуславливается вариационным принципом, полученным в [6]. В связи с этим можно утверждать, что поверхность скольжения

или сдвигового разрушения выбирает траекторию из условия стационарности девиатора напряжений.

С использованием (19) и (21) радиус кривизны поверхности сдвигового разрушения можно выразить зависимостью:

$$|R| = \frac{[1 + \operatorname{tg}^2 \psi]^{3/2}}{\operatorname{tg} \varphi} \frac{2C}{\gamma}. \quad (22)$$

Формула (22) может быть полезна для оценки механических характеристик пород, и прежде всего величины сцепления, по значению кривизны поверхности скольжения.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Hoek E., Carter T. & Diederichs M. Quantification of the GSI chart // Geomechanics Symposium. San Francisco, USA, 2013.
2. Guidelines for open pit slope design / Editors John Read, Peter Stacey. Balkema: CRC Press, 2009. 509 p.
3. Duncan C. Wyllie and Christopher W. Mah. Rock slope engineering: civil and mining. 2004. 431 p.
4. Deb D., Verma A. Fundamentals and applications of rock mechanics. 2016. 490 p.
5. Жабко А. В. Континуальная концепция сдвиговой дезинтеграции твердых тел // Известия УГГУ. 2019. № 3(55). С. 111–123.
6. Жабко А. В. Исследование закономерностей процесса дезинтеграции горных пород на основе теории устойчивости откосов горнотехнических сооружений: дис. ... д-ра техн. наук. Екатеринбург, 2019. 331 с.
7. Прочность и деформируемость горных пород / Ю. М. Карташов [и др.]. М.: Недра, 1979. 269 с.
8. Ким Д. Н. Исследование структурного ослабления трещиноватых пород моделированием прочностных свойств в лабораторных условиях // Труды ИГД. Вопросы исследования горного давления и движения пород. Свердловск, 1963. С. 97–106.
9. Жабко А. В. Теоретические и экспериментальные аспекты пластического деформирования и разрушения горных пород // Известия УГГУ. 2018. № 1(49). С. 68–79.
10. Макаров П. В. Самоорганизованная критичность деформационных процессов и перспективы прогноза разрушения // Физическая мезомеханика. 2010. № 13(5). С. 97–112.
11. Панин В. Е., Егорушкин В. Е. Основы физической мезомеханики пластической деформации и разрушения твердых тел как нелинейных иерархически организованных систем // Физическая мезомеханика. 2015. № 18(5). С. 100–113.
12. Викулин А. В., Махмудов Х. Ф., Иванчин А. Г., Герус А. И., Долгая А. А. О волновых и реидных свойствах земной коры // Физика твердого тела. 2016. Т. 58. Вып. 3. С. 547–557.
13. Гарагаш И. А. Уединенные тектонические волны в верхней мантии // Тектонофизика и актуальные вопросы наук о Земле: IV тектонофизическая конф. ИФЗ РАН. 2016. С. 456–460.
14. Быков В. Г. Нелинейные волны и солитоны в моделях разломно-блоковых геологических сред // Геология и геофизика. 2015. Т. 56. № 5. С. 1008–1024.

Поступила в редакцию 28 мая 2020 года

Сведения об авторах:

Жабко Андрей Викторович – доктор технических наук, доцент, заведующий кафедрой маркшейдерского дела Уральского государственного горного университета. E-mail: zhabkoav@mail.ru

DOI: 10.21440/0536-1028-2020-6-37-47

The criterion of block media strength and geomechanical back-calculation

Andrei V. Zhabko¹

¹ Ural State Mining University, Ekaterinburg, Russia.

Abstract

Relevance and problematics. The mechanism of block medium and jointed rock mass deformation and breaking differs notably from continuum mechanics ideas, making up the crucial fundamental problem of geomechanics and distinguishing it from other engineering sciences connected with the mechanics

of deformable solids. However, due to poor understanding of block media breaking mechanism, rock masses strength is overwhelmingly estimated by means of empirical dependences obtained by simulation in laboratory conditions. It is apparent that this approach does not solve the crucial fundamental problem and the accuracy of predicting mechanical characteristics of jointed rock masses may reach 100%.

Research methodology. Based on the earlier theoretical research by the methods of variational, integral, and differential calculus, a new mechanism of block mass breaking at a point was substantiated. It implies translation and rotational character of blocks displacement in a rock mass in the process of its deformation making it possible to substantiate the criterion of jointed rock masses breaking.

Research results, analysis and recommendations for use. The research was the first to obtain the block medium strength criterion. It has been shown that block mass strength is made up of the strength along the slip joint and block rotation resistance. Besides, within some range of loads, the ultimate strength of the rock mass is proportional to the tensile strength of a structure block. The work also proposes a range of analytical dependences obtained based on the solid mechanics making which make it possible to back calculate the rock mass strength based on the curvature of the shear rupture surface and assess the full tensor of the plain field of strain by the base axes orientation.

Key words: strength criterion; block medium; jointed rock mass; structural weakening ratio; cohesion; angle of internal friction; tensile strength; geomechanical back-calculation; strain tensor components; curvature of the shear rupture surface; stress deviator.

REFERENCES

1. Hoek E., Carter T. & Diederichs M. Quantification of the GSI chart. *Geomechanics Symposium*. San Francisco, USA, 2013.
2. *Guidelines for open pit slope design*. Editors John Read, Peter Stacey. Balkema: CRC Press, 2009. 509 p.
3. Duncan C. Wyllie and Christopher W. Mah. *Rock slope engineering: civil and mining*. 2004. 431 p.
4. Deb D., Verma A. *Fundamentals and applications of rock mechanics*. 2016. 490 p.
5. Zhabko A. V. Continuum theory of shear disintegration of solid bodies. *Izvestiia UGGU = News of the Ural State Mining University*. 2019; 3(55): 111–123. (In Russ.)
6. Zhabko A. V. *Studying the regularities of rock disintegration based on the theory of mine engineering structures slopes stability: DSc in Engineering diss.* Ekaterinburg; 2019. (In Russ.)
7. Kartashov Iu. M. et al. *Strength and deformability of rock*. Moscow: Nedra Publishing; 1979. (In Russ.)
8. Kim D. N. Studying the structural weakening of jointed rock by strength properties simulation in laboratory conditions. In: *Proceedings of the Institute of Mining. The problems of rock pressure and displacement study*. Sverdlovsk; 1963. p. 97–106. (In Russ.)
9. Zhabko A. V. Theoretical and experimental aspects of plastic deformation and destruction of rocks. *Izvestiia UGGU = News of the Ural State Mining University*. 2018; 1(49): 68–79. (In Russ.)
10. Makarov P. V. Self-organized criticality of deformation and prospects for fracture prediction. *Fizicheskaya mezomekhanika = Physical Mesomechanics*. 2010; 13(5): 97–112. (In Russ.)
11. Panin V. E., Egorushkin V. E. Basic physical mesomechanics of plastic deformation and fracture of solids as hierarchically organized nonlinear systems. *Fizicheskaya mezomekhanika = Physical Mesomechanics*. 2015; 18(5): 100–113. (In Russ.)
12. Vikulin A. V., Makhmudov Kh. F., Ivanchin A. G., Gerus A. I., Dolgaia A. A. On wave and rheidity properties of the Earth's crust. *Fizika tverdogo tela = Physics of the Solid State*. 2016; 58(3): 547–557. (In Russ.)
13. Garagash I. A. Isolated tectonic waves in the outer mantle. In: *Tectonophysics and up-to-date issues of geosciences: 4th tectonophysical conf. IPE RAS*. 2016. p. 456–460. (In Russ.)
14. Bykov V. G. Nonlinear waves and solitons in models of fault block geological media. *Geologiya i geofizika = Geology and Geophysics*. 2015; 56(5): 1008–1024. (In Russ.)

Received 28 May 2020

Information about authors:

Andrei V. Zhabko – DSc (Engineering), Associate professor, Head of the Mine Surveying Department, Ural State Mining University. E-mail: zhabkoav@mail.ru

Для цитирования: Жабко А. В. Критерий прочности блочных сред и обратные геомеханические расчеты // Известия вузов. Горный журнал. 2020. № 6. С. 37–47. DOI: 10.21440/0536-1028-2020-6-37-47

For citation: Zhabko A. V. The criterion of block media strength and geomechanical back-calculation. *Izvestiya vysshikh uchebnykh zavedenii. Gornyi zhurnal = News of the Higher Institutions. Mining Journal*. 2020; 6: 37–47 (In Russ.). DOI: 10.21440/0536-1028-2020-6-37-47