

# ГЕОМЕХАНИКА В ГОРНОМ ДЕЛЕ

ГЕОМЕХАНИКА В ГОРНОМ ДЕЛЕ - 2011



Екатеринбург  
2012

Российская академия наук  
Уральское отделение  
Институт горного дела

# ГЕОМЕХАНИКА В ГОРНОМ ДЕЛЕ

Доклады научно-технической конференции  
12 – 14 октября 2011 г.

Екатеринбург  
2012

УДК 622.83  
Г36

**Геомеханика в горном деле:** доклады научно-технической конференции 12–14 октября 2011 г. – Екатеринбург: ИГД УрО РАН, 2012. – 261 с.

ISBN 978 – 5 – 7691 – 2286 – 6

В докладах научно-технической конференции «Геомеханика в горном деле» проведенной в Институте горного дела УрО РАН Уральской школой геомеханики в рамках IV Уральского горно-промышленного форума, освещены результаты теоретических и экспериментальных исследований напряженного состояния верхней части литосферы в естественных условиях и в областях техногенной деятельности, истоков и механизма развития катастроф при недропользовании, методы исследований и практические примеры решения задач геомеханики.

Материалы конференции представляют интерес для широкого круга специалистов, занимающихся научными и практическими проблемами недропользования.

Ответственный редактор – доктор технических наук  
**А.Д. Сашурин**

ISBN 978 – 5 – 7691 – 2286 – 6

© ИГД УрО РАН, 2012  
© Авторы, 2012

## ПРИРОДА И ЗАКОНОМЕРНОСТИ ФОРМИРОВАНИЯ НАПРЯЖЁННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ МАССИВА ГОРНЫХ ПОРОД В ЕСТЕСТВЕННЫХ УСЛОВИЯХ

---

УДК 622.83

### БАЗОВЫЕ ПОНЯТИЯ ГЕОМЕХАНИКИ – ТРЕНИЕ И ДЕФОРМАЦИЯ

*С.Н. Тагильцев*

Научное содержание и решение прикладных вопросов геомеханики, как и других наук, определяется базовыми понятиями и законами. Трение и деформация, наряду с понятиями сила, напряжение, сцепление являются основными в законах Амонтона, Гука, Кулона, Мора и поэтому должны рассматриваться как базовые понятия. Базовые понятия имеют определённый физический смысл, который, в свою очередь, накладывает существенные ограничения на их использование в основных законах геомеханики.

Основной закон трения был открыт французским исследователем Г. Амонтоном в 1699 г. Он устанавливает линейную связь между силой трения и силой нормального давления:

$$F_{\text{тр}} = k_{\text{тр}} F_{\text{нд}}$$

где  $F_{\text{тр}}$  – сила трения;  $F_{\text{нд}}$  – сила нормального давления;  $k_{\text{тр}}$  – коэффициент трения.

Несмотря на видимую простоту, этот закон устанавливает ряд важных положений (следствий). В условиях предельного состояния сила трения равна силе тяги ( $F_{\text{тр}} = F_{\text{т}}$ ). Если сила тяги будет больше силы нормального давления, то процесс трения между телом и основанием будет переходить в состояние, близкое к полёту. Отсюда следует, что собственно процесс трения может реализоваться, только если сила трения меньше силы нормального давления. Для условия перемещения тела по горизонтальной поверхности следует понимать, что сила трения всегда меньше веса тела. Основные следствия закона трения:

- задачи трения следует решать на основе анализа сил (сил трения и сил нормального давления);
- связь сил трения и нормального давления подчиняется линейному закону;

- на площадке трения нормальное давление может быть только сжимающим;
- при реализации процесса трения сила трения всегда меньше силы нормального давления ( $F_{\text{тр}} \leq F_{\text{нд}}$ );
- коэффициент трения всегда меньше единицы ( $k_{\text{тр}} \leq 1$ ).

При графическом изображении закона трения коэффициент трения можно рассматривать как тангенс угла, который называют углом трения ( $\varphi$ ):

$$k_{\text{тр}} = \text{tg}\varphi, \quad (1)$$

$$F_{\text{тр}} = \text{tg}\varphi F_{\text{нд}}$$

Очевидно, что если  $\text{tg}\varphi < 1$ , то угол трения не может быть больше  $45^\circ$ . Таким образом, во всех явлениях, когда предполагается реализация процесса трения, в качестве важного условия следует принимать  $\varphi < 45^\circ$ .

Развитие представлений о трении связано с великим французским учёным и инженером Ш.-О. Кулоном. При решении инженерных задач и проведении многочисленных лабораторных опытов он убедился, что собственно трение не зависит от площади контакта тела и поверхности (другого тела). Сила трения определяется весом тела и коэффициентом трения. В свою очередь, площадь контакта обеспечивает силу сцепления. Сцепление наиболее отчётливо проявляется как усилие, которое требуется для начала движения. Для описания процесса трения со сцеплением понадобилось ввести понятие напряжения как отношения силы к площади контакта.

При развитии исследований, посвящённых прочности материалов, закон Кулона был использован для описания процесса разрушения. Многочисленные работы подтвердили, что в тех случаях, когда разрушение происходит по определённой поверхности (локальному шву), закон Кулона достоверно описывает процесс разрушения. При решении задач прочности закон Кулона рассматривается как критерий предельного (перед разрушением) состояния. Угол трения принято называть углом внутреннего трения.

Современная запись закона Кулона обычно выглядит следующим образом:

$$\tau_{\text{пр}} = C + \sigma_{\text{н}} \text{tg}\varphi, \quad (2)$$

где  $\tau_{\text{пр}}$  – предельное касательное напряжение;

$C$  – сцепление (сопротивление сдвигу, не зависящее от нормального напряжения);

$\sigma_n$  – нормальное напряжение на площадке сдвига;

$\varphi$  – угол внутреннего трения.

Физический смысл уравнения означает следующее. Разрушение происходит тогда, когда действующее касательное напряжение, за вычетом сопротивления трению, зависящего от нормального напряжения на площадке сдвига, становится равным  $C$  – постоянной для данной породы (материала). Уравнение теряет физический смысл при растягивающих нормальных напряжениях ( $\sigma_n$ ) на площадках разрушения, так как в этом случае неправомерно рассуждать о сопротивлении трению.

Касательное и нормальное напряжение на площадке сдвига являются результатом воздействия на тело (материал) трёх главных нормальных напряжений – максимального, промежуточного и минимального ( $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ ). При переходе от главных нормальных напряжений к касательным и нормальным на площадке разрушения (сдвига) возникают определённые расчётные сложности. Упростить процесс расчётов, повысить наглядность критерия и углубить понимание физической сущности закона Кулона удалось немецкому исследователю К.Ф. Мору, математически обосновавшему возможность рассматривать линейную зависимость Кулона как касательную линию к окружностям, построенным по значениям главных нормальных напряжений (минимального и максимального). Значения касательных и нормальных напряжений на площадке разрушения определяются по точке касания. Использование кругов Мора в качестве критерия прочности показало, что во многих случаях касательная (огibaющая кругов) построенных по предельным значениям главных напряжений существенно отличается от прямой линии. Это признание привело к использованию в качестве критерия прочности криволинейной огibaющей кругов Мора. Многие авторы стали употреблять разные названия закона Кулона – Мора (критерий Мора, закон Мора, критерий Мора – Кулона и т. п.).

Для огibaющей предельных кругов Мора нередко применяется название паспорт прочности горной породы. Он позволяет решать часть возникающих задач графическим путем, так как ряд угловых величин находится в зависимости друг от друга. Критерий Мора – Кулона называют также условием предельного состояния, потому что данная зависимость лежит в основе теории предельного равновесия горных пород; были выведены математические зависимости, определяющие связь сцепле-

ния, главных нормальных напряжений с характеристиками породы ( $R_{сж}$ ,  $\varphi$ ) при разрушающей нагрузке [4].

$$R_{сж} = 2C \operatorname{tg}(45 + \varphi/2), \quad (3)$$

$$\sigma_1 = R_{сж} + \sigma_3 \operatorname{tg}^2(45 + \varphi/2), \quad (4)$$

где  $\sigma_1$  – максимальное главное напряжение;  
 $\sigma_3$  – минимальное главное напряжение;  
 $R_{сж}$  – предел прочности на сжатие.

В связи с тем, что критерий прочности обычно рассматривается в качестве эмпирической зависимости (как криволинейная огибающая кругов Мора), при построении паспортов прочности игнорируются теоретические ограничения, которые накладываются законами Амонтона и Кулона. Следует полагать, что отказ от теоретических ограничений является главной причиной, приводящей к отклонениям от линейного закона (закона Кулона). Для построения паспорта прочности обычно используется круг растяжения ( $R_p$ ). При этом игнорируется, что линию предельного состояния нельзя вывести в зону растягивающих нормальных напряжений на площадке сдвига (выводить левее оси  $\tau$ ). Минимальное главное нормальное напряжение  $\sigma_3$  может быть растягивающим, но нормальное напряжение на площадке сдвига должно быть только сжимающим.

При обработке данных лабораторных исследований очень часто получают значения угла внутреннего трения  $50 - 60^\circ$ . При этом не учитывается, что угол трения не может превышать  $45^\circ$ . Собственно, можно понимать, что представления о реализации процесса трения подменяются использованием эмпирического коэффициента.

Необходимо отметить, что при использовании критерия Мора – Кулона игнорируется ещё одно важное теоретическое ограничение. Построение кругов Мора предполагает использование только минимального и максимального главных нормальных напряжений, т. е. должна решаться плоская задача. В строгой постановке решение плоской задачи требует, чтобы промежуточное напряжение было равно нулю ( $\sigma_2 = 0$ ). Выполнить данное требование невозможно, поэтому критерий Мора не является строгим по формальному математическому признаку. Следует полагать, что указанный недостаток является одной из причин несоответствия линейного закона Кулона и криволинейной огибающей кругов Мора. Для преодоления указанного противоречия следует учитывать особенности связи между активными напряжениями и деформациями. Эти связи устанавливаются на основании обобщённого закона Р. Гука. Для однородного изотропного мас-

сива обобщенный закон упругости (обобщенный закон Гука), в случае плоской деформации ( $\varepsilon_2 = 0$ ), имеет вид [1]:

$$\varepsilon_1 = 1/E^* (\sigma_1 - \lambda\sigma_3), \quad (5)$$

$$\varepsilon_3 = 1/E^* (\sigma_3 - \lambda\sigma_1), \quad (6)$$

$$E^* = E/(1 - \mu^2), \quad (7)$$

$$\lambda = \mu/(1 - \mu), \quad (8)$$

где  $E$  – модуль упругости;

$\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$  – относительные деформации по соответствующим осям;

$\mu$  – коэффициент Пуассона;

$\lambda$  – коэффициент бокового отпора.

Из обобщенного закона Гука следует, что деформация, происходящая по определенной оси, определяется эффективным (результующим) напряжением ( $\sigma_1^o, \sigma_3^o$ ), которое складывается из активного напряжения ( $\sigma_1, \sigma_3$ ) и реактивных напряжений ( $\lambda\sigma_1, \lambda\sigma_3$ ).

$$\sigma_1^o = \sigma_1 - \lambda\sigma_3, \quad \sigma_3^o = \sigma_3 - \lambda\sigma_1. \quad (9), (10)$$

Активное напряжение возникает из-за внешнего силового воздействия на материал, а реактивное напряжение формируется непосредственно в материале как реакция на внешние силовые воздействия. Реактивные напряжения имеют характер бокового отпора от активного напряжения и действуют в плоскости, перпендикулярной активному напряжению. Если активное напряжение сжимающее (положительное), то реактивное напряжение от него является растягивающим (отрицательным). Таким образом, эффективное напряжение определяется алгебраической суммой активных и реактивных напряжений.

Следуя представлениям о реактивных напряжениях, можно считать, что если активное (внешнее) силовое воздействие по оси отсутствует, то это не означает отсутствие по этой оси (например по оси минимальных напряжений) напряжений и деформаций. Эффективное напряжение в этом случае определяется только реактивными напряжениями и является растягивающим. Соответственно и поперечная деформация носит отрицательный (растягивающий) характер. В случае одноосного сжатия по оси максимальных сжимающих напряжений, в условиях плоской деформации, будем иметь

$$\sigma_1^o = \sigma_1, \quad \sigma_3^o = -\lambda\sigma_1. \quad (11), (12)$$

Для условий предельного равновесия получим

$$\sigma_3^0 = -\lambda R_{oc}, \quad (13)$$

т. е.  $\sigma_3^0$  является постоянной величиной. Следовательно,  $\sigma_3^0$  можно рассматривать как предел прочности на разрыв при сжатии ( $R_p$ ).

$$\sigma_3^0 = R_p, \quad R_p = -\lambda R_{oc}. \quad (14), (15)$$

Так как значение  $\sigma_3^0$  является эквивалентом поперечных растягивающих деформаций, постоянство этой величины согласуется с теорией наибольших (предельно допустимых) деформаций. Опираясь на выражения (15, 10), запишем

$$R_p = \sigma_3 - \lambda \sigma_1, \quad R_p - \sigma_3 = -\lambda \sigma_1. \quad (16), (17)$$

Физический смысл выражений (16) и (17) состоит в том, что разрушение происходит тогда, когда внутренние разрывающие напряжения ( $-\lambda \sigma_1$ ), сравниваются с суммой напряжений, препятствующих разрушению. Эта сумма складывается из напряжения, отражающего сопротивление на разрыв атомно-молекулярных связей в материале ( $R_p$ ), и напряжения внешнего (активного) бокового поджатия ( $\sigma_3$ ). Близкие представления о рассматриваемом процессе представлены в некоторых работах.

Рассмотрим зависимость (2) как касательную к кругу напряжений, образованного по величинам  $\sigma_3^0$  ( $R_p$ ) и  $R_{oc}$ , в точке, где  $\sigma_{II} = 0$  [8]. Анализ показывает, что касательная к этому кругу напряжений располагается параллельно традиционной зависимости. Если рассматривать эту касательную в качестве критерия предельного состояния, то следует учитывать, что предлагаемая зависимость будет отличаться от традиционного критерия Мора – Кулона по ряду характеристик. Новая зависимость будет огибающей для кругов напряжений, образованных по величинам  $\sigma_3'$  и  $\sigma_1$ . Для случая, когда  $\sigma_3' = 0$ ,  $\sigma_1$  удобно обозначить как  $R_c$ . Необходимо отметить, что зависимость (4) в этом случае будет иметь вид

$$\sigma_1 = R_c + \sigma_3'/\lambda. \quad (18)$$

Применение предлагаемого критерия для построения паспортов прочности по результатам лабораторных испытаний образцов горных пород показало, что в этих случаях паспорт прочности значительно лучше соответствует понятию «линейный критерий». Точ-

ки испытаний на одноосное сжатие и косою срез ложатся на прямую линию, при этом значения получаемых параметров хорошо согласуются между собой через расчётные зависимости. Конкретные значения величин (в первую очередь значения  $\varphi$ ) лучше соответствуют представлениям о свойствах определённых литологических разновидностей горных пород. Опыт использования деформационного критерия позволяет в качестве синонима использовать наименование линейный критерий предельно напряжённого состояния (ЛК ПНС).

В случае, если  $\sigma_1 = R_{oc}$ , тогда  $\sigma_3' = \sigma_3^o = R_p$ . Заменяя из этих равенств величины в зависимости (16), получим

$$R_c = 2R_{oc}. \quad (19)$$

Соответственно, опираясь на выражение (3), получим

$$C_2 = 2C_1. \quad (20)$$

Таким образом, некоторые характеристики деформационного критерия превышают характеристики традиционного критерия ровно в 2 раза.

Рассмотрим величину  $\sigma_3'$ . Решая совместно зависимости (4) и (18) с учётом (15) получим

$$\sigma_3' = \sigma_3 + R_p. \quad (21)$$

Выражение (21) показывает, что при предлагаемом способе построения критерия предельно напряжённого состояния  $\sigma_3'$  является расчётным показателем. Физический смысл этого параметра состоит в том, что  $\sigma_3'$  представляет собой алгебраическую сумму внешних и внутренних напряжений, которые препятствуют разрушению. Кроме того, в соответствии с (14)  $R_p$  является эквивалентом предельных растягивающих деформаций и выражение (21) можно рассматривать как инструмент сопоставления внешних и внутренних напряжений (деформаций) по оси минимальных напряжений. Данный параметр можно называть условным напряжением.

Рассматривая закономерности напряженно-деформированного состояния большинства скальных массивов, следует считать, что в приповерхностной части литосферы главное максимальное сжимающее напряжение  $\sigma_1$  ориентировано горизонтально, а минимальное напряжение  $\sigma_3$  в пределах определённого приповерхностного слоя имеет вертикальную ориентировку. В породном массиве действует активная вертикальная сила – вес столба горных пород ( $\gamma H$ ), кото-

рая выполняет роль активного минимального напряжения  $\sigma_3$ . Заменяя величину  $R_p$  в зависимости (21) выражением (16) будем иметь

$$\sigma_3' = 2\sigma_3 - \lambda\sigma_1. \quad (22)$$

Согласно выражению (22) расчётное вертикальное напряжение (условное минимальное главное напряжение) определяется зависимостью

$$\sigma_3' = 2\gamma H - \lambda\sigma_1, \quad (23)$$

где  $\gamma$  – удельный вес горных пород.

Подставляя уравнение (23) в выражение (18), получим

$$\sigma_1 = R_c/2 + \gamma H/\lambda, \quad (24)$$

или, с учётом (19),

$$\sigma_1 = R_{oc} + B\gamma H, \quad (25)$$

где  $B = 1/\lambda$ .

Последнее уравнение описывает зависимость  $\sigma_1$  от глубины  $H$  в условиях предельно напряженного состояния, т. е. является преобразованной формой записи линейного критерия для массивов горных пород.

Изменение главных напряжений по глубине определяется значением коэффициента  $B$  в уравнении (25). Эти значения отличаются от единицы. Значения  $B$  для пород, слагающих скальные массивы, варьируют в пределах 2,5 – 4,5. В общем случае зависимость  $\sigma_1$  от  $H$  значительно более полого ( $B > 1$ ), чем увеличение геостатических напряжений (зависимость  $\sigma_3$  от  $H$ ).

Взаимосвязь характеристик  $\varphi$ ,  $\lambda$ ,  $B$ :

$\varphi$ , град.....	20	25	30	35	40
$\lambda$ .....	0,5	0,4	0,33	0,27	0,22
$B$ .....	2,0	2,5	3,0	3,7	4,6

Среди значительного количества работ, в которых содержатся сведения о распределении напряжений в верхней части земной коры, можно выделить монографии Н.П. Влоха [3] и Н.С. Булычёва [2]. В первой обобщены данные измерений НДС в подземных рудниках Урала, во второй приведены сведения по месторождениям Кольского полуострова и Средней Азии. Если аппроксимировать

линейной зависимостью данные о напряжениях на месторождениях, расположенных в районе городов Н.Тагил и Кушва, то зависимость, подобная (27), будет иметь вид

$$\sigma_1 = 12 + 2,9\gamma H. \quad (26)$$

По месторождениям Кольского полуострова и Средней Азии, соответственно, получим

$$\sigma_1 = 27 + 3,2 \gamma H, \quad \sigma_1 = 14 + 2,2\gamma H. \quad (27), (28)$$

При пересчёте коэффициентов линейных уравнений (26 – 28) по зависимостям (3, 25) получим следующие значения параметров  $R_{oc}$ ,  $\lambda$  и  $\varphi$ :

	$R_{oc}$ , МПа	$\lambda$	$\varphi$ , град,
Кольский полуостров.....	27	0,31	32
Средняя Азия.....	14	0,45	22
Средний Урал.....	12	0,35	29

Анализируя расчётные геомеханические характеристики, можно сделать вывод, что эти параметры достаточно достоверно отражают физико-механические свойства массивов горных пород в соответствующих регионах. Результаты расчётов с использованием линейного критерия предельно напряжённого состояния в форме зависимости (25) для описания напряжённого состояния массивов горных пород в зоне хрупкой деформации верхней части земной коры хорошо соответствуют натурным. Выявленные закономерности позволяют прогнозировать распределение значений главных напряжений по глубине геологического разреза в зависимости от свойств горных пород. На основании данных изучения распределения напряжений по глубине возможно определять геомеханические характеристики конкретного массива.

Таким образом, анализ и использование основных закономерностей геомеханики с учётом базовых понятий трение и деформация позволяет уточнить и упростить решение ряда теоретических и прикладных задач. Использование деформационного критерия предельного состояния расширяет возможности описания природных геомеханических процессов в верхней части земной коры.

## Литература

1. *Баклашов И.В.* Механические процессы в породных массивах: учебник для вузов / И.В. Баклашов, Б.А. Каргозия. – М.: Недра, 1986. – 272 с.
2. *Булычев Н.С.* Механика подземных сооружений в примерах и задачах: учебное пособие для вузов / Н.С. Булычев. – М.: Недра, 1989. – 270 с.
3. *Влох Н.П.* Управление горным давлением на подземных рудниках / Н.П. Влох. – М.: Недра, 1994. – 208 с.
4. *Гудман Р.* Механика скальных пород / Р. Гудман. – М.: Стройиздат, 1987. – 232 с.
5. *Машанов А.Ж.* Основы геомеханики скально-трещиноватых пород / А.Ж. Машанов, А.А. Машанов. – Алма-Ата: Наука, 1985. – 200 с.
6. *Петухов И.М.* Геодинамика недр / И.М. Петухов, И.М. Батугина – М.: Недра, 1996. – 217 с.
7. *Тагильцев С.Н.* Основы гидрогеомеханики скальных массивов: учебное пособие / С.Н. Тагильцев. – Екатеринбург: Изд-во УГГГА, 2003. – 88 с.
8. *Тагильцев С.Н.* Деформационный критерий предельно напряженного состояния скальных массивов / С.Н. Тагильцев // Изв. вузов. Горный журнал, 2004. – № 1. – С. 3 – 8.

УДК 622.83+ 550.34

### **ПРОСТРАНСТВЕННО-ВРЕМЕННЫЕ КОЛЕБАТЕЛЬНЫЕ ОСОБЕННОСТИ СИНЕРГЕТИЧЕСКИХ СВОЙСТВ СОСТОЯНИЯ УДАРООПАСНОГО МАССИВА ГОРНЫХ ПОРОД**

*О.А. Хачай, О.Ю. Хачай, В.К. Климко, О.В. Шупеев*

Анализ обширного банка данных сейсмических записей толчков и горных ударов, зарегистрированных сейсмостанцией «Норильск» на рудниках Норильского месторождения с использованием предложенного ранее метода анализа [1], позволил обнаружить пульсирующий режим сейсмоэнерговыведения из напряженных участков рудного и породного массивов с движением фронтов индуцированной сейсмичности по типу колеблющегося маятника, выявлен диагностический признак перехода контролируемых участков породного массива в удароопасное состояние на примере рудников Талнахско-Октябрьского месторождения [2]. В развитие результата [3] были проведены исследования переходного процесса перераспределения напряженного и фазового состояний массива

---

Работа выполнена при поддержке гранта РФФИ 07-05-00149а и ИП УрО и СО РАН. «Землетрясения, горные удары, внезапные выбросы породы, угля и газа: механизмы формирования и критерии прогнозирования катастрофических событий».

между сильными техногенными воздействиями на Таштагольском подземном руднике [4]. В качестве изучаемых параметров сейсмологического мониторинга рассмотрены значения суммарной энергии, выделяемой массивом конкретного блока отработки в виде динамических явлений после каждого массового взрыва  $\lg(E_v)$ , значения поглощаемой массивом этого же блока энергии  $\lg(E_p)$  и максимального объема шахтного поля, где происходят динамические явления от данного массового взрыва  $\lg(V_{\max})$  – данные сейсмического каталога, т. е. проанализирован переходный процесс энерговыделения массивом в виде отклика на техногенное воздействие – массовый или технологический взрыв для осуществления той или иной технологической процедуры (подсечка, отрезка, компенсация, обрушение) в блоке отработки. Проведенный анализ данных сейсмологического детального шахтного каталога позволил сделать следующие выводы: при отработке конкретного блока массива весь массив шахтного поля испытывает изменение напряженно-деформированного и фазового состояний от взрыва к взрыву; количество поглощаемой и отдаваемой массивом энергии не равно друг другу и поэтому в массиве происходит накопление энергии; процесс отдачи энергии происходит с запаздыванием и сильно зависит от градиента поглощаемой энергии от массовых взрывов; в массиве возникают зоны динамического затишья, эти зоны следует отслеживать с помощью данных сейсмологического мониторинга, используя предложенные нами параметры; после выхода из минимума затишья необходимо в течение одной или двух недель до момента технологического обрушения проводить пространственно-временной активный электромагнитный или сейсмический мониторинг по выявлению зон потенциальной неустойчивости второго ранга; эти зоны могут быть после массового взрыва, приуроченного к обрушению источниками сильных динамических явлений; введение в систему отработки предлагаемого комплексного пассивного и активного геофизического мониторинга, нацеленного на изучение переходных процессов перераспределения напряженно-деформированного и фазового состояний [4 – 6] может способствовать предотвращению катастрофических динамических проявлений при отработке глубокозалегающих месторождений. Эти выводы сделаны по анализу сейсмологических данных пространственно связанного с массивом конкретного блока отработки. Однако анализ сейсмологических данных показывает, что сильные динамические явления (горные удары) могут происходить в более широкой области, нежели непосредственно блок отработки, и могут быть инициированы с запаздыванием во времени.

В работах [7, 8] впервые проанализирована сейсмологическая детальная шахтная информация с позиции синергетики и теории открытых динамических систем; использован качественный анализ фазовых траекторий [9]; показаны повторяющиеся закономерности, заключающиеся в переходах состояния массива из хаотического в упорядоченное и обратно; сформулирована новая физическая постановка задачи для моделирования применительно к массивам горных пород, находящихся под техногенным воздействием. Если в предыдущих постановках общей теории эволюции открытых динамических систем [10, 12] исследовалась задача о переходе системы от упорядоченного состояния к хаосу, то в нашем случае для нашей системы хаос заданного уровня является, с одной стороны, устойчивым состоянием системы, а с другой – этот параметр является управляющим для перехода системы в состояние с другим параметром, являющимся для нее катастрофическим. После реализации этой катастрофы система вновь создает область хаоса с параметром, близким по значению к первому. Этот процесс отличается от бифуркационного, так как в пространстве изученных нами распределений фазовых траекторий существует притягивающая точка в плоскости.

Настоящая работа посвящена дальнейшему изучению детального сейсмического каталога с целью выявления пространственно-временных колебательных особенностей синергетических свойств удароопасного массива при его отработке взрывными технологиями. Были использованы данные сейсмического каталога Таштагольского подземного рудника за три года с июня 2006 г. по июнь 2009 г. В качестве данных использованы пространственно-временные координаты всех динамических явлений – откликов массива, произошедших за этот период внутри шахтного поля, а также взрывов, произведенных для отработки массива, и значения, вычисленные по сейсмическим данным энергии, зафиксированным сейсмической станцией. В нашем анализе все шахтное поле было разделено на две половины: выработки северо-западного участка, районы стволов Западная и Ново-Капитальная. Выработки с 0 по 14-ю обозначены нами как северный участок, выработки с 15-й по 31-ю и южный вентиляционный и полевой штреки, ствол Южной шахты обозначены как южный участок. Учитывались все события-отклики с горизонтов –140, –210, –280, –350 м. Взрывы производились на юго-восточном участке отработки шахты на горизонтах +70, 0, –70 м, на остальных участках – на перечисленных выше горизонтах.

Далее каталог был разделен на две части: северную и южную по событиям-откликам и по взрывам, происходившим в северной и

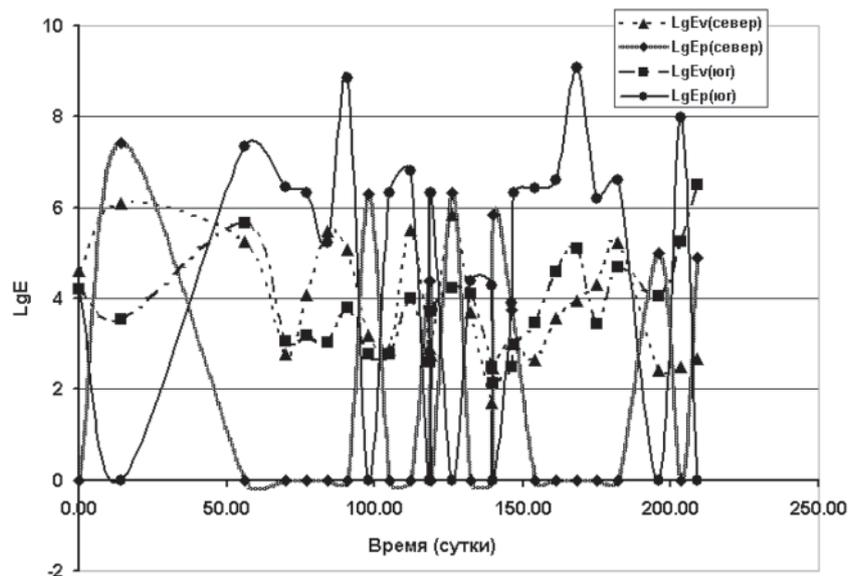


Рис. 1. Распределение поглощённой и выделенной массивом всего шахтного поля энергии за период I (03.06.2006 – 13.01.2007)

южной частях шахтного поля. Между взрывами суммировалась выделенная энергия динамических откликов массива, соответственно южной и северной частей.

На рис. 1 приведены графики распределения логарифма энергии, поглощённой и выделенной массивом за период с 03.06.2006 по 13.01.2007 (период I). Очевидна неравномерность проведения взрывов в южной и северной частях. Есть периоды частой перемежаемости взрывов, когда они происходят то в северной, то в южной части шахтного поля. Однако есть периоды, когда взрывы происходят только в северной части (первые полтора месяца рассматриваемого периода), затем – только в южной части (следующие полтора месяца). Несмотря на это, фиксируется неравномерный по времени отклик массива в виде энерговыделения во время динамических явлений. Так, наибольшее количество энергии выделилось в северной части шахтного массива между взрывами, происходившими также на севере с 18.06.2006 по 30.07.2006, и составило  $3,08 \cdot 10^6$  Дж, в южной части – за период между взрывами, происходившими на юге 17.12 – 24.12.2006 ( $1,8 \cdot 10^6$  Дж) и 24.12 – 30.12.2006 ( $3,2 \cdot 10^6$  Дж). Коэффициенты

Таблица 1

**Распределение поглощенной  $E_p$  и выделенной  $E_v$  массивом энергии за три периода северной части шахтного поля и южной части шахтного поля**

Северная часть		Южная часть		Коэффициенты корреляции		
Период I						
$E_p$ (Дж)	$E_v$ (Дж)	$E_p$ (Дж)	$E_v$ (Дж)	$R(E_p, E_v)$ (А)	$R(E_p, E_v)$ (Б)	$R(E_v, E_v)$ (А, Б)
$3,1 \cdot 10^7$	$3,1 \cdot 10^6$	$2,04 \cdot 10^9$	$4,11 \cdot 10^6$	0	0,3	0,34
Период II						
$2,98 \cdot 10^8$	$1,67 \cdot 10^7$	$3,02 \cdot 10^8$	$8,2 \cdot 10^8$	-0,03	-0,12	-0,03
Период III						
$2,91 \cdot 10^8$	$1,3 \cdot 10^6$	$5,72 \cdot 10^8$	$5,81 \cdot 10^5$	0,3	-0,005	0,21

корреляции  $R(E_p, E_v)(A)$ ,  $R(E_p, E_v)(B)$ ,  $R(E_v, E_v)(A, B)$  между распределениями энергии, поглощенной и выделенной массивом в северной и южной частях, и между энергией, выделенной северной и южной частью массива за один и тот же период времени, меньше чем 0,4 (табл. 1), что свидетельствует о более сложной, чем линейная, зависимости выделяемой массивом энергии от времени.

На рис. 2 приведены графики распределения логарифма поглощенной и выделенной энергии за 14.01.2007 – 17.05.2008 (период II). Аналогично первому периоду имеет место неравномерность проведения взрывов в южной и северной частях. Есть периоды частой перемежаемости взрывов, когда они происходят то в северной, то в южной части шахтного поля. Однако есть периоды, когда взрывы происходят только в северной части, затем – только в южной части. Но эти промежутки продолжительнее, чем за период I (см. рис. 1). При этом неравномерный по времени отклик массива в виде энерговыделения во время динамических явлений обладает большей амплитудой, чем в предыдущем периоде I.

Следует отметить, что именно самый сильный горный удар энергией  $8,15 \cdot 10^8$  Дж произошел именно в продолжительный период, когда взрывы происходили только в южной части шахты. Этому удару предшествовал более слабый удар, но также в южной части шахтного поля. Наибольшее количество энергии в северной части шахтного массива выделилось за период между взрывами, происходившими также на севере с 28.07 по 12.08.2007, и составило  $8,74 \cdot 10^6$  Дж. Коэффициенты корреляции  $R(E_p, E_v)(A)$ ,  $R(E_p, E_v)(B)$ ,  $R(E_v, E_v)(A, B)$  между распределениями энергии, поглощенной и вы-

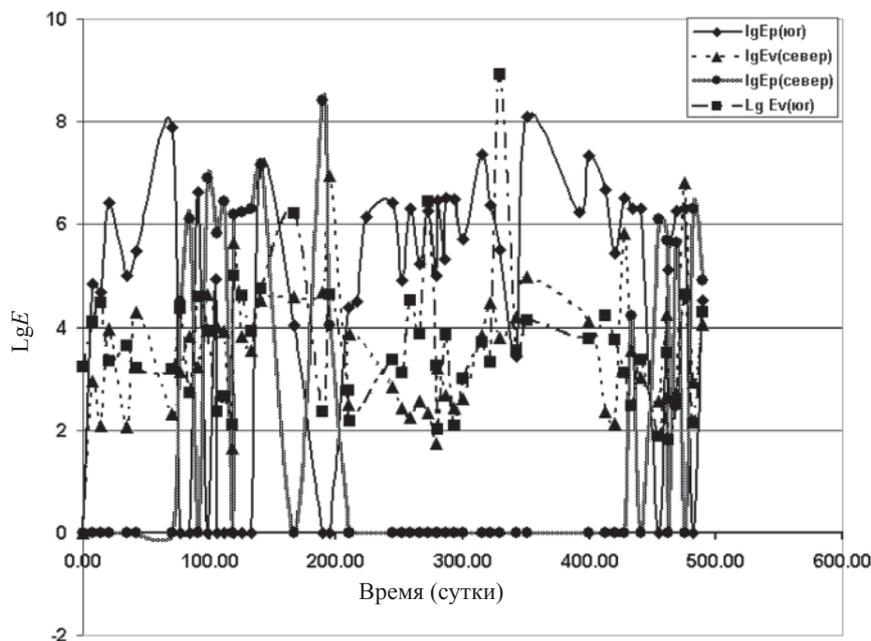


Рис. 2. Распределение поглощённой и выделенной массивом всего шахтного поля энергии за период II (13.01.2007 – 17.05.2008)

деленной, в северной и южной частях и между выделенной энергией северной и южной частью массива за один и тот же период времени меньше 0,2 (табл. 2), еще меньше, чем для первого периода, что свидетельствует о более сложной и более нелинейной зависимости выделяемой массивом энергии от времени.

На рис. 3 приведены графики распределения логарифма поглощённой и выделенной энергии за период 24.05.2008 – 26.07.2009 (период III). Аналогично первому и второму перио-

Таблица 2

**Распределение значений коэффициента корреляции за выделенные временные интервалы для периода IV**

Участок	Период 129 – 182 (сутки)	Период 203 – 259 (сутки)	Период 307 – 385 (сутки)
Северный	$R(E_p, E_v) = 0,02$		$R(E_p, E_v) = 0,52$
Южный	$R(E_p, E_v) = 0,68$	$R(E_p, E_v) = 0,24$	

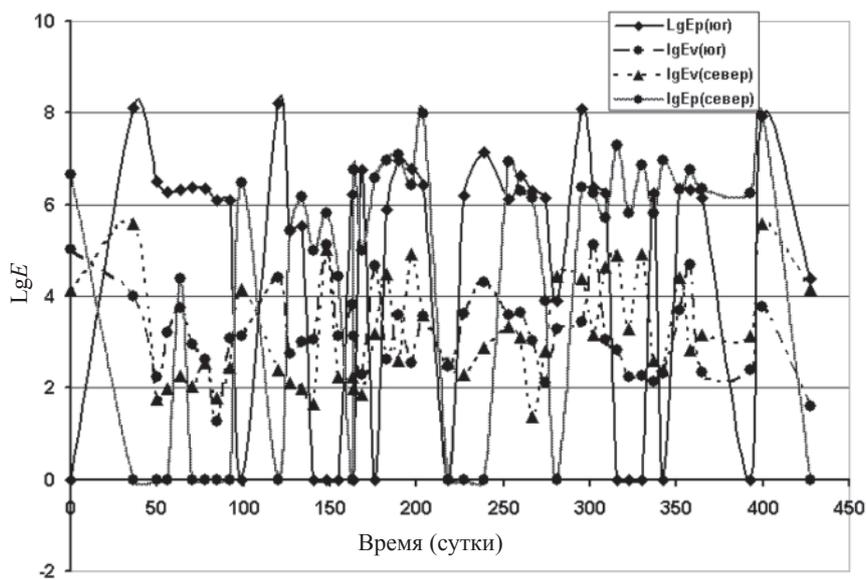


Рис. 3. Распределение поглощённой и выделенной массивом всего шахтного поля энергии за период III (24.05.2008 – 26.07.2009)

дам имеет место неравномерность проведения взрывов в южной и северной частях. Однако в отличие от предыдущих двух периодов здесь чаще перемежаемость взрывов то в северной, то в южной части шахтного поля, даже в некоторых случаях они происходят одновременно и в обеих частях. Интересно отметить, что в этот период интенсивность энергии динамических откликов не превышает  $4 \cdot 10^5$  Дж. Так, в северной части шахтного поля за периоды 28.06 – 26.07.2009 и 24.05 – 29.06.2008 дважды произошло выделение энергии во время динамических явлений, равной  $3,72 \cdot 10^5$  Дж. В южной части и на северном участке одновременно произошло выделение  $1,03 \cdot 10^5$  Дж энергии. Коэффициенты корреляции  $R(E_p, E_v)(A)$ ,  $R(E_p, E_v)(B)$ ,  $R(E_v, E_v)(A, B)$  между распределениями энергии, поглощённой и выделенной массивом,  $< 0,35$ . Как следует из результатов анализа распределения  $E_p$  и  $E_v$  (рис. 4), изменение состояния массива – уменьшение или увеличение его активизации происходит независимо от пространственного положения источника техногенного взрыва и с запаздыванием по времени. Для прогноза поведения массива необходимо математически описать эту функцию запаздывания его

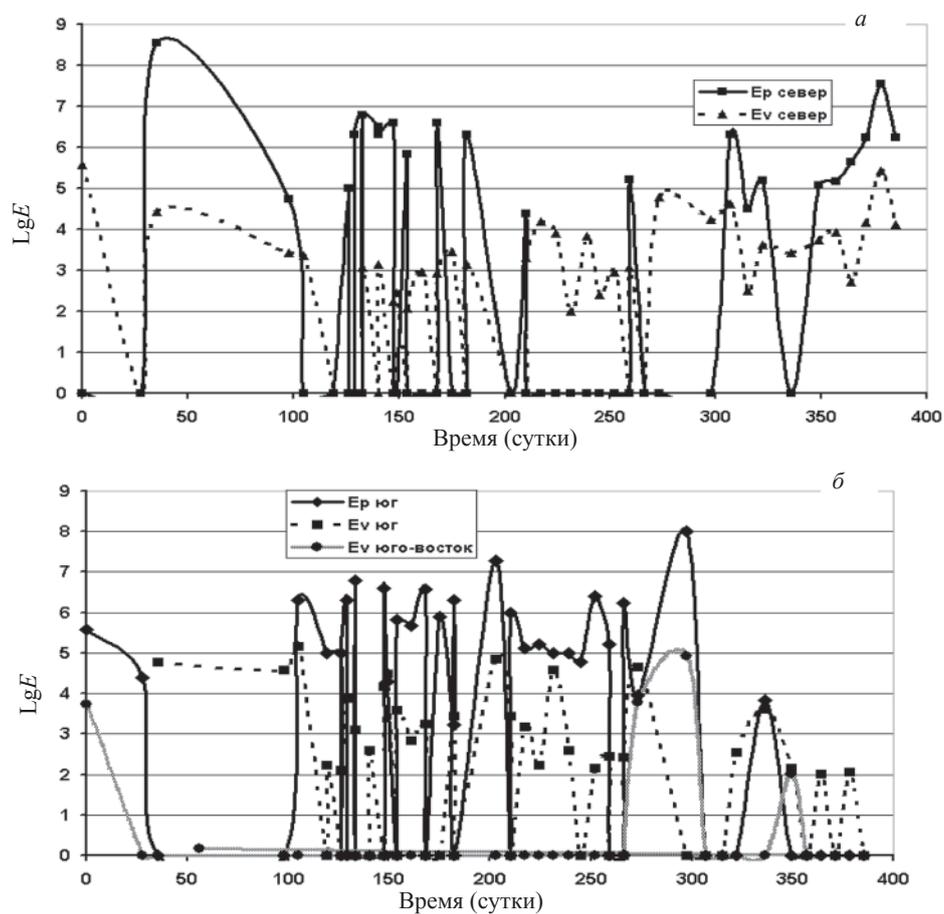


Рис. 4. Распределение поглощённой  $E_p$  и выделенной  $E_v$  массивом энергии за период IV (28.06.2009 – 18.07.2010);  
*а* – в северной части шахтного поля, *б* – в южной части шахтного поля

активизации. Потребуется комплексная информация, основанная на пассивном и активном сейсмическом и электромагнитном мониторинге. Предложен новый метод обработки сейсмологической информации в реальном масштабе времени, которую можно проводить непосредственно на руднике для оценки изменения состояния удароопасного массива при его отработке.

Закономерности, отмеченные в работе для предыдущих периодов I – III, связанные с неравномерностью распределения взрывов на севере и на юге шахтного поля, с технологией и планированием отработки шахты, сохранились и для периода IV сейсмологической информации. Однако следует отметить следующие особенности: за период, начиная со 100 суток от начала анализируемого периода и кончая 200 сутками взрывы производились как в северной части, так и в южной части шахтного поля, они были примерно одинаковой интенсивности, однако энергия отклика массива в южной части существенно больше, чем в северной. За следующие 50 суток взрывы производились в южной части, в то время энергия отклика массива как в северной части, так и в южной части примерно одинакова. За период с 300 до 400 суток отработка взрывами производилась в основном в северной части шахты, распределение энергии отклика массива северной части практически соответствует распределению энергии взрывов. Перечисленные закономерности прослеживаются и в значениях коэффициентов корреляции.

Представленные в табл. 2 результаты свидетельствуют об изменении степени нелинейности во времени состояния массива при активном на него воздействии. Описание движения в рамках модели линейной динамической системы не будет соответствовать имеющей место практической ситуации.

Фазовые диаграммы (рис. 5) отражают зависимость скорости выделения энергии массивом от неравномерности по времени оказываемого на него техногенного воздействия. Так, в течение первого периода влияние этой неравномерности проявилось для южной части 27.08.2006 и 17.09.2006, в северной части 10.09.2006, однако интенсивность динамических явлений за этот период не превышала в обеих частях  $5 \cdot 10^6$  Дж (рис. 5, а). В течение второго периода влияние неравномерности воздействия существенно увеличилось по сравнению с первым периодом особенно в северной части шахты и проявилось 13.05, 12.08 и 21.10.2007, в южной части шахты также 21.10.2007. В этот же период динамические явления в южной особенно и в северной частях шахты значительно увеличились по интенсивности (см. рис. 5, б). В течение третьего периода этот эффект практически отсутствует в северной части шахты, в южной имеет место незначительное его влияние. Интенсивность динамических явлений не превышает  $10^6$  Дж. (рис. 5, в). Фазовые диаграммы состояния за периоды на рис. 5, в, г, свидетельствуют о подобии состояния массивов южной и северной части шахтного поля за последние 2 года. Энергия откликов массива и скорость ее изменения носит идентичный характер.

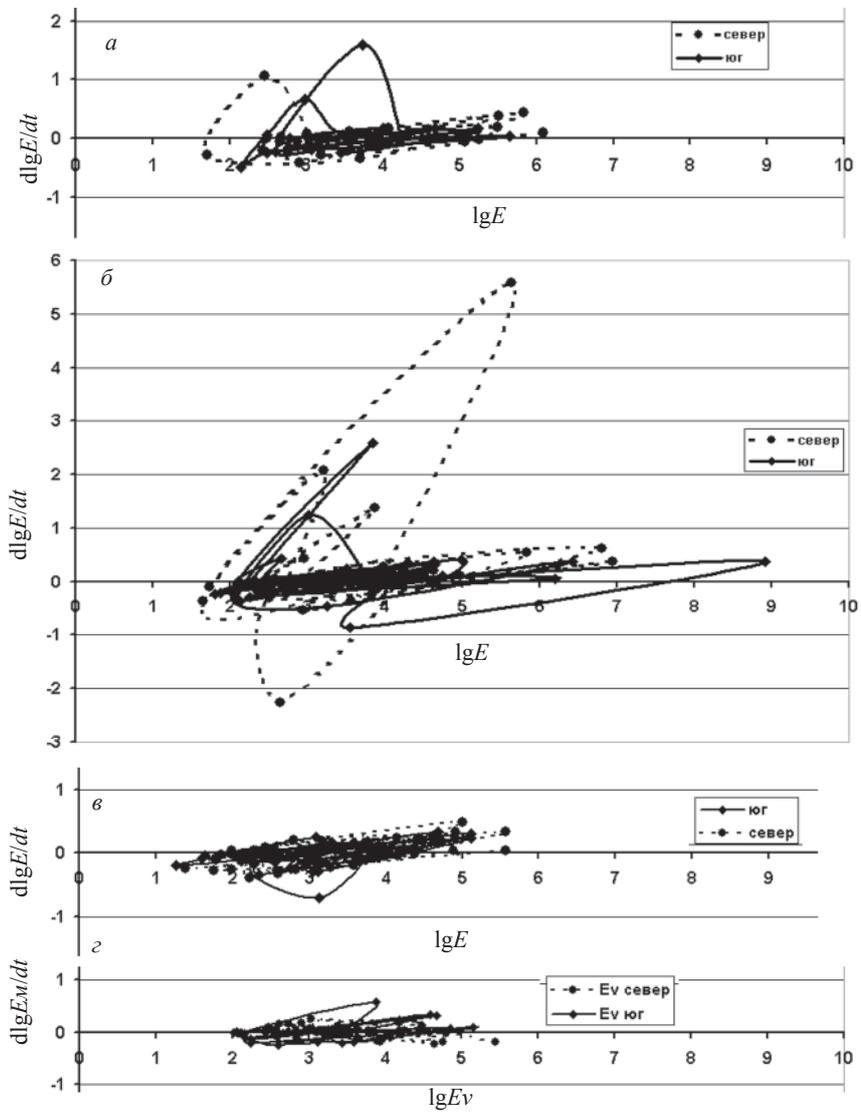


Рис. 5. Фазовые диаграммы состояния массива южной и северной части шахтного поля:  
*a* – I период, *б* – II период, *в* – III период, *г* – IV период

## Заключение

Проанализирована сейсмологическая детальная шахтная информация с целью выявления пространственно-временных колебательных особенностей свойств состояния удароопасного массива горных пород с позиции теории открытых динамических систем. Как следует из полученных результатов анализа, изменение состояния массива – уменьшение или увеличение его активизации происходит независимо от пространственного положения источника техногенного взрыва и с запаздыванием по времени. Для прогноза поведения массива необходимо математически описать эту функцию запаздывания его активизации по комплексной информации, основанной на пассивном и активном сейсмическом и электромагнитном мониторинге. Выявлено изменение степени нелинейности во времени состояния массива при активном на него воздействии. Описание движения массива в рамках модели линейной динамической системы не будет соответствовать имеющей место практической ситуации.

По данным шахтной детальной сейсмологической информации выявлены некоторые закономерности отклика массива на сильные техногенные воздействия, предварявшие один наиболее сильный горный удар на Таштагольском руднике. Представляет интерес выявить количественную зависимость активизации удароопасного массива от неравномерности техногенного воздействия в виде массовых и технологических взрывов. Предложен новый метод обработки сейсмологической информации в реальном масштабе времени, которую можно проводить непосредственно на руднике для оценки изменения состояния удароопасного массива при его отработке.

## Литература

1. Курленя М.В. Об одном методе сканирования шахтной сейсмологической информации / М.В. Курленя, В.Н. Опарин, А.А. Еременко // ДАН. – 1993. – Т. 333. – № 6.
2. Современная геодинамика массива горных пород верхней части литосферы: истоки, параметры, воздействие на объекты недропользования / В.Н. Опарин; ИГД СО РАН. – Новосибирск: Изд-во СО РАН, 2008. – 288 с.
3. Хачай О.А. Проблема изучения процесса перераспределения напряженно-го и фазового состояний массива между сильными техногенными воздействиями / О.А. Хачай // Горный информационно-аналитический бюллетень. – 2006. – № 5. – С. 109 – 115.
4. Хачай О.А. Теоретические подходы к обоснованию систем геофизического контроля состояния геологической среды при техногенном воздействии / О.А. Хачай, О.Ю. Хачай // Горный информационно-аналитический бюллетень. – 2008. – № 1. – С. 16 – 169.

5. Проблема пространственно-временного прогноза / О.А. Хачай и др. // Горный информационно-аналитический бюллетень. – 2008. – № 3. – С. 121 – 129.
6. *Hachay O.A.* Results of electromagnetic and seismic monitoring of the state of rock massive by use the approach of the open dynamical systems / О.А. Hachay, O.Yu. Khachay // MPRG 6. Thermo-hydro-mechanical coupling in stressed rock. EGU2009-137.
7. *Hachay O.A.* Synergetic events in geological medium and nonlinear features of wave propagation / О.А. Hachay // NP3.8/HS13.09 Solid Earth geocomplexity: surface processes, morphology and natural resources over wide ranges of scale. EGU2009-3684.
8. Об использовании данных детального шахтного сейсмологического каталога для построения динамической модели эволюции состояния горного массива / О.А. Хачай и др. // Уральский горнопромышленный форум. Горное дело: технологии, оборудование, спецтехника: межрегион. спец. выставка и научно-техн. конф., 3: официальный каталог: материалы конф. / ИГД УрО РАН, ВЦ КОСК России. – Екатеринбург: Изд-во АМБ, 2009. – С. 102 – 103.
9. *Чуличков А.И.* Математические модели нелинейной динамики / А.И. Чуличков. – М.: Физматлит, 2003.
10. *Малинецкий Г.Г.* Математические основы синергетики / Г.Г. Малинецкий. – М.: Изд-во ЛКИ, 2007.
11. Структуры и хаос в нелинейных средах / Т.С. Ахромеева и др. – М.: Физматлит, 2007.
12. *Hachay O.A.* Construction of dynamical Model for Evolution of Rock Massive State as a Response on a Changing of stress-deformed State / О.А. Hachay, A.Yu. Khachay // Geophysical Research abstracts: Vol. 12. EGU2010-2662.

УДК 622.023.25: 539.3

## **НЕЛИНЕЙНО УПРУГИЕ СВОЙСТВА ГОРНЫХ ПОРОД С ТРЕЩИНОВАТОЙ СТРУКТУРОЙ**

*В.И. Мирошников, А.В. Гладырь*

Упругие свойства горных пород принято считать подчиняющимися линейному закону Гука. Однако отклонения от него наблюдаются довольно часто уже на начальной стадии нагружения образцов. По данным многолетних работ ИФЗ в горных породах, за исключением особых случаев, связанных с фазовыми переходами, при повышении давления скорость продольных волн возрастает. Как видно из рисунка, приведенные кривые идентичны. Для скоростей поперечных волн зависимости аналогичные.

Форму кривых зависимостей можно считать универсальной и состоящей из двух участков: прямолинейного при больших давлениях и экспоненциального на начальном участке. Последний объясняется наличием пор или трещин в образце. В настоящей работе бу-

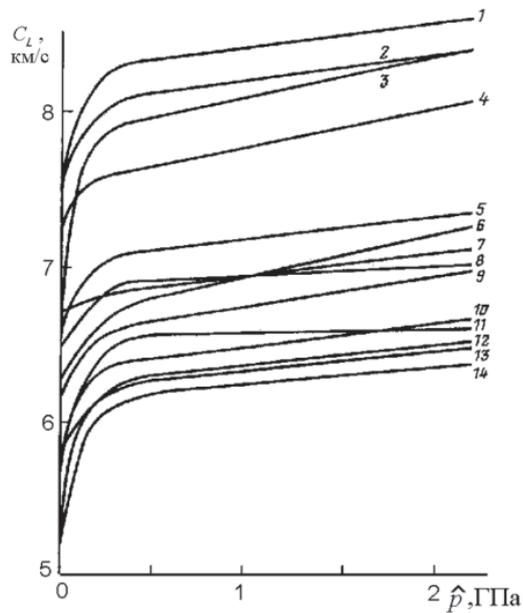


Рис. Зависимость от среднего давления скоростей продольных волн различных образцов горных пород [1]:

1 – оливинит; 2 – перидотит; 3 – эклогит; 4 – пироксенит; 5 – габбро; 6 – сланец параллельно к слоистости; 7 – диабаз; 8 – амфиболит; 9 – диорит; 10 – гранодиорит; 11 – сланец перпендикулярно к слоистости; 12 – гранитогнейс; 13 – гнейс; 14 – гранит

дем считать, что необратимые деформации отсутствуют, трещиноватая структура остается неизменной, но размер трещин зависит от напряжений. При сжатии берега трещин сходятся, пространство, занятое трещинами, уменьшается по экспоненте, и постепенно с

ростом давления трещины перестают оказывать влияние на упругие свойства. На прямолинейном участке в отсутствии трещин нелинейность проявляется менее существенно. Модули упругости, определяемые выражениями

$$G = \rho C_S^2, \quad K = \rho \left( C_L^2 - \frac{4}{3} C_S^2 \right), \quad (1)$$

в силу квадратичной зависимости от скоростей волн еще сильнее зависят от давления.

Предлагается методика определения зависимости деформаций от напряжений по данным о зависимости скоростей упругих волн от давления. Зависимость скорости продольных волн от среднего давления и аналогичное выражение для поперечных волн аппроксимируем выражениями

$$C_L(\hat{p}) = C_{L0} + B_{CL} \hat{p} - D_{CL} \exp\left(-\frac{\hat{p}}{p_{CL}}\right), \quad (2)$$

$$C_S(\hat{p}) = C_{S0} + B_{CS} \hat{p} - D_{CS} \exp\left(-\frac{\hat{p}}{p_{CS}}\right), \quad (3)$$

где  $C_S, C_{S0}, C_L, C_{L0}$  – скорости продольных и поперечных волн, текущие и при нулевом (или малом) давлении;  $\hat{p}, p_{CL}, p_{CS}$  – текущее гидростатическое давление и характерные, определяемые из рисунка  $B_{CL}, D_{CL}, B_{CS}, D_{CS}$  – эмпирические коэффициенты. Зависимости  $G(\hat{p})$  и  $K(\hat{p})$  будут иметь аналогичные формы кривых и аппроксимированы аналогичными (2) – (3) выражениями:

$$G(\hat{p}) = G_0 + B_G \hat{p} - D_G \exp\left(-\frac{\hat{p}}{p_G}\right) \dots, \quad (4)$$

$$K(\hat{p}) = K_0 + B_K \hat{p} - D_K \exp\left(-\frac{\hat{p}}{p_K}\right) \dots, \quad (5)$$

где эмпирические параметры  $B_G, D_G, B_K, D_K$  определяются аналогичным образом.

Перейдя от модулей упругости к коэффициентам сжимаемости и проинтегрировав  $\partial \varepsilon_V = \kappa(\hat{p}) \partial \hat{p}$ , получаем объемную деформацию в зависимости от давления:

$$\varepsilon_V(\hat{p}) = -\kappa_0 \left( \hat{p} - b \kappa_0 \frac{\hat{p}^2}{2} \right) + \left( d \kappa_0 p_K \exp\left(-\frac{\hat{p}}{p_K}\right) \right). \quad (6)$$

Здесь  $d \kappa_0 p_K = \zeta_{r0} = V_\zeta / V_0$  – деформация, определяемая пористостью, – отношение объема пор к объему субстанции.

Следующий шаг – переход к тензорным параметрам напряжений и деформаций. Предлагаются гипотезы о замене шарового тензора на симметрический и о равенстве сопротивления сжимаемости и сдвига в слагаемом, описывающем влияние трещиноватости на деформируемость. В ненагруженном состоянии (при  $\hat{p} = 0$ ) трещиноватая пористость определяется симметрическим тензором хрупко трещиноватой деформации  $\zeta_0$  [2], который в общем случае не является шаровым, т. е. имеет различные главные компоненты. Поэтому коэффициент сжимаемости становится тензорной величиной

$$\overset{\circ}{\kappa}(\hat{p}) = \kappa_0 (1 - b \kappa_0 \hat{p}) \overset{\circ}{I} + \left( \exp\left(-\frac{\hat{p}}{p_K}\right) \right) \frac{\overset{\circ}{\zeta}_0}{p_K}. \quad (7)$$

Следующим шагом развития модели деформирования трещиноватых анизотропных сред будет преобразование формул для неша-

рового тензора напряжений. При малых девиаторах напряжений  $\overset{\circ}{\tau}$ , пока деформации можно считать упругими, они определяются выражением

$$\overset{\circ}{\varepsilon}(\overset{\circ}{p}) = -\frac{1}{3} \text{ко} \left( \overset{\circ}{\hat{p}} - b \text{ко} \frac{\overset{\circ}{p}^2}{2} \right) \overset{\circ}{\mathbb{I}} - \frac{1}{2G(\overset{\circ}{p})} \overset{\circ}{\tau} + \zeta \overset{\circ}{\sigma} \cdot \exp \left( -\frac{\overset{\circ}{p}}{p_K} \right). \quad (8)$$

Здесь мы посчитали, что сопротивление сжимаемости и сдвига в трещиноватом слагаемом одинаковы.

#### Литература

1. Физические свойства минералов и горных пород при высоких термодинамических параметрах: справочник / Е.И. Баюк и др.; под ред. М.П. Воларовича. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Недра, 1988. – 253 с.
2. *Мирошников В.И.* О разложении тензора деформации горных пород на упругие, вязко-пластические и хрупко-трещиноватые составляющие / В.И. Мирошников // Горный информационно-аналитический бюллетень. – 2007. – ОВ № 9.

УДК 622.83 + 551.24

### ГЕОМЕХАНИЧЕСКАЯ РОЛЬ ТЕКТОНИЧЕСКИХ РАЗЛОМОВ И ЗАКОНОМЕРНОСТИ ИХ ПРОСТРАНСТВЕННОГО РАСПОЛОЖЕНИЯ

*С.Н. Тагильцев, А.Е. Лукьянов*

Тектонические разломы представляют собой зоны нарушения сплошности породного массива. Картирование и изучение тектонических разломов выполняют в пределах складчатых областей, либо при изучении фундаментов тектонических платформ и плит. Наряду с горно-складчатыми регионами, тектонические разломы могут проследиваться в осадочном чехле платформ и оказывать заметное влияние на свойства покровных отложений.

В современной геотектонике под разломами в основном понимают крупные разрывные структуры, которые определяют региональные закономерности развития участков земной коры и длительные исторические этапы ее становления. В поисковой геологии тектонические разломы рассматриваются в качестве рудоконтролиру-

ющих структур, формирование которых происходило в отдалённые геологические эпохи. Различные исследования показывают, что тектонические разломы имеют широкую иерархию, начиная от региональных нарушений протяженностью десятки и сотни километров и заканчивая локальными структурами протяженностью в сотни или десятки метров. Возраст тектонических разломов может быть различным. Существует мнение, что возраст разлома должен определяться не временем его заложения, а степенью современной активизации и подвижности.

В процессе освоения человеком геологической среды, локальные тектонические структуры приобретают все более высокую значимость. Линейные зоны тектонических нарушений, как правило, выражаются в виде участков повышенной трещиноватости и дробленности пород. Как следствие, они играют ключевую роль в формировании инженерно-геологических и гидрогеологических свойств скальных массивов. При строительстве зданий и сооружений и при решении гидрогеологических задач особого внимания требуют не региональные тектонические структуры, а локальные разломы, размеры которых сопоставимы с размерами инженерных объектов.

Линейные зоны дробления определяют устойчивость скальных массивов при заложении строительных котлованов, откосов и горных выработок. Присутствие подземных вод в скальных породах определяется наличием открытых проницаемых трещин. Поиск и изучение тектонических разломов нередко становится основной задачей при выполнении многих видов гидрогеологических исследований.

При изучении тектонических нарушений недопустимо применять упрощённый подход, заключающийся в их простом выделении, описании и учёте. Для успешного решения практических задач необходимо правильное понимание природы тектонических разломов как самостоятельного геологического явления. Как следствие, ключевыми вопросами при изучении тектонических нарушений являются: современное напряженное состояние земной коры, существование скальных массивов в состоянии предельного равновесия и, наконец, собственная роль тектонических разломов как регуляторов геомеханических процессов.

В соответствии с представлениями геомеханики, напряженное состояние земной коры является нормальным условием ее существования. Наличие значительных тектонических напряжений в верхней части земной коры установлено многими независимыми исследователями, в том числе при изучении напряженного состо-

яния горных массивов в подземных выработках [1, 4, 5, 7, 8]. Как правило, в приповерхностной части основная роль принадлежит горизонтальным тектоническим напряжениям, существенно превышающим вертикальные геостатические напряжения от веса горных пород. Напряжения, превышающие напряжения от веса горных пород, могут называться тектоническими, геодинамическими или избыточными. Природа напряженного состояния земной коры на сегодня не имеет однозначного объяснения. Ряд специалистов связывает наличие избыточных напряжений с процессами конвективного массопереноса в верхнем слое мантии, вследствие чего происходит горизонтальное движение (фактически – плавание) тектонических плит и их столкновение друг с другом. Часть исследователей связывает наличие избыточных напряжений с влиянием лунных и солнечных циклов. В этом случае природа напряженного состояния имеет сходство с приливно-отливными циклами мирового океана. Отдельного внимания заслуживает мнение о существовании земной коры как прочной оболочки, воспринимающей напряжения от собственного веса, в результате чего в ней формируются горизонтальные тектонические напряжения по аналогии с реакцией бокового отпора, возникающей в арочном своде.

В принципе ни одна из перечисленных гипотез не может полностью исключить две другие. Не вдаваясь в анализ указанных представлений, отметим одно ключевое обстоятельство: во всех трех случаях главным первоисточником тектонических напряжений является гравитация. Напряжённое состояние земной коры предопределяет существование породных массивов в условиях постоянного сжатия. Данное условие вполне логично, поскольку сама природа гравитационных сил является сжимающей. Под действием глобальных тектонических напряжений породные массивы испытывают деформации. Тектонические разломы и трещины являются результатом таких деформаций. Тектонические разломы рассматриваются как структуры разрушения скальных массивов, формирующиеся при условиях, когда действующие напряжения превышают прочностные свойства скальных пород. Массовые трещины рассматриваются как структуры предразрушения, отражающие реакцию горных пород на воздействие напряжений ниже предельных, но близких к ним [7].

Деформация скальных массивов представляет собой нормальный процесс высвобождения материала из-под напряжений. Избыточные напряжения сбрасываются в результате деформаций путем образования трещин, заложения разломов или смещения по ним. Глобальная природа избыточных напряжений, наведенных силами

гравитации, предопределяет бесконечность этого процесса. Тектонические напряжения в скальных массивах постоянно разгружаются путем деформации, но при этом никогда не могут быть исчерпаны до конца. Отсюда вытекает важное условие существования породных массивов в состоянии предельного равновесия. Практически в каждом скальном массиве постоянно поддерживается определенный уровень напряжений, который диктуется его прочностными характеристиками. В прочных массивах этот уровень может быть выше, чем в массивах, сложенных малопрочными горными породами. Как только напряженное состояние превышает прочностные характеристики породного массива, оно сразу же реализуется в виде деформаций. Накопление значительных тектонических напряжений происходит в тех участках земной коры, где, по каким-либо причинам, невозможен их постепенный сброс путем микросмещений по существующей сети тектонических нарушений. В этом случае тектонические напряжения достигают высоких значений, что существенно повышает риск резкого высвобождения энергии в виде землетрясений. С этих позиций сейсмическая опасность определяется не столько свойствами некоторого участка земной коры обладать высокими напряжениями, сколько отсутствием на данном участке деформационных структур, способных вовремя сбрасывать эти напряжения.

Таким образом, тектонические разломы являются природными регуляторами напряжённого состояния земной коры, обеспечивающими деформацию скальных массивов и сброс избыточных тектонических напряжений. Понимание такой геомеханической роли тектонических разломов является ключом к изучению закономерностей их пространственного расположения.

Напряжённое состояние породного массива может быть описано через ориентировку трех векторов главных нормальных напряжений. В геомеханике три ортогональных вектора отражают ориентировку осей максимального ( $\sigma_1$ ), промежуточного ( $\sigma_2$ ) и минимального ( $\sigma_3$ ) главных нормальных напряжений. Принимается условие  $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ . При описании современного напряженного состояния земной коры многие исследователи допускают вольную ориентировку трех векторов главных нормальных напряжений в пространстве. Допускается, что вектора могут располагаться под некоторым существенным углом к горизонтальной плоскости и к вертикали. Такие представления в большинстве случаев являются неверными. Дело в том, что один из трех векторов главных нормальных напряжений всегда должен совпадать с вектором силы тяжести как основной действующей силы в земной коре. Это предопределяет, в

большинстве случаев, практически строго горизонтальную ориентировку двух других векторов.

Механизм формирования и активизации тектонических разломов под воздействием современных геодинамических напряжений в условиях предельно напряжённого состояния земной коры рассматривается в различных научных направлениях [2, 5, 7, 8]. В зависимости от целей и практических задач исследования представления и основные понятия несколько меняются. В соответствии с основными представлениями, изложенными в работе [7], тектонический разлом может рассматриваться как укрупненная трещина скола. Натурные испытания на образцах показывают, что при сжатии под прессом трещина скола формируется под определенным углом ( $\alpha$ ) к направлению главного силового воздействия. Строго говоря, плоскость скола располагается под углом  $\alpha$  к оси максимального главного напряжения  $\sigma_1$ , под углом  $(90^\circ - \alpha)$  к оси минимального главного напряжения  $\sigma_3$  и параллельно оси промежуточного главного напряжения  $\sigma_2$  (рис. 1).

Таким образом, ориентировка трех осей главных нормальных напряжений предопределяет положение в пространстве плоскости скола. Соответственно, современное напряженное состояние скальных массивов контролирует пространственную ориентировку трещин и тектонических разломов.

Характерные значения угла скола, получаемые при испытаниях образцов скальных пород на одноосное сжатие, укладываются в диапазон  $\alpha = 25 \div 35^\circ$ . Испытания образцов под прессом характеризуют условия хрупкого разрушения. Следует отметить, что массивы скальных пород в естественных условиях склонны к проявлению элементов пластических деформаций. Проявление элементов пластических деформаций в массивах скальных пород объясняется следующими причинами:

- длительным периодом силового воздействия на породный массив, способствующим возникновению вялотекущих деформаций;

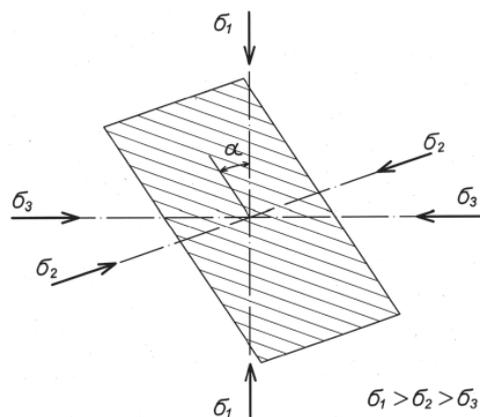


Рис. 1. Положение плоскости скола относительно осей главных нормальных напряжений

– анизотропией прочностных свойств, связанных с фациальной и петрографической изменчивостью, что предопределяет неравномерную деформацию массива;

– собственной историей формирования скального массива, определяющей наличие ранее образованных тектонических разломов и массовых трещин, способствующих плавной релаксации напряжений;

– изменением температуры и давления с глубиной, что влечет за собой изменение механических свойств горных пород в сторону повышения пластичности.

Соответственно, углы скола в породных массивах имеют более широкий диапазон значений в зависимости от соотношения хрупких и пластичных деформаций. Для хрупких тектонических нарушений сохраняется значение угла скола, отражающее условия разрушения в образце ( $\alpha = 25 \div 35^\circ$ ). Как правило, хрупкие тектонические разломы по своим параметрам близки к единичной трещине скола. Они представляют собой локальные структуры мощностью не более нескольких метров и протяженностью десятки метров. Если при заложении тектонического разлома или смещения по нему проявляется некоторая доля пластических деформаций, значения угла скола возрастают до  $\alpha = 35 \div 45^\circ$ . Такие разломы называют пластично-хрупкими. Тектонические нарушения имеют мощность порядка первых десятков метров и протяженность первые сотни метров. Если при смещении вдоль разлома пластические деформации преобладают над хрупкими, то значения угла скола возрастают до  $\alpha = 45 \div 55^\circ$  и выше. Хрупко-пластичные разломы, как правило, представляют собой крупные тектонические нарушения с мощностью тектонического шва около 100 м и протяженностью до нескольких километров. Пластичные деформации в чистом виде характеризуются относительно большим углом пластического скольжения ( $\alpha = 60 \div 70^\circ$ ). Реализация таких деформаций возможна по тектоническим разломам, заложение которых происходило в предшествующие геологические эпохи. В современном поле напряжений они располагаются под углом, близким к  $90^\circ$  относительно оси максимального главного напряжения  $\sigma_1$ , что предопределяет их существование в состоянии стагнации либо протекание пластических деформаций с перетирированием раздробленного материала в плоскости шва до состояния глины [7].

Одним из важнейших условий формирования тектонических нарушений является геодинамическая этажность земной коры, которая определяет изменение ориентировки осей главных напряжений с глубиной, что служит основным фактором образования тектони-

ческих разломов с различной кинематикой. Как было сказано, горизонтальные геодинамические напряжения преобладают над вертикальными геостатическими напряжениями от веса горных пород. Однако это условие соблюдается только в самой верхней части земной коры. Оси максимального и промежуточного главных нормальных напряжений ( $\sigma_1$  и  $\sigma_2$ ) здесь располагаются горизонтально. Ось минимального главного нормального напряжения ( $\sigma_3$ ) совпадает с вектором силы тяжести и имеет строго вертикальную ориентировку. Такая расстановка сил характеризует условия верхнего геодинамического этажа, в пределах которого формируются тектонические нарушения с надвиговой кинематикой смещения (рис. 2).

Поскольку напряжения от веса горных пород возрастают с глубиной, в определенной точке (по глубине) значение вертикальных геостатических напряжений становится больше значения геодинамических напряжений по одной из горизонтальных осей. При этом геомеханическая роль вертикальных напряжений меняется: они приобретают роль промежуточного главного напряжения ( $\sigma_2$ ), в то время как два горизонтальных вектора отражают ориентировку осей максимального ( $\sigma_1$ ) и минимального ( $\sigma_3$ ) главных нормальных напряжений. Такая расстановка сил характеризует условия промежуточного геодинамического этажа, в пределах которого формируются тектонические разломы субвертикальной ориентировки со сдвиговой кинематикой смещения. Различают правые сдвиги, когда смещение вдоль тектонического шва происходит по часовой стрелке, и левые сдвиги, когда смещение вдоль тектонического шва происходит против часовой стрелки (см. рис. 2). Поскольку возрастание напряжения от веса горных пород с глубиной продолжается, на определенной глубине вертикальные геостатические напряжения превышают геодинамические напряжения по обоим горизонтальным осям, а роль максимального главного напряжения переходит к вертикальному вектору. В свою очередь, два горизонтальных вектора отражают положение осей промежуточного и минимального главных напряжений. Такая расстановка сил характеризует условия нижнего геодинамического этажа, в пределах которого формируются тектонические разломы сбросовой кинематики (см. рис. 2) [7].

Таким образом, закономерное изменение напряженного состояния с глубиной приводит к формированию определенного «набора» тектонических нарушений в скальном массиве. В приповерхностном слое земной коры образуются надвиги, смещение вдоль которых ориентировано в сторону земной поверхности, являющейся границей нулевых напряжений, или границей разгрузки. Ниже происходит заложение сдвигов, определяющих смещения пород-

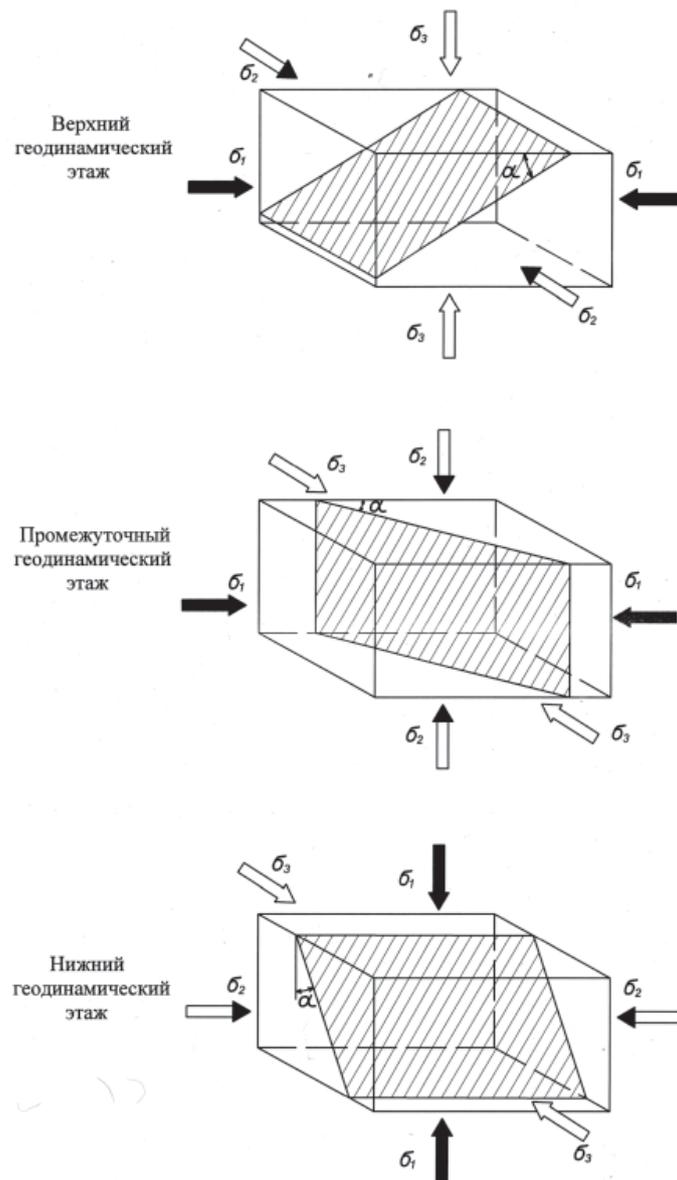


Рис. 2. Геодинамическая этажность земной коры. Механизм формирования тектонических нарушений

ных блоков по горизонтали. В нижнем геодинамическом этапе происходит заложение сбросов, по которым происходят субвертикальные перемещения породных блоков. Несмотря на различную глубину заложения тектонических нарушений, разломы нижних этажей «прорезают» верхние этажи и обычно проявляются на земной поверхности. Это явление связано с определённой силовой иерархией геодинамических этажей [7].

Взаимное расположение тектонических разломов в пространстве можно наглядно показать при помощи розы-диаграммы. Как правило, для её построения используются данные геологического и гидрогеологического картирования. Методика построения заключается в суммировании относительных длин тектонических нарушений в пределах выбранных диапазонов азимутов простираения. В результате, группы разломов преобладающей ориентировки формируют на диаграмме выраженные пики. На рис. 3 показан при-

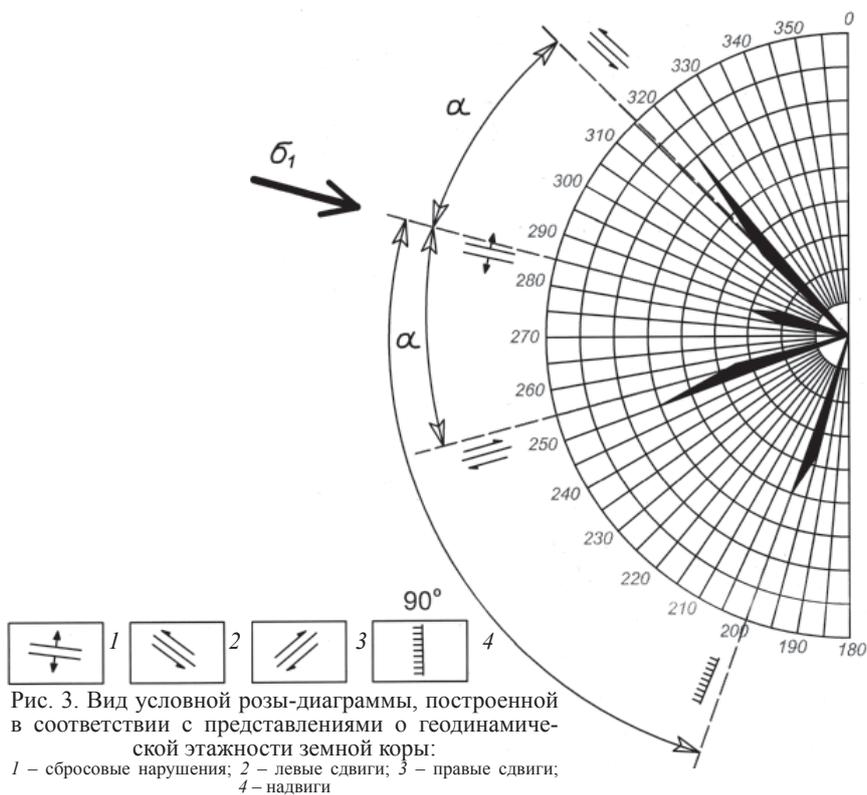


Рис. 3. Вид условной розы-диаграммы, построенной в соответствии с представлениями о геодинамической этапности земной коры:  
 1 – сбросовые нарушения; 2 – левые сдвиги; 3 – правые сдвиги;  
 4 – надвиги

мер условной розы-диаграммы, на которой отражены пики, соответствующие простиранию надвигов, сдвигов и сбросов, сформированных при определённой ориентировке оси максимального главного нормального напряжения. В этом случае простирание сбросовых структур нижнего геодинамического этажа совпадает с ориентировкой оси максимального главного нормального напряжения  $\sigma_1$ . На диаграмме сбросы выражаются в виде соответствующего пика. Пик диаграммы, отражающий положение в пространстве надвиговых структур, располагается под прямым углом к оси  $\sigma_1$  и к пику сбросовых нарушений. Два пика сдвиговых структур закономерно располагаются справа и слева от пика сбросовых нарушений и отстоят на угол скола ( $\alpha$ ) от оси  $\sigma_1$ .

Анализ пространственной ориентировки тектонических нарушений выполнялся в рамках решения практических задач гидрогеологии, инженерной геологии и геомеханики на рудных месторождениях, месторождениях пресных подземных вод и на территории городов Северного, Среднего и Южного Урала [2, 3, 6]. Был выявлен ряд важных закономерностей. Установлено, что роза-диаграмма, обобщающая совокупность фактических данных, имеет более сложную форму по сравнению с теоретическими построениями.

На обобщающей диаграмме пространственной ориентировки тектонических нарушений Уральского региона проявляются те же самые пики, соответствующие простиранию надвиговых, сдвиговых и сбросовых тектонических нарушений, эти пики как бы раздваиваются. Имеется два пика, соответствующих простиранию сбросов; два пика, отражающих простирание надвигов; четыре пика, соответствующих азимутам простирания сдвиговых нарушений (рис. 4). Следует полагать, что такая геодинамическая структура обусловлена закономерными природными вариациями предельно напряжённого состояния скальных массивов. Так, два выраженных пика сбросовых нарушений свидетельствуют о возможном попеременном воздействии главного максимального напряжения  $\sigma_1$  по двум смежным направлениям. Показательно, что эти направления отстоят друг от друга на угол, близкий к характерной величине хрупкого скола  $\alpha = 25 \div 35^\circ$ .

Концентрация тектонических напряжений происходит при отсутствии возможности их разгрузки путем деформации. При деформации массива под действием максимального главного напряжения по одному направлению, может быть исчерпана возможность разгрузки напряжений путем смещения по существующим тектоническим швам. В этом случае возникает альтернативный вариант, когда вектор максимального главного нормального напряжения переключо-

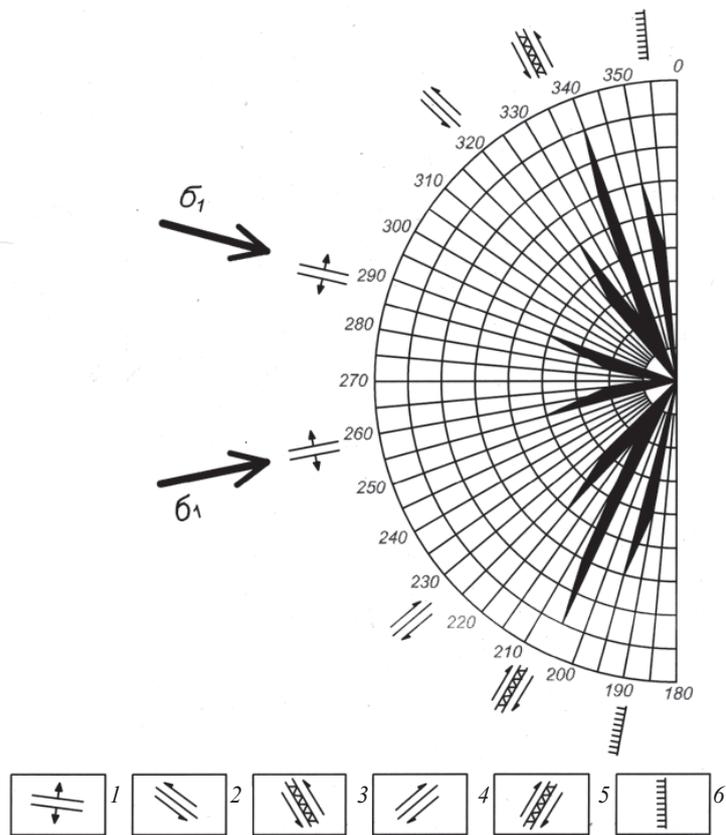


Рис. 4. Вид розы-диаграммы, обобщающей результаты фактических данных по Уральскому региону:

1 – сбросы; 2 – левые хрупкие и пластично-хрупкие сдвиги; 3 – левые хрупко-пластичные сдвиги; 4 – правые хрупкие и пластично-хрупкие сдвиги; 5 – правые хрупко-пластичные сдвиги; 6 – надвиги

чается на угол  $25 - 35^\circ$ . Сброс избыточных напряжений происходит по сети тектонических нарушений, сформированных по смежному направлению воздействия максимального напряжения, имеющего тот же набор деформационных структур.

Двойной набор тектонических структур создает возможность разнонаправленного смещения по одним и тем же тектоническим швам, позволяя максимально эффективно использовать существующую сеть разломов для релаксации избыточных напряжений. Например, при переключении силового воздействия на направление

260° (см. рис. 4) реализуются сбросовые деформации по разломам с азимутами простирания 260° и надвиговые смещения по разломам с азимутами простирания 350°. При этом сбросы, заложенные под действием максимального напряжения по «старому» направлению 285°, оказываются расположенными под углом 25 – 30° к новому положению оси максимального главного напряжения. В результате, по ним начинают происходить сдвиговые деформации.

Достаточно интересным образом меняется характер деформации сдвиговых разломов. Так, угол между осью максимального напряжения и пластично-хрупкими левыми сдвигами с азимутами 320° увеличивается с 35 до 60°. Это приводит к увеличению доли пластических деформаций в плоскости тектонического шва. Угол между левыми хрупко-пластичными сдвигами с азимутами 340° возрастает до 80°. В результате по ним могут начаться надвиговые (взбросовые) смещения. Величина угла между осью максимального главного напряжения и правыми пластично-хрупкими сдвигами с азимутами простирания около 230°, наоборот, уменьшается. Как следствие, увеличивается доля хрупких деформаций в зоне разлома. То же самое происходит и с правыми хрупко-пластичными сдвигами с азимутами 205°. Сдвиговую кинематику могут приобрести надвиги с простиранием 195°.

Таким образом, перемена направления воздействия максимального главного нормального напряжения на угол  $\alpha = 25 \div 35^\circ$  очень существенным образом меняет картину деформации скального массива. Изменяется кинематика смещения вдоль плоскостей заложения тектонических разломов. Уменьшается или увеличивается доля хрупких и пластических деформаций в зоне тектонического шва. Обеспечивается более эффективная релаксация избыточных напряжений путем разнонаправленных смещений вдоль существующей сети тектонических нарушений.

Двойной набор тектонических структур, выступающих в роли подвижных шарниров, увеличивает количество степеней свободы при деформации скального массива. Закономерное пространственное расположение тектонических разломов в породном массиве является его ответной реакцией на постоянное воздействие избыточных напряжений. В некотором смысле заложение закономерной сети тектонических разломов является элементом самоорганизации скального массива под воздействием внешних геодинамических сил.

Представления об упорядоченном движении по разломам, решающей роли пространственной ориентировки осей главных нормальных напряжений и возможности выполнения геомеханического ана-

лиза тектонических нарушений неоднократно высказывались разными авторами [8]. Однако сложные разнонаправленные смещения по разломам и результаты прямых наблюдений за напряженным состоянием, показавшие различную ориентировку осей главных напряжений для разных районов Урала, очень часто не позволяли сложить все имеющиеся данные в единую картину. На определенном этапе исследований среди ряда специалистов закрепилось мнение, что, в целом, современные смещения по разломам зависят от напряженного состояния земной коры, но само поле напряжений весьма неоднородно. Вектор максимального главного напряжения может существенно менять ориентировку в зависимости от местоположения изучаемой площади, а деформация породных массивов носит непредсказуемый хаотичный характер.

Результаты геомеханического анализа современной геодинамической структуры скальных массивов Уральского региона показывают, что активные тектонические разломы, как правило, имеют определенную ориентировку в современном поле напряжений. Приведенная роза-диаграмма (см. рис. 4) с некоторыми, не очень значительными, вариациями повторяется при изучении большинства объектов.

Современное поле напряжений действительно может испытывать вариации, выражающиеся в смене основного направления силового воздействия. Максимальное главное напряжение может переключаться на смежное направление воздействия, отстоящее на угол  $25 - 35^\circ$ . Существование двух направлений силового воздействия четко проявляется в пространственной ориентировке тектонических разломов.

Таким образом, результаты геомеханического анализа показывают, что деформация скальных массивов и разнонаправленные смещения вдоль тектонических разломов не являются хаотическими. Предельно напряжённое состояние скальных массивов испытывает определенные вариации, но эти вариации имеют регулярный характер. Выявленные закономерности являются общими для всего Уральского региона. При выполнении геомеханического анализа по объектам, расположенным в других регионах России, обычно выявляются аналогичные закономерности. Не исключено, что выявленные закономерности пространственной ориентировки тектонических разломов являются общим условием существования скальных массивов в состоянии предельного равновесия и с некоторыми вариациями выполняются для любого участка земной коры.

Изучение пространственной ориентировки и геомеханической роли тектонических разломов имеет важное практическое значение. Геомеханические свойства тектонических нарушений определяют

их проницаемость для подземных вод, инженерно-геологические характеристики скальных массивов и степень современной геодинамической опасности участков земной коры.

Поскольку геодинамическая структура скальных массивов полностью контролирует трещиноватость и, как следствие, фильтрационные свойства скальных пород, изучение тектонической структуры скальных массивов следует выполнять совместно методами гидрогеологии и геомеханики, что на практике подтвердило его высокую эффективность.

#### Литература

1. Влох Н.П. Управление горным давлением на подземных рудниках / Н.П. Влох. – М.: Недра, 1994. – 207 с.
2. Современные активные зоны нарушения сплошности верхней части земной коры на территории Екатеринбурга / А.Н. Гуляев и др. // Инженерная геология. – 2008. – № 3. – С. 13 – 16.
3. Лукьянов А.Е. Гидрогеомеханический анализ ориентировки водоносных тектонических структур в скальных породах / А.Е. Лукьянов // Изв. вузов. Горный журнал. – 2008. – № 8 – С. 182 – 184.
4. Макаров А.Б. Практическая геомеханика: пособие для горных инженеров / А.Б. Макаров. – М.: Изд-во «Горная книга», 2006. – 391 с.
5. Петухов И. М. Геодинамика недр / И.М. Петухов, И.М. Батугина. – М.: Недра, 1996. – 217 с.
6. Тагильцев С.Н. Использование тектонофизического анализа для оценки гидрогеологической роли разломов / С.Н. Тагильцев // Тектонофизические аспекты разломообразования в литосфере: тез. докл. Всесоюз. совещ. – Иркутск, 1990. – С. 169 – 170.
7. Тагильцев С.Н. Основы гидрогеомеханики скальных массивов: учебное пособие / С.Н. Тагильцев. – Екатеринбург: Изд-во УГГГА, 2003. – 88 с.
8. Шерман С.Н. Поля напряжений земной коры и геолого-структурные методы их изучения / С.Н. Шерман, Ю.И. Днепровский. – Новосибирск: Наука, 1989. – 158 с.

УДК 622.023

### **ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЙ ФИЗИЧЕСКИЙ ПАРАМЕТР, ХАРАКТЕРИЗУЮЩИЙ ВИД НАПРЯЖЁННОГО СОСТОЯНИЯ ГОРНЫХ ПОРОД ПРИ ОБЪЁМНОМ НАГРУЖЕНИИ**

*А.М. Демин, Б.К. Норель, К.М. Мурин, Н.Н. Гусев*

При определении механических характеристик горных пород в лабораторных условиях прежде всего необходимо установить физические соответствия условий объёмного нагружения горных пород

в массиве с целью формирования соответствующих нагрузок образцов горных пород на установках трехосного неравнокомпонентного сжатия (УТНС). Стоит отметить, что УТНС УФП НАНУ [1] обладает достаточно широкими возможностями объёмного нагружения образцов горных пород. Однако условия протекания механических процессов в образцах могут формировать различные явления. К ним относятся режимы деформирования, формирования ориентированных линий скольжения, формирования видов разрушения при различных видах объёмного нагружения в натуральных условиях.

Выполненные исследования по физическим и механическим процессам деформирования и разрушения горных пород и массивов позволили сформулировать круг проблем, требующих аналитических и экспериментальных решений. Так, натурные наблюдения за протеканием землетрясений и процессов взрывов позволили В.Н. Родионову [2] выделить влияние видов напряжённых состояний и уровня всестороннего сжатия на механические и прочностные свойства горных пород и массивов. Е.И. Шемякин [3] в области прикладной геомеханики внёс вклад в построение объёмного «паспорта прочности» горных пород, обосновав конкретный вид влияющих факторов, позволяющих характеризовать определяющие виды механических процессов в массиве, к ним относятся максимальное касатель-

ное нагружение  $T = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$ , среднее напряжение  $\sigma_n = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$  и параметр Надаи – Лоде [4]

$$\mu = \frac{2\sigma_2 - (\sigma_1 + \sigma_3)}{\sigma_1 - \sigma_3}. \quad (1)$$

При этом новый паспорт прочности может быть описан соотношением [3]

$$T = f(\sigma_n, \mu). \quad (2)$$

Использование пространственного паспорта прочности для горных пород может быть вызвано и тем, что имеется различие пределов прочности горных пород при одноосных испытаниях на сжатие  $\sigma_{сж}$  и растяжение  $\sigma_{раст}$ ; для горных пород в отличие от других твёрдых тел  $\sigma_{сж} = (2 \div 20) \sigma_{раст}$ . Сам А. Надаи (автор соотношения (1)) использовал числовые величины  $\mu$  для прогнозирования разделения механических процессов пластичности и разрушения: для реализа-

ции пластичности  $\mu = 0$ , а для разрушения  $\mu = -1$ . Правда, эти величины, а также известный график Лоде были установлены для металлов. В заключение следует отметить, что три числовые величины этого параметра  $\mu$  (параметр Надаи) соответствуют трём характерным видам напряжённых состояний: «обобщённому» сжатию ( $\mu = +1$ ), «обобщённому» растяжению ( $\mu = -1$ ), «обобщённому» сдвигу ( $\mu = 0$ ). Становятся ясными определения механических объёмных напряжённых состояний: «обобщённое» сжатие, «обобщённое» растяжение, «обобщённый» сдвиг. Эти три напряжённых состояния являются физически реальными и позволяют детально классифицировать практически любое напряжённое состояние.

Для физического представления условий нагружения при виде напряжённого состояния обобщённого сжатия разложим тензор напряжений указанного напряжённого состояния на два более простых. С учетом основного положения для включения в рассмотрение  $\mu$  учитываем, что  $\sigma_1$  алгебраически всегда должно быть больше либо равно  $\sigma_3$  ( $\sigma_2 = \sigma_1$ , при этом  $\mu = +1$ ).

$$\begin{aligned}
 T_n &= \begin{Bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_1 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{Bmatrix} = \\
 &= \sigma_1 \begin{Bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{Bmatrix} + (\sigma_3 - \sigma_1) \begin{Bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{Bmatrix}.
 \end{aligned} \tag{3}$$

Вначале заменим величину промежуточного главного напряжения  $\sigma_2$  на  $\sigma_1$ , а затем, в соответствии со свойствами тензоров, разделим тензор главных напряжений на шаровой тензор всестороннего равномерного сжатия с напряжением  $\sigma_1$  и на тензор одноосного сжатия с напряжением  $\sigma_3 - \sigma_1$ . Разность  $\sigma_3 - \sigma_1$  всегда должна быть меньше либо равна нулю.

Уместно отметить, что напряжённое состояние одноосного сжатия также можно классифицировать как вид обобщённого сжатия.

Тензор главных напряжений при виде обобщённого сдвига составляется таким образом, чтобы среднее напряжение равнялось полусумме  $\sigma_1$  и  $\sigma_3$ , поэтому вид напряжённого состояния соответствует обобщённому сдвигу, при этом  $\mu = 0$  (при  $\sigma_2 = \frac{1}{2}(\sigma_3 - \sigma_1)$ ).

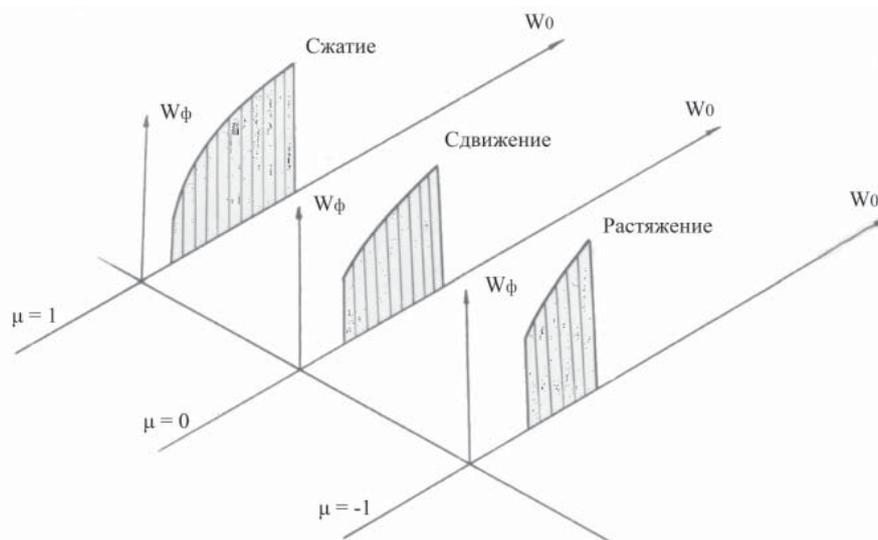
Вновь выполним операции с тензором главных напряжений следующим образом:

$$\begin{aligned}
 T_{\text{н}} &= \begin{Bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{Bmatrix} = \\
 &= \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \begin{Bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{Bmatrix} + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \begin{Bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1 \end{Bmatrix}.
 \end{aligned} \tag{4}$$

Тензор главных напряжений при  $\sigma_2 - \sigma_3$  соответствует обобщённому растяжению, при котором  $\mu = -1$ . Вновь проведём операции с тензором напряжений:

$$\begin{aligned}
 T_{\text{н}} &= \begin{Bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_3 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{Bmatrix} = \\
 &= \sigma_3 \begin{Bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{Bmatrix} + (\sigma_1 - \sigma_3) \begin{Bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{Bmatrix}.
 \end{aligned} \tag{5}$$

Экспериментальные исследования механических свойств углей и горных пород, как и любых других твёрдых тел, представляют собой комплекс испытаний по получению прочностных и деформационных характеристик. Если для многих видов твёрдых тел, таких как металлы, полимеры, конструкционные и строительные материалы, деформационные и прочностные характеристики изучаются одновременно, то для горных пород и углей положение другое. Несмотря на наличие обширной литературы по механическим свойствам горных пород, в которой детально изучались показатели прочности, относительно деформационных характеристик до последнего времени существовали только отрывочные сведения о модулях деформации и коэффициентах Пуассона, причем некоторые из них просто



Паспорт прочности горных пород в объемном напряжённом состоянии

пересчитывались по эмпирическим зависимостям с помощью величины предела прочности на одноосное сжатие.

Ясно, что роль прямых опытов по получению прочностных и деформационных характеристик горных пород всегда останется достаточно высокой и использование их в решениях геомеханических задач повышает надежность результатов теоретических расчётов. Для изучения закономерностей деформирования и разрушения (потери прочности) твёрдых тел – образцов углей марки «Т» и установления новых зависимостей были выполнены 9 программ испытаний [5]. Для каждого из видов напряжённых состояний («обобщённое» растяжение при  $\mu = -1$ ; «обобщённый» сдвиг при  $\mu = 0$ ; «обобщённое» сжатие при  $\mu = +1$ ) проводились также 3 серии испытаний для трёх значений начальных равномерных всесторонних сжатий  $\sigma_0$ . На основании полученных результатов был сформулирован уточнённый «паспорт прочности» для горных пород. На рисунке представлен схематический вид этого паспорта прочности с координатами  $W_\phi$ ,  $W_0$ ,  $\mu$ , где  $W_\phi$  – потенциальная энергия формоизменения образца горных пород для соответствующих видов напряжённых состояний;  $W_0$  – потенциальная энергия изменения объема образца горных пород;  $\mu$  – параметр вида напряжённого состояния (Надаи).

#### Литература

1. А. с. 394692 СССР, МКИ G 01n 3/08. Установка для испытаний призматических образцов на трёхосное сжатие / А.Д. Алексеев, Е.Н. Осыка, А.Л. Тодосейчук. – № 1483008/25-28; заявл. 12.10.70; опубл. 22.08.73, Бюл. № 34. – С. 139.
2. Родионов В.Н. Основы геомеханики / В.Н. Родионов, И.А. Сизов, В.М. Цветков. – М.: Недра, 1986. – 299 с.
3. Шемякин Е.И. О паспорте прочности горных пород / Е.И. Шемякин // Измерение напряжений в массиве горных пород: ч. 1. – Новосибирск: Наука СО АН СССР, 1974. – С. 9 – 20.
4. Надаи А. Пластичность и разрушение твёрдых тел: т. 1. / А. Надаи. – М.: Мир, 1969. – 648 с.
5. Норель Б.К. Изменение механической прочности угольного пласта в массиве / Б.К. Норель. – М.: Изд-во Наука, 1983. – 125 с.

УДК 622.83

### КОМПЛЕКСИРОВАНИЕ ГЕОЛОГИЧЕСКИХ И ТЕХНОГЕННЫХ ПРИЗНАКОВ ДЛЯ ВЫЯВЛЕНИЯ ОРИЕНТИРОВКИ ГЛАВНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ

*С.Н. Тагильцев, А.Ю. Осипова, А.Е. Лукьянов*

В соответствии с основными научными представлениями, процесс деформации скального массива, образование массовых трещин и тектонических разломов с той или иной кинематикой смещения полностью зависят от пространственной ориентировки векторов главных нормальных напряжений, действующих в приповерхностной части земной коры в настоящее время [1, 2].

Современное напряжённое состояние оказывает существенное воздействие на состояние и подвижность геологической среды. В поле современных тектонических напряжений значительная часть разломов проявляет геодинамическую активность. Активность разломов выражается в периодических разнонаправленных подвижках по тектоническим швам [1, 3]. Эти подвижки, как правило, хорошо проявляются и в приповерхностном слое земной коры. Смещения по разлому могут быть небольшими, могут происходить возвратно-поступательные или разнонаправленные движения или небольшие пульсации [3–5].

Наиболее чувствительными к деформациям верхней части геологического разреза являются протяжённые подземные инженерные коммуникации. На участках пересечения данными объекта-

ми тектонических структур нередко возникают аварийные ситуации [3]. Для выявления ориентировки главных напряжений в геологической среде г. Екатеринбурга дополнительно к изучению пространственной ориентировки трещин, разломов, данных прямых измерений напряжённо-деформированного состояния геологической среды рудных месторождений в окрестностях города выполнен анализ пространственной локализации аварийных участков на линиях городского водопровода.

Напряжённое состояние земной коры г. Екатеринбурга изучено слабо, непосредственно на территории города планомерных серьёзных исследований не проводилось, но в целом по Уралу, в связи с разработкой рудных месторождений, исследования напряжённого состояния земной коры выполнялись много лет. Напряжённое состояние горных пород с помощью прямых измерений проводилось в районах рудных месторождений силами ряда организаций, но основные результаты были получены специалистами ИГД УрО РАН. Данные, приведённые в работах [6, 7], свидетельствуют о том, что массивы горных пород находятся под воздействием значительных напряжений. Средние значения горизонтальных напряжений составляют 10 – 30 МПа, а иногда, особенно с глубиной, превышают 50 МПа. Азимуты действия главных нормальных максимальных напряжений находятся в диапазоне 230 – 300°, чаще встречаются азимуты от 260 до 290°.

На ряде месторождений Урала применён геолого-структурный метод анализа полей напряжений. На основании этих работ установлена закономерность пространственной ориентировки активных водоносных зон в поле современных тектонических напряжений [1] и составлена типовая роза-диаграмма (рис. 1, *a*). В современную геологическую эпоху главное нормальное максимальное напряжение в породных массивах имеет переменную ориентировку, но чаще всего действует по двум сопряжённым направлениям. Периодичность изменения ориентировки воздействия главного нормального напряжения, т. е. переход воздействия одного главного нормального максимального напряжения к другому, пока не установлены. Два направления действия главного нормального максимального напряжения образуют между собой характерный угол, равный 25 – 35°. На разных объектах азимуты двух направлений оси главного нормального максимального напряжения могут варьировать в пределах 10 – 20° и, как правило, укладываются в два диапазона: 255 – 275° и 285 – 305°.

В условиях напряжённого состояния земной коры могут возникать, развиваться и активизироваться основные типы тектониче-

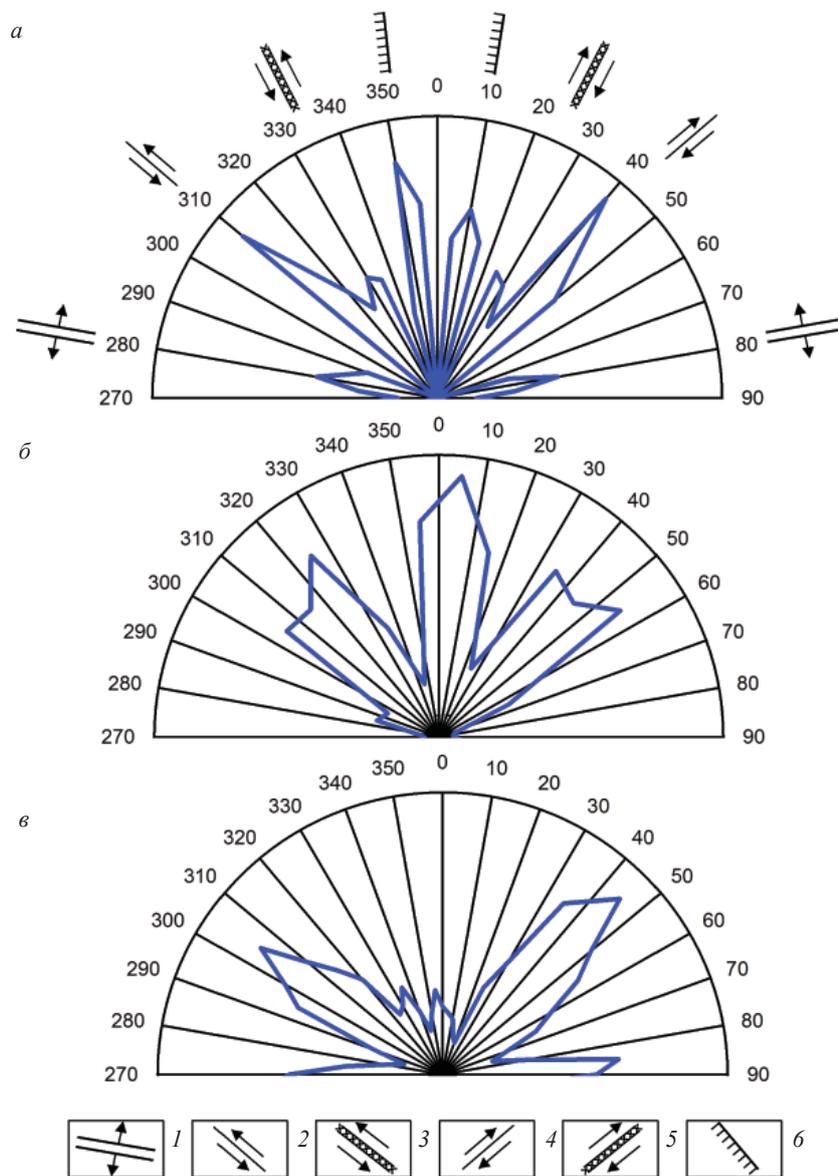


Рис. 1. Роза-диаграмма:  
*a* – теоретическая, *б* – построенная по геолого-структурной карте, *в* – построенная по схеме новейшей тектоники; 1 – раздвиг; 2 – левый хрупкий сдвиг; 3 – левый хрупко-пластичный сдвиг; 4 – правый хрупкий сдвиг; 5 – правый хрупко-пластичный сдвиг; 6 – надвиг

ских нарушений: надвиги (взбросы), сдвиги, сбросы, раздвиги. Эти структуры имеют различную ориентировку (простираение) относительно направления действия главного нормального максимального напряжения. Надвиги образуют с осью максимального напряжения прямой угол. Раздвиги и сбросы развиваются параллельно оси действия главного напряжения. При построении роз-диаграмм лучи, отражающие простираение раздвигов (сбросов) и надвигов, образуют между собой угол  $90^\circ$ . Это угловое соотношение является важным диагностическим признаком, позволяющим уточнять кинематический тип тектонических нарушений. Сдвиги, в зависимости от преимущественной реализации хрупкой или пластичной деформации, могут образовывать с направлением действия главного нормального максимального напряжения угол от  $25$  до  $60^\circ$ .

Результаты исследования сейсмической анизотропии в верхней части консолидированной коры Урала, представленные в работе [8], в целом подтверждают субширотную ориентировку действия главных максимальных напряжений в массивах горных пород Урала. Непосредственно на территории г. Екатеринбурга для выявления ориентировки осей главных максимальных напряжений были применены два метода, основанные на построении роз-диаграмм ориентировки разломов и построении круговых диаграмм трещиноватости. Оба метода учитывают тот факт, что главное максимальное напряжение может действовать по двум и более направлениям, отстоящим друг от друга на угол  $25 - 35^\circ$ .

В процессе исследований были проанализированы геолого-структурная карта города (Левитан Г.М., Ершова К.А., Кудрявцева Т.А., 1976), схема новейшей тектоники территории Екатеринбурга (Гуляев А.Н., 1998) [9]. Результаты анализа ориентировки тектонических структур представлены в виде роз-диаграмм (см. рис. 1, б, в). Их построение осуществлялось путём суммирования относительных длин линейных элементов в пределах одного диапазона азимутов простираения. На диаграммах можно выделить наиболее выраженные (длинные) лучи, а также слабо выраженные (короткие) лучи. Длинные лучи отражают простираение наиболее распространённых и протяжённых структур. На диаграмме, представленной на рис. 1, б, ориентировки выраженных пиков укладываются в диапазоны азимутов  $305 - 325^\circ$ ,  $355 - 15^\circ$ ,  $35^\circ - 55^\circ$ . Слабо выраженный пик соответствует азимуту  $285^\circ$ . Следует полагать, что ось главного максимального напряжения ориентирована по азимуту  $285^\circ$ . Структуры, имеющие данную ориентировку, связаны с развитием раздвигов (сбросов). С раздвигами образуют прямой угол надвиги (азимут линеаментов  $15^\circ$ ). Основными структурами являются сдвиги, име-

ющие среднее простирание 315 и 45°. На диаграмме, представленной на рис. 1, в, главное максимальное напряжение ориентировано по азимуту 265°. Основными структурами являются сдвиги, имеющие среднее простирание 305 и 45°. На диаграмме отразились также линеаменты, имеющие азимуты 335 и 355°.

Полученные угловые соотношения лучей диаграмм, построенных по геолого-структурной карте и схеме новейшей тектоники, хорошо соотносятся с отмеченными выше закономерностями, которые характерны для Уральского горно-складчатого региона. В пределах Уктусского габбро-перидотитового массива и Шарташского гранитного карьера были выполнены массовые замеры пространственной ориентировки трещин. Для каждого съемочного участка построены круговые диаграммы трещиноватости. Распределение трещин в породах Шарташского карьера и Уктусского массива имеет общие закономерности. На всех диаграммах можно выделить два направления действия главного нормального максимального напряжения ( $\sigma_1$ ). Их азимуты составляют 255 – 260°, 285 – 295°. Им соответствуют направления действия главного промежуточного напряжения ( $\sigma_2$ ) с азимутами соответственно, около 345 – 350°, 190 – 200°.

Субвертикальные трещины образуют несколько отдельных генераций, которые могут быть как трещинами отрыва, так и трещинами сдвига. Следует полагать, что генерации субвертикальных трещин, совпадающие с направлениями максимальных действующих напряжений, такие как 260 – 270°, 280 – 290°, в поле современных напряжений проявляются преимущественно как трещины отрыва. Трещины в генерациях 220 – 230°, 310 – 330° отражают сдвиговые перемещения.

Проявление тектонической активности в деформациях линейных коммуникаций позволяет использовать их в качестве техногенного признака для определения ориентировки главных напряжений. С этой позиции выполнен анализ данных по аварийности труб городского водопровода. Водопроводная сеть представляет собой систему относительно хрупких чугунных и стальных труб, заглубленных в грунт примерно на 3 м. Трубы городского водопровода достаточно жестко взаимодействуют с геологической средой и являются наименее защищенными по сравнению с другими видами подземных коммуникаций. По данным предприятия «Горводопровод», на территории г. Екатеринбурга ежегодно происходит более 1000 аварий на линиях городского водопровода; значительная часть аварий происходит в пределах одних и тех же достаточно компактных участков.

Характер повреждений на линиях городского водопровода различный. В течение эксплуатации происходят переломы и разры-

вы труб, возникают трещины, свищи, свищевая коррозия. Причин возникновения аварий достаточно много, в том числе и естественный износ труб. При анализе фактических данных в первую очередь учитывались переломы и трещины, которые явно указывают на высокий уровень силового динамического воздействия. Повреждения такого характера составляют порядка 30 % от общего числа аварийных ситуаций. При нанесении на карту города мест аварий, которые произошли в 2004 – 2007 гг., было замечено, что большинство аварийных участков образуют на карте линейные «цепочки» (рис. 2). Такие образования принято называть линеаменами. Наличие линеаментов, не связанных с ориентировкой сети подземных коммуникаций, заставляет полагать, что значительная часть аварий возникает в результате деформаций в пределах линейных зон тектонических нарушений.

В ходе исследований для территории г. Екатеринбурга построен ряд схем аварийных линеаментов. Для каждого года составлены отдельно схемы линеаментов по участкам переломов, разрывов и трещин труб и отдельно по участкам свищей, свищевой коррозии труб. Также составлены обобщённые схемы по всем типам аварий для каждого года отдельно и по разным типам аварий, обобщённые по годам. Для выявления закономерностей в ориентировке линеаментов построены розы-диаграммы по обычной методике, но с учётом различий в длине линеаментов. На рис. 3 приведена роза-диаграмма линеаментов, построенных по участкам аварий городского водопровода с характером повреждений «перелом» за период 2004 – 2007 гг. Наиболее выражены лучи с ориентировкой  $65^\circ(245^\circ)$  –  $85^\circ(265^\circ)$ ,  $285^\circ$ ,  $305$  –  $335^\circ$ . Менее выражена ориентировка лучей с азимутами  $355^\circ$ ,  $15^\circ(195^\circ)$ ,  $45^\circ(225^\circ)$ .

Сравнительный анализ роз-диаграмм аварийных линеаментов в вышеуказанных сочетаниях позволяет с вариациями  $5$  –  $10^\circ$  и с разной степенью выраженности выделить на всех диаграммах направления линеаментов:  $275$  –  $285^\circ$ ,  $300$  –  $310^\circ$ ,  $320$  –  $330^\circ$ ,  $355^\circ$ ,  $15^\circ(195^\circ)$ ,  $35^\circ(215^\circ)$  –  $45^\circ(225^\circ)$ ,  $75^\circ(255^\circ)$  –  $085^\circ(265^\circ)$ . Таким образом, простирание аварийных линеаментов соответствует ориентировке активных структур в поле современных тектонических напряжений.

Использование геомеханического, геолого-структурного анализа пространственного положения тектонических нарушений и анализа данных по аварийности подземных коммуникаций города позволило определить направление современного тектонического воздействия. На основании комплексного анализа геологических и техногенных признаков для геологической среды г. Екатеринбурга вы-

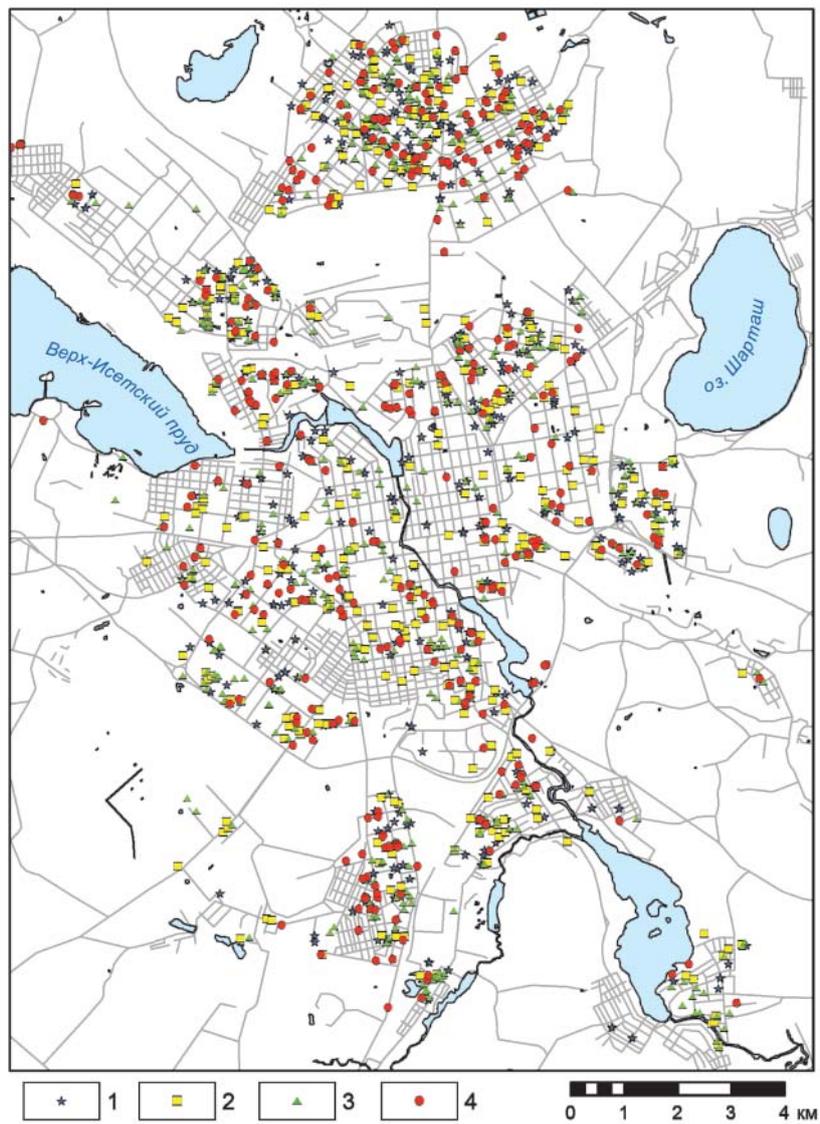


Рис. 2. Схема аварийных участков труб городского водопровода с характером повреждений «перелом» за 2004 – 2007 гг. на территории Екатеринбурга:  
 1 – 2004 г.; 2 – 2005 г.; 3 – 2006 г.; 4 – 2007 г.

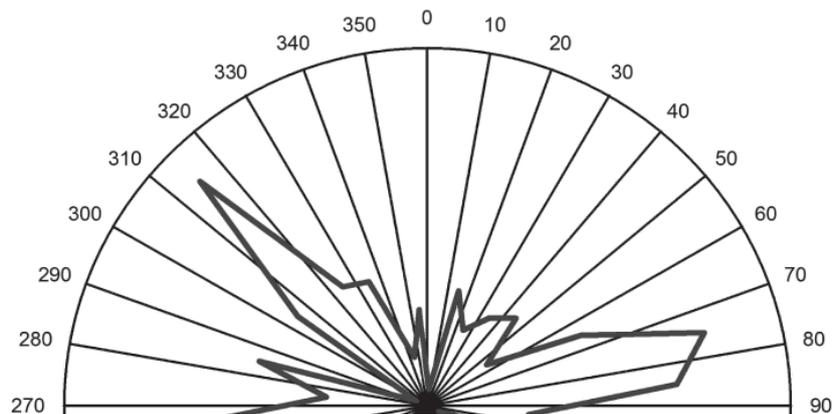


Рис. 3. Роза-диаграмма линеаментов аварийных участков труб городского водопровода с характером повреждений «перелом» за 2004 – 2007 гг.

делены два направления действия главного максимального напряжения, образующие так называемую «действующую пару». Два направления действия главного максимального напряжения имеют азимуты 285 и 260°. В настоящее время главное максимальное напряжение наиболее сильно воздействует по азимуту 260°. Менее интенсивно проявляется направление действия напряжений ориентированное по азимуту 285°, которое можно рассматривать как вспомогательное.

#### Литература

1. Тагильцев С.Н. Основы гидрогеомеханики скальных массивов: учебное пособие / С.Н. Тагильцев. – Екатеринбург: Изд-во УГГГА, 2003. – 88 с.
2. Короновский Н.В. Напряженное состояние земной коры / Н. В. Короновский // Соросовский образовательный журнал. – 1997. – № 1. – С. 50 – 56.
3. Тагильцев С.Н. Оценка тектонической опасности геологической среды Екатеринбурга / С.Н. Тагильцев, А.Ю. Осинцева, А. Е. Лукьянов // Проблемы комплексных инженерных изысканий для всех видов строительства: материалы науч.-практ. конф., Екатеринбург 16 – 17 июля 2009 г. / ЗАО УралТИСИЗ. – Екатеринбург, 2009. – С. 116 – 120.
4. Кузьмин Ю.О. Современная геодинамика разломов: активность, опасность, механизм формирования / Ю.О. Кузьмин // Разломообразование и сейсмичность в литосфере: тектонофизические концепции и следствия: материалы Всерос. совещ.: т. 1 (г. Иркутск, 18 – 21 августа 2009 г.) / ИЗК СО РАН. – Иркутск, 2009. – С. 66 – 68.
5. Сашурин А.Д. Роль современной геодинамики в развитии природно-техногенных катастроф в сфере недропользования / А.Д. Сашурин // Геомеханика в

горном деле: материалы науч. конф. (г. Екатеринбург, 14 – 16 октября 2009 г.) / ИГД УрО РАН. – Екатеринбург, 2009. – С. 158 – 164.

6. *Влох Н.П.* Управление горным давлением на подземных рудниках / Н.П. Влох. – М.: Недра, 1994. – 208 с.

7. *Зубков А.В.* Геомеханика и геотехнология / А.В. Зубков. – Екатеринбург: ИГД УрО РАН, 2001. – 335 с.

8. *Кашубин С.Н.* Сейсмическая анизотропия и эксперименты по ее изучению на Урале и Восточно-Европейской платформе / С.Н. Кабушин. – Екатеринбург: УрО РАН, 2001. – 181 с.

9. *Гуляев А.Н.* Неотектонические структуры на территории Екатеринбурга / А.Н. Гуляев // Стройкомплекс Среднего Урала. – 2010. – № 54 [138]. – С. 38 – 40.

## НАПРЯЖЁННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ МАССИВА ГОРНЫХ ПОРОД В ОБЛАСТЯХ ВЛИЯНИЯ ТЕХНОГЕННОЙ ДЕЯТЕЛЬНОСТИ

УДК 622.831.32+550.34

### ВОЗБУЖДЁННАЯ СЕЙСМИЧНОСТЬ ПРИ ЗАТОПЛЕНИИ РУДНИКА «УМБОЗЕРО»

*А.В. Ловчиков*

Рудник «Умбозеро», эксплуатировавший Ловозерское редкометалльное месторождение в 1984 – 2004 гг., в 2004 г. был законсервирован, а в 2009 г. затоплен. Во время затопления наблюдался «всплеск» сейсмической активности массива рудника, характеризующийся тем, что в июле – сентябре 2009 г. в нем произошло 17 достаточно сильных событий с магнитудой  $M_L = 0,9 - 2,0$  (рис. 1). 9 сентября из устья наклонного (пройденного под углом  $17^\circ$  к горизонту) транспортного шахтного ствола на поверхность стала изли-

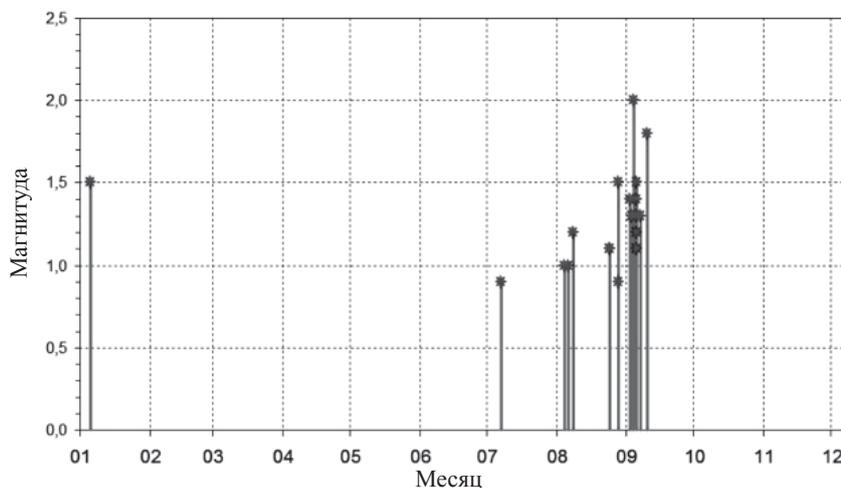


Рис. 1. Диаграмма распределения сильных ( $M > 1$ ) сейсмических событий в массиве рудника «Умбозеро» в 2009 г.

ваться вода, что свидетельствовало о том, что рудник полностью затоплен. В это же время зарегистрировано последнее сильное сейсмическое событие (10.09.2009 г.  $2^{\circ}47'33''$ ,  $M = 1,8$ ); с тех пор они прекратились. Нам не известны из литературных источников факты проявления сейсмичности при затоплении рудников, однако, по-видимому, не потому, что такие явления не происходили. Скорее всего, они не отмечены из-за того, что сейсмологические наблюдения при затоплении рудников не проводились. Поэтому представляется важным выяснить причины и обстоятельства повышения сейсмичности массива на примере затопления рудника «Умбозеро».

Рудник «Умбозеро» известен своей сейсмической активностью [1]. В 1990 – 2008 гг., т. е. в процессе эксплуатации рудника и в последующем, в его массиве произошло около 250 сильных сейсмических событий с магнитудой  $M > 1$ . Здесь же зарегистрирован сильнейший за всю историю российских рудников и шахт горно-тектонический удар 17.08.1999 г. (магнитуда события  $M = 4,3$ ), разрушивший выработки рудника на площади около 650 тыс.  $m^2$  [2]. На рис. 2 приведена гистограмма распределения по годам сильных сейсмических событий в массиве рудника, по последним уточненным данным Кольского регионального сейсмологического центра

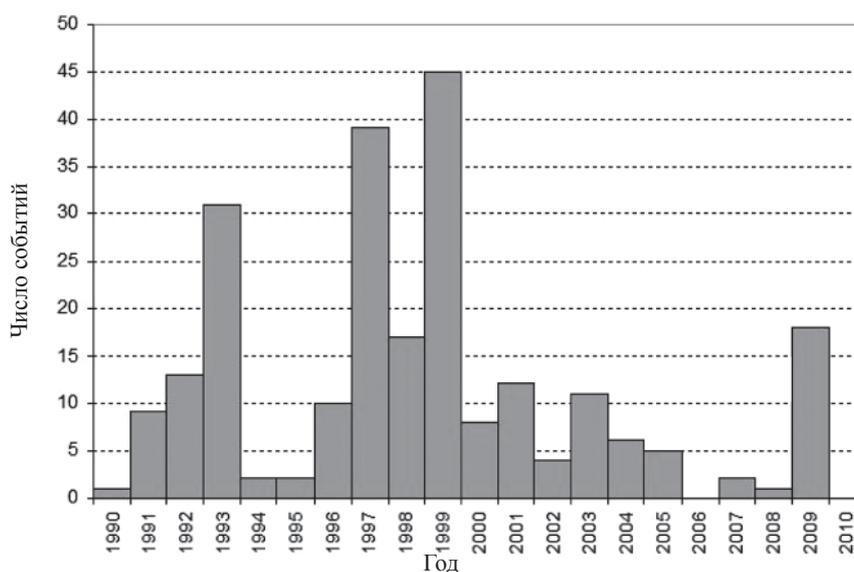


Рис. 2. Гистограмма распределения сильных сейсмических событий ( $M > 1$ ) в массиве рудника «Умбозеро» в 1990 – 2010 гг. (по данным КРСЦ ГС РАН)

ГС РАН. Общей тенденцией изменения состояния массива рудника является нарастание сейсмичности перед сильнейшим горно-тектоническим ударом 17.08.1999 г. и последующее ее снижение до нулевых значений в настоящее время.

В работе [3] показано, что появление и нарастание сейсмичности в массиве рудника обусловлено надработкой нижележащей пологопадающей рудной залежи мощностью 2,5 м, которая стала отрабатываться с 1984 г., вышележащей над ней в 40 – 60 м по вертикали более мощной (5,5 м) рудной залежью, которая стала отрабатываться с 1990 г. Рост выработанного пространства по верхней залежи над пустотами очистных выработок нижней, как это показано в работе [4], привел к значительным сжимающим и растягивающим напряжениям в междупластье, которые, в конечном итоге, вызвали образование наклонной (под углом  $40^\circ$  к горизонту) трещины разрыва, вышедшей на дневную поверхность, что сопровождалось горно-тектоническим ударом 17.08.1999 г. с мощным сейсмическим эффектом. После него по образовавшейся трещине ушёл под землю на глубину 150 м в горные выработки рудника текущий по поверхности ручей Аллуйв с дебитом во время паводка  $1260 \text{ м}^3/\text{ч}$ .

Протяженность трещины разрыва по простиранию после горно-тектонического удара 17.08.1999 г., по оценкам его последствий в горных выработках, составила 400 – 500 м. В дальнейшем, уже в период консервации рудника, в его массиве произошел еще один горно-тектонический удар 4.10.2004 г. ( $M = 3,2$ ). Как показано в работе [5], в результате этого удара протяженность плоскости разрыва по простиранию увеличилась еще на 200 – 300 м, составив в общей сложности около 800 м (рис. 3). Причиной горно-тектонического удара 4.10.2004 г. явились остаточные концентрации напряжений у концов трещины разрыва, образовавшейся во время события 17.08.1999 г. [5].

Во время консервации рудника (2004 – 2009 гг.) осуществлялся водоотлив из его подземных выработок, которые оставались сухими. После прекращения водоотлива рудник самопроизвольно должен был затопиться в течение 3 – 4 месяцев, поскольку поступление воды в выработки составляло более  $10\,000 \text{ м}^3/\text{сутки}$ . Именно это и произошло, когда в июне 2009 г. водоотлив из рудника был прекращен. При затоплении рудника вода поднималась от нижних горизонтов (гор. +170 м, глубина 420 м) до верхних по нижней рудной залежи (гор. +290 м, глубина 200 м) и с нижних горизонтов (гор. +290 м, глубина 200 м) до верхних (гор. +350 м, глубина 100 м) верхней рудной залежи. Очистные и подготовительные горные выработки

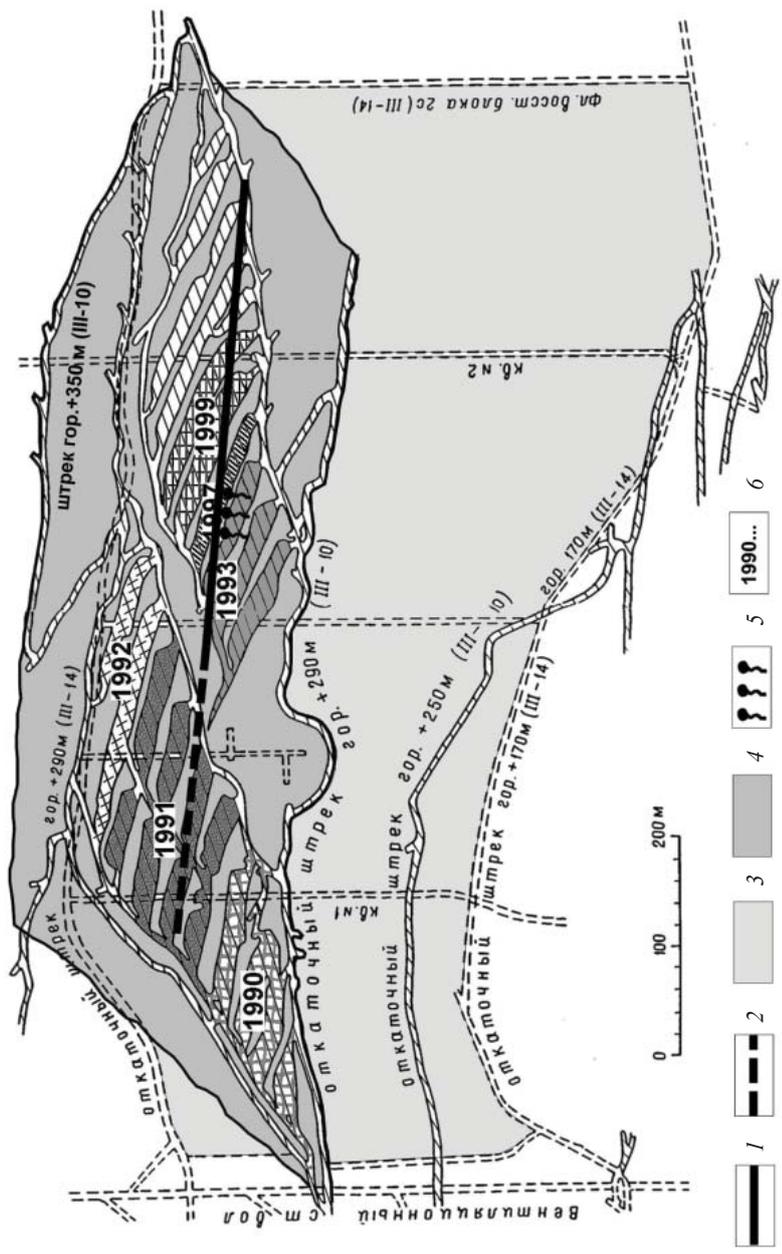


Рис. 3. След трещины разрыва после горно-тектонических ударов 17.08.1999 г. и 4.10.2004 г. на плане совместной отработки двух залежей на руднике «Умбозеро»:  
 1 – след трещины 17.08.1999 г.; 2 – след трещины 4.10.2004 г.; 3 – нижняя залежь; 4 – верхняя залежь; 5 – место водоприитоков с поверхности; 6 – отработка залежи в разные годы

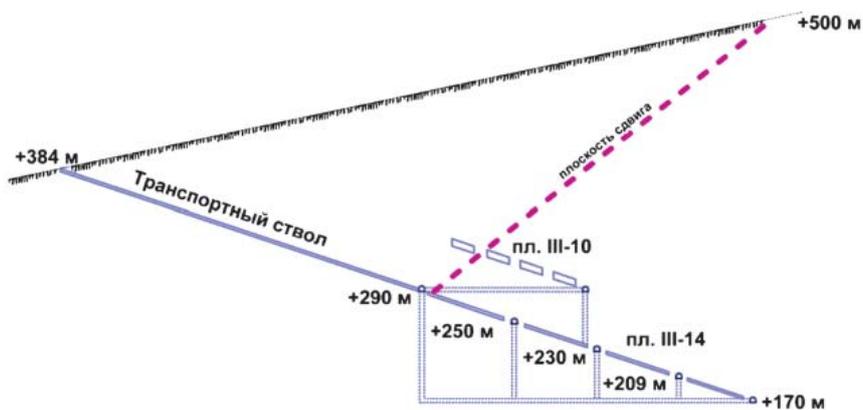


Рис. 4. Схематический вертикальный поперечный разрез горных выработок рудника «Умбозеро»

на обеих залежах соединены двумя квершлагами. Наиболее низкая высотная отметка устья транспортного ствола, из которой стала изливаться на поверхность вода, составляет +384 м. Вертикальный разрез шахтного поля рудника «Умбозеро» представлен на рис. 4. Перепад высот места выхода воды на поверхность и нижнего горизонта рудника составляет 214 м. Таким образом, максимальное давление на стенки выработок за счет веса воды не превышает 2,1 МПа. Указанная величина значительно меньше параметров естественно-гравитационно-тектонического напряжённого состояния пород в массиве рудника [6], поскольку он является тектонически высоконапряжённым.

Как видно из таблицы, максимальные напряжения в массиве рудника составляют 50 – 60 МПа. Максимальное давление на стенки выработок за счет веса заполнившей их воды не превышает 5 % от этой величины и, следовательно, не могло послужить причиной серии сейсмических событий, зафиксированных при затоплении рудника.

Некоторую дополнительную информацию об изменении состояния массива рудника в процессе его затопления дает диаграмма распределения слабых сейсмических событий в массиве (рис. 5). Слабые события – это события с энергией порядка  $10^4$  Дж, которые были зарегистрированы сейсмостанцией «Ловозеро» ГС РАН, расположенной на расстоянии 10 км от рудника «Умбозеро». Таких событий происходило на порядок больше, чем сильных сейсмических событий с магнитудой  $M \geq 1,0$ , показанных на рис. 1. Из диаграм-

**Характеристика естественного напряжённого состояния массива пород на руднике «Умбозеро»**

Участок, рудная залежь	Глубина измерений от поверхности, м	Местоположение участка измерений	Величина и направление главных напряжений				Соотношение компонент напряжений $\sigma_3 : \sigma_2 : \sigma_1$
			$\sigma_3$		$\sigma_1$		
			МПа	азимут, град	МПа	наклон, град	
Нижняя (блок 1ю)	300	Гор. +250 м	50	265	7	90	7 : 3 : 1
Нижняя (блок 1с)	200	Штрек гор. +250 м	60	230	6	90	10 : 5 : 1

мы рис. 5 видно, что количество слабых событий стало возрастать с июня 2009 г. и достигло максимума (75 событий в месяц) в сентябре, а после полного затопления рудника спало и к концу года приблизилось к нулевым значениям. Максимальное количество слабых событий, как и сильных, произошло в сентябре, что и естественно, так как оба эти класса событий характеризуют напряжённое состояние массива рудника. Однако слабые события идут с некоторым запозданием по отношению к сильным, поскольку они являются афтершоками этих сильных событий.

Из диаграмм распределения во времени сильных ( $M > 1,0$ ) и слабых сейсмических событий (см. рис. 1 и 5) видно, что в начальный период (июль – август 2009 г.) вода поднималась равномерно по пустотам нижней рудной залежи, о чем свидетельствует тот факт, что за этот период произошло всего 4 события относительно умеренного энергетического уровня ( $M \cong 1,0$ ) и равномерный рост количества слабых событий. Количество поступающей в рудник воды не контролировалось, однако, судя по данным последнего периода эксплуатации и начала его консервации (2003 – 2005 гг.), дебит воды составлял 12,5 – 13,5 тыс. м<sup>3</sup> в сутки. В конечный период затопления, когда вода поднялась выше отметки +290 м и стала заливать выработки верхней рудной залежи и трещину, возникшую в междупластье (см. рис. 4), произошли основные сильные сейсмические события – 12 событий с магнитудой  $M = 1,0 - 2,0$ , и множество слабых. При этом давление воды на стенки выработок верхней рудной залежи было совсем незначительным от –0,5 до –1,5 МПа и не могло вызвать все эти события.

Сейсмические события в массиве рудника могли возникнуть только под влиянием двух факторов: либо давления столба воды

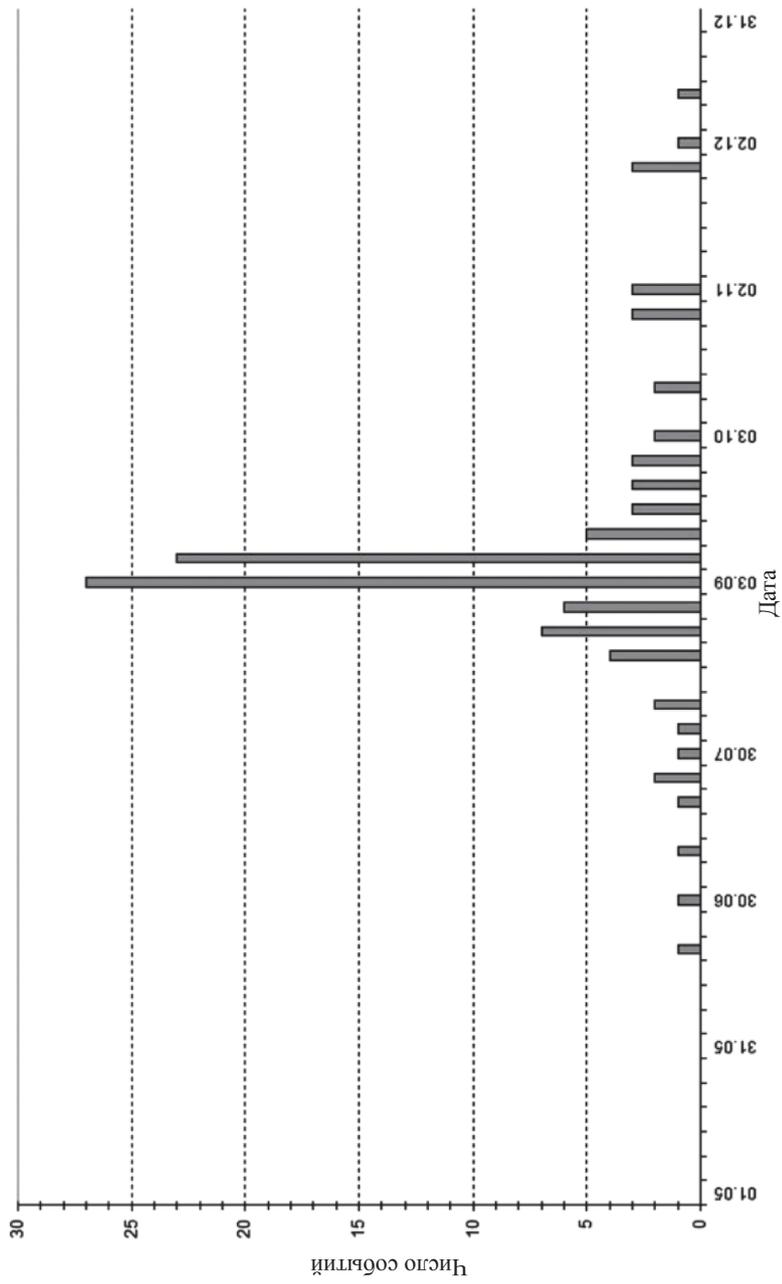


Рис. 5. Диаграмма распределения во времени слабых сейсмических событий в массиве рудника «Умбозеро» в 2009 г.

на стенки выработок, либо смачивания водой плоскостей трещин в массиве, вследствие которого слабеет сцепление по трещинам, повышается их деформационная способность и берега трещин проскальзывают относительно друг друга с сейсмическим эффектом. Давление воды, как показано выше, было столь незначительным, что им как силовым фактором можно пренебречь. Следовательно, единственной причиной сейсмических событий в руднике остается смачивание водой трещин в тектонически высоконапряженном массиве, вследствие которого снижается сцепление по трещинам, повышается их деформационная способность и, как следствие, происходят подвижки по трещинам. Характерно, что все основные наиболее сильные сейсмические события (см. рис. 1) и большинство слабых произошли в тот момент, когда вода заполняла выработки и трещины в массиве, образовавшиеся при горно-тектонических ударах 17.08.1999 г. и 4.10. – 2004 г., т. е. очаги произошедших горно-тектонических ударов. Как известно из теории подготовки землетрясений, после землетрясения высвобождается только около 10 % накопленной в его очаге энергии, а остальная часть остается, главным образом, у концов образовавшихся трещин [7]. В рассматриваемом случае большие запасы энергии оставались в массиве у концов образовавшихся трещин после горно-тектонических ударов 17.08.1999 г. и 4.10.2004 г. Оба эти события относятся по механизму к нарушениям сдвигового типа (взбросо-надвиги).

При смачивании трещин водой при затоплении выработок рудника снизилось сцепление по этим трещинам, произошли подвижки берегов трещин относительно друг друга, сопровождавшиеся сейсмическими событиями с различной энергией. Вместе с этими событиями произошла релаксация напряжений в массиве. После затопления рудника сильных сейсмических событий в его массиве 2 года уже не происходит. Все эти обстоятельства свидетельствуют о том, что массив пришел в состояние геодинамического равновесия.

### **Выводы**

1. Серия сейсмических событий в массиве рудника «Умбозеро» в августе – сентябре 2009 г., возбужденная его затоплением, вызвана смачиванием водой плоскостей трещин, снижением сцепления по ним и проскальзыванием пород по трещинам с сейсмическим эффектом в высоко тектонически напряженном массиве.

2. Основные наиболее сильные сейсмические события произошли в зоне очагов предыдущих горно-тектонических ударов.

3. После серии сейсмических событий, вызванных затоплением рудника, его массив пришел в состояние геодинамического равновесия.

#### Литература

1. *Ловчиков А.В.* Изменение геодинамического режима Ловозерского массива (Кольский полуостров) под влиянием горных работ / А.В. Ловчиков, В.Э. Асминг // Горное дело в Арктике (20 – 23 июня 2005 г., г. Апатиты): труды 8-го междунар. симпоз. – СПб.: Типография Иван Федоров, 2005. – С. 48 – 55.
2. *Козырев А.А.* Сильнейшее техногенное землетрясение на российских рудниках, 17 августа 1999 г., рудник «Умбозеро» (Кольский полуостров) / А.А. Козырев, А.В. Ловчиков, И.А. Кузьмин // Горный информационно-аналитический бюллетень. – 2000. – № 6. – С. 169 – 173.
3. *Ловчиков А.В.* Опасность горно-тектонических ударов при отработке сближенных рудных залежей / А.В. Ловчиков // Дальний Восток-2. ОВ к Горному информационно-аналитическому бюл. – № 15. – М.: Изд-во Мир горной книги. – 2007. – С. 77 – 89.
4. *Савченко С.Н.* Ретроспективный анализ очага техногенного землетрясения на руднике «Умбозеро» 17.08.1999 г. / С.Н. Савченко, А.В. Ловчиков, А.А. Козырев. // Техногенная сейсмичность при горных работах: модели очагов, прогноз, профилактика: сб. докл. междунар. совещ. : ч. 1 – 2: ч. 1 / ГоИ КНЦ РАН. – Апатиты: Изд-во КНЦ РАН, 2004. – С. 170 – 179.
5. *Ловчиков А.В.* Анализ механизма очага сильного сейсмического события, происшедшего в период консервации рудника / А.В. Ловчиков // Геомеханика в горном деле: докл. междунар. конф., 5 – 8 июля 2005 г. / ИГД УрО РАН. – Екатеринбург, 2005. – С. 277 – 285.
6. *Ловчиков А.В.* Напряженное состояние Ловозерского массива на нижних горизонтах обрабатываемых рудных залежей / А.В. Ловчиков, А.А. Козырев // Геомеханическое обеспечение разработки месторождений Кольского полуострова / ГоИ КФАН СССР. – Апатиты: Изд-во КФАН СССР, 1988. – С. 19 – 25.
7. *Соболев Г.А.* Основы прогноза землетрясений / Г.А. Соболев. – М.: Наука, 1993. – 313 с.

УДК 622.831.2

### ДИНАМИКА МАССИВА ГОРНЫХ ПОРОД ПРИ ОТРАБОТКЕ ЮЖНОЙ РУДНОЙ ЗАЛЕЖИ ПЕСЧАНСКОГО МЕСТОРОЖДЕНИЯ

*В.И. Ручкин*

Основной базой прогноза сдвижения массива горных пород при подземной отработке Южной залежи было принято рудное тело № 1, представляющее собой грибообразную залежь неправильной

формы. В расчетах была принята средняя величина вертикальной вынимаемой мощности, которая составила 80 м. Во внимание было принято и то обстоятельство, что на момент отработки данного рудного тела процесс сдвижения над ним не был исследован. Граничные угловые параметры процесса сдвижения были приняты по аналогии с другими рудными участками Песчанской группы месторождений в соответствии с действующими Правилами\*.

Южная залежь, отрабатываемая шахтой «Северопесчанская», расположена на восточном склоне Северного Урала. Она представлена рудными телами № 1, 2 и 3. Самое крупное из них – тело № 1 расположено в центре этой группы; его размер: по простиранию 270 м, вкрест простирания 60 – 90 м; падение почти вертикальное и простирание на глубину 200 – 220 м. Рудные тела № 2 и 3 имеют незначительные размеры и запасы. Руководством ОАО «Богословское рудоуправление» было принято решение начать отработку Южной залежи с рудного тела № 1, над которым на земной поверхности располагаются автодорога и водопровод Ø 250 мм, относящиеся к III категории охраны и имеющие следующие допустимые величины деформации: горизонтальные (растяжение, сжатие)  $7 \cdot 10^{-3}$ ; наклон  $10 \cdot 10^{-3}$ .

В соответствии с действующими правилами был проведён прогнозный расчёт развития сдвижения массива горных пород, устойчивости дневной поверхности и проявления опасных деформаций на земной поверхности.

Коэффициент устойчивости составил 1,6, т. е. земная поверхность не должна подвергнуться сдвигению. В массиве горных пород образуется куполообразный свод обрушения вышележащих пород, который локализуется, не достигая границы контакта коренных пород и наносов, образуя потолочину из нетронутого горного массива в 150 м. Следовательно, поверхность будет находиться в устойчивом состоянии и не подвергнется опасным деформациям и, соответственно, охраняемые объекты будут в полной безопасности. Однако сложившаяся на дневной поверхности ситуация не соответствовала результатам анализа, что хорошо прослеживается по хронологии освоения залежи.

Отрабатывать рудное тело № 1 начали летом 2009 г. с горизонта – 320 м, в сентябре был проведён первый технологический подземный взрыв, после отработки 1-й камеры её очистной объём составил 29 тыс. м<sup>3</sup>. При подземной отработке 1-й секции 1-й каме-

\* Правила охраны сооружений и природных объектов от вредного влияния подземных разработок на месторождениях руд черных металлов Урала и Казахстана. – Свердловск, 1990. – 64 с.

ры того же горизонта 24.10.2009 г. объём очистной камеры составил 88 тыс. м<sup>3</sup>. В мае 2010 г. после проведения технологического взрыва была начата отработка секции № 2 того же горизонта, объём очистной камеры составил 142 тыс. м<sup>3</sup>. В сентябре 2010 г. была начата отработка 3-й секции, и объём очистной камеры составил 215 тыс. м<sup>3</sup>, при этом глубина при отработке трёх секций первой камеры составила 496 м от дневной поверхности.

В конце сентября 2010 г. на асфальте охраняемой автодороги стали появляться паутинообразные трещины, а 28 сентября на поверхность вышла воронка обрушения диаметром 50 и глубиной 15 м. В настоящий момент общая площадь воронки обрушения на земной поверхности составляет 3600 м<sup>2</sup> при глубине 20 м. При этом стенки воронки обрушения представлены суглинистым материалом на всю глубину, какого-либо выхода коренных пород не наблюдалось.

Аналогичная ситуация произошла при расчёте устойчивости земной поверхности при подземной отработке Верхней и Западной залежей, относящихся все к той же группе Песчанского месторождения. Однако при их отработке на поверхности не было расположено категорийных охраняемых объектов. Но расчёт состояния устойчивости земной поверхности проводился по той же методике, что и для Южной залежи. Было показано, что земная поверхность над Верхней залежью будет в устойчивом состоянии с коэффициентом запаса устойчивости 1,7 и земная поверхность не претерпит опасных деформаций. Для Западной залежи полученный коэффициент запаса устойчивости составил 2,1, а земная поверхность должна была сохранить свою устойчивость без опасных деформаций.

Отработка Верхней залежи велась одним блоком размером 100×115×80 м с января 2001 г. По мере отработки в декабре 2003 г. геолого-маркшейдерской службой шахты «Северопесчанская» было зафиксировано образование в массиве горных пород купола обрушения. Высота его от очистного пространства составила в среднем 55 м. На данный момент отработки рассматриваемой залежи визуально прослеживается только классическое развитие процесса сдвижения в массиве горных пород в соответствии с выполненными расчётами. На дневной поверхности начальный этап развития процесса сдвижения инструментально не был отмечен, так как в процессе отработки данного рудного тела не была заложена наблюдательная станция. При выполнении технологического взрыва в августе 2004 г. и дальнейшей отработке выемочного блока в сентябре того же года на дневной поверхно-

сти был зафиксирован выход обрушения на дневную поверхность в виде воронки, которая развивалась по мере увеличения объёма выработанного пространства. В настоящее время отработка Верхней залежи завершена, Западную залежь так и не стали отрабатывать.

Исходя из сказанного выше, с учетом результатов инструментальных наблюдений, приращения скоростей вертикальных и горизонтальных деформаций, расстояний между реперами профильных линий (33 м), размеров выработанного пространства и глубины их залегания, в сравнении с аналогичными параметрами выработанного пространства на других месторождениях (Сарановское месторождение хромитов, Высокогорский ГОК), можно сделать вывод, что Песчанское месторождение, а конкретно Южная залежь, представлены ослабленным массивом горных пород.

Данное предположение о состоянии геологической среды на отдельно взятом участке всего рудного поля также косвенно подтверждается общей геологической характеристикой всего месторождения и техногенного влияния на горный массив. С геологической точки зрения месторождение представлено серией тектонических нарушений различного ранга. Кроме этого, здесь зафиксирован ряд докарновых, дорудных зон тектонических нарушений. Почти все отмеченные на Песчанском месторождении тектонические нарушения заложены в доинтрузивное время, впоследствии многократно подновлялись, что проявляется в приуроченности к ним рудных тел, серий даек, зон пострудного дробления. В последующие геологические периоды дроблению подверглись и эти новообразования. Таким образом, массив горных пород месторождения представляет собой обыкновенную блочную структуру, которая имеет существенную особенность до начала производства работ находиться в своём начальном напряжённом состоянии, которое называется естественным или начальным напряжённым состоянием.

Кроме этого, данная территория находится под многолетним техногенным воздействием (искусственные водохранилища, буровзрывные работы при освоении месторождений). Здесь ведётся добыча чёрных и цветных металлов; такое мощное техногенное влияние отрицательно сказывается на современном состоянии массива горных пород своим воздействием на естественное напряжённое состояние тектонического поля. Для горных пород источником напряжений в массиве являются силы собственного веса пород и тектонические процессы, происходящие в Зем-

ле. Напряжение, возникающее в массиве от веса пород, вызвано земной гравитацией: в соответствии с законом всемирного тяготения Ньютона эта сила является гравитационным полем. Влияют на напряжённое состояние горного массива и горизонтальные напряжения, действующие в двух перпендикулярных направлениях, вызванные изменением в массиве, – тектонического поля, обусловленного неравномерным распределением в пространстве скоростей тектонических движений и скоростей деформаций массива горных пород.

Можно сделать такой предварительный вывод: если бы на Верхней залежи были организованы инструментальные наблюдения, позволившие проследить стремительно развивающийся процесс сдвижения в горном массиве при её отработке, то можно было бы избежать той ситуации, которая сложилась на дневной поверхности при разработке рудного тела № 1 Южной залежи, где один из охраняемых объектов III категории охраны, а именно автомобильная дорога Краснотурьинск – пос. Воронцовск, нарушен и восстановлению не подлежит.

В заключение следует сказать, что при освоении месторождений или при каких-либо других масштабных горных работах необходимо создавать наблюдательную станцию, которая позволит исследовать динамику процесса сдвижения в режиме мониторинга. Результаты непосредственных инструментальных наблюдений позволят прогнозировать состояние массива горных пород и определять, для каких целей пригоден данный участок местности.

УДК 622.831

### **ДЕФОРМАЦИОННЫЙ МОНИТОРИНГ В РАЙОНЕ ОТРАБОТАННЫХ МЕСТОРОЖДЕНИЙ**

*Л.С. Шамганова, К.К. Тулебаев, Г.К. Джангулова,  
М.Н. Омралин, Л.М. Кокишева*

В процессе реструктуризации горнодобывающей промышленности Казахстана было намечено закрыть рудники, эксплуатация которых в современных условиях нерентабельна. Неизбежное след-

ствии прекращения действия горных предприятий – изменение характера техногенной нагрузки в их районах, что вызывает приток и подъём уровня подземных вод и, следовательно, увлажнение пород вокруг старых выработок, оседание поверхности; образование провалов, изменение гидрогеологических условий. Самоликвидация сохранившихся пустот приводит к повторному сдвигению толщи горных пород и проявлению этих процессов на земной поверхности, к деформациям наземных объектов и ряду других разрушительных процессов. Поэтому актуальной задачей становится обеспечение безопасной жизнедеятельности.

В районе Миргалимсайского месторождения охраняемыми объектами являются здания и сооружения г. Кентау. Здесь возникла сложная ситуация, особенно если учесть произошедшие изменения геологического и гидрологического режимов и состояния насыпных грунтов; образование пустот; наличие в непосредственной близости от города штольни по выпуску подземных вод; нерабочее состояние городской дренажной системы и ряд других факторов [3, 4]. В отмеченных условиях необходимо организовать геомониторинг сдвижения и деформаций массива горных пород и степени нарушенности земной поверхности. К основным его задачам относятся [1]:

- получение данных о наличии или отсутствии сдвижений земной поверхности;
- установление взаимосвязи между величинами сдвижений земной поверхности, наличия разрывных нарушений;
- наблюдение за поведением зданий и сооружений, которые получили повреждения [2].

В 2003 – 2004 гг. подземные воды поднялись до своего первоначального уровня (уровня 1940-х годов) и достигли отметки 438 м. При этом произошло затопление северной части г. Кентау.

В 2007 г. по специальному проекту была пройдена водосливная штольня протяженностью 2504 м и сечением 3,14 м<sup>2</sup> со ствола рудника «Глубокое» в юго-западный район г. Кентау с последующим сбросом воды в Кошкурганское водохранилище. Проектом предусматривался контроль уровня и качества подземных вод, контроль деформаций земной поверхности. Институт КазНИМИ проводил исследование характера активизации процесса сдвижения, были зафиксированы оседания земной поверхности на отдельных участках до 33 мм с максимальной скоростью около 5 мм/мес [5]. Общая длина профильных линий в пределах города охарактеризована в таблице.

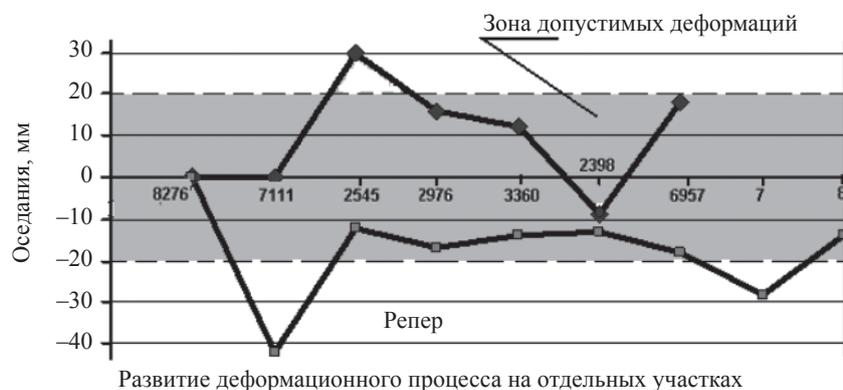
### Характеристика нивелирных линий

№ линии	Название линии	Класс	Длина линии, м	Число звеньев	Расстояние между знаками, м		Невязки линий, мм	
					наибольшее	среднее	полученная	допустимая
1	8276 – гр.репер	III	1634,37	30	75,61	54,48	-0,0	77,6
2	гр.репер – 6076	III	1879,88	32	83,05	58,75	0,0	82,7
3	6076 – 2545	III	698,65	12	60,13	58,22	0,5	31,8
4	2545 – 3360	III	398,81	8	69,27	49,85	-1,0	21,6
5	2545 – 2398	III	976,63	16	71,84	61,04	-0,5	42,0
6	2398 – 6957	III	996,18	18	60,20	55,34	-0,5	47,1
7	6957 – Рп8	III	905,07	16	61,33	56,57	0,5	42,0

Поскольку наблюдения были начаты недавно (май 2011 г.), данные наших наблюдений в сравнении с ранее полученными ВНИМИ, КазНИМИ и другими организациями находятся в пределах нормы, некоторая часть оседаний земной поверхности при активизации процесса сдвижения могла реализоваться до начала наблюдений. Тем не менее зафиксированные значения оседаний составляют 25 – 42 мм (см. рисунок).

Проведённые наблюдения позволили установить наличие сдвижения земной поверхности, а также определить значения оседания и скорости их развития. В связи с тем, что инструментальные наблюдения начаты недавно, полученные значения следует считать ориентировочными. Для получения более точных результатов необходимо продолжить наблюдения по следующим направлениям:

- развивать наблюдательную сеть, включая в неё новые линии на территории города;
- совершенствовать методы наблюдений и анализа результатов;
- разработать геомеханическую модель развития деформаций и вести прогноз явлений на территории города.



#### Литература

1. Сдвигание горных пород на рудных месторождениях / М.А.Кузнецов и др. – М.: Недра, 1971. – 223 с.
2. Правила охраны сооружений и природных объектов от вредного влияния подземных разработок на месторождениях руд черных металлов Урала и Казахстана: утв. 02.08.90 Минметом СССР. – Свердловск: ИГД Минмета СССР, 1990. – 64 с.
3. Заключение о гидрогеологических условиях скважин № 2,3 на пересечении улиц Шакарима – Бекенова в г. Кентау: отчет / АО «Шымкентгидрогеология». – Аксукунт, 2011. – 38 с.
4. Протокол заседания рабочей группы для выработки предложений по решению проблемы выхода грунтовых вод на поверхность в г. Кентау / ЮКО № 3 от 25.11.2011 г., г. Шымкент.
5. Проведение инструментальных наблюдений за сдвижением земной поверхности в процессе затопления Миргалымсайского рудника: отчет. – Караганда, 2007. – 33 с.

УДК 622.831

### ГЕОМЕХАНИЧЕСКАЯ ОЦЕНКА ТЕХНОЛОГИИ ОТРАБОТКИ УЧАСТКА РУДНОЙ ЗАЛЕЖИ «ВОСТОК-1» НИКОЛАЕВСКОГО МЕСТОРОЖДЕНИЯ

*И.Ю. Рассказов, М.И. Потапчук, А.В. Сидляр*

Анализ мирового опыта отработки удароопасных месторождений свидетельствует, что с увеличением глубины разработки и объемов выработанных пространств происходит активизация геомеханических и геодинамических процессов, которые в свою очередь создают предпосылки горных ударов и других опасных проявлений

горного давления. В этих условиях для обоснования ударобезопасного порядка отработки участка рудной залежи «Восток-1» Николаевского полиметаллического месторождения (камера 2 блока «Южный-1») провели оценку изменения напряжённо-деформированного массива горных пород по мере развития очистных работ с применением численного моделирования методом конечных элементов (МКЭ) в плоской постановке задачи, широко используемого для решения различного рода геомеханических задач.

Исследуемый участок ведения горных работ находится в этаже –360...–420 м (вертикальная глубина 740 – 800 м) в зоне влияния выработанного пространства очистных блоков и граничит: на СЗ с выработанным и заложённым пространством камер 1 и 2 блока «Южный-2»; на ЮВ с очистной камерой 1 блока «Южный-1». В соответствии с морфологией рудной залежи, а также ценностью руды для отработки исследуемого участка принята система подэтажных штреков со сплошной камерной выемкой и последующим обрушением кровли. При обосновании граничных условий использовали результаты ранее проведённых геомеханических исследований, по которым было установлено преобладание горизонтальных тектонических напряжений, в 1,5 – 2,5 раза превышающих вертикальную гравитационную составляющую [1]. Прочностные и упругие свойства пород и руд месторождения, использованные при моделировании, были приняты по результатам лабораторных и натурных исследований. Оценка устойчивости элементов системы разработки при последовательной отработке камеры 2 блока «Южный-1» производили по максимальным сжимающим напряжениям и критерию Кулона – Мора [2].

Результаты моделирования показали, что в районе разрабатываемого блока под влиянием очистной выемки происходит формирование сложного техногенного поля напряжений, характеризующегося наличием областей разгрузки (преимущественно надработанные зоны), и появлением зон концентрации напряжений преимущественно в краевых частях массива.

Отработка руды в этаже –370...–380 м приводит к росту касательных напряжений до 90 МПа в области взаимовлияния штреков Транзитного 5-2 и Разведочного 1, а также непосредственно под выработанным участком. В зоне действия высоких касательных напряжений также находятся штрек Транспортный 5-2 и граничащий с выработанным пространством участок рудной залежи на горизонте –390 м, где их значения приближаются к пределу прочности на сдвиг слагающих пород (120 МПа), что свидетельствует о повышенной степени удароопасности данных участков (рис. 1).

Над выработанным пространством очистной камеры образуется протяжённая зона разгрузки. Наиболее высокий уровень напря-

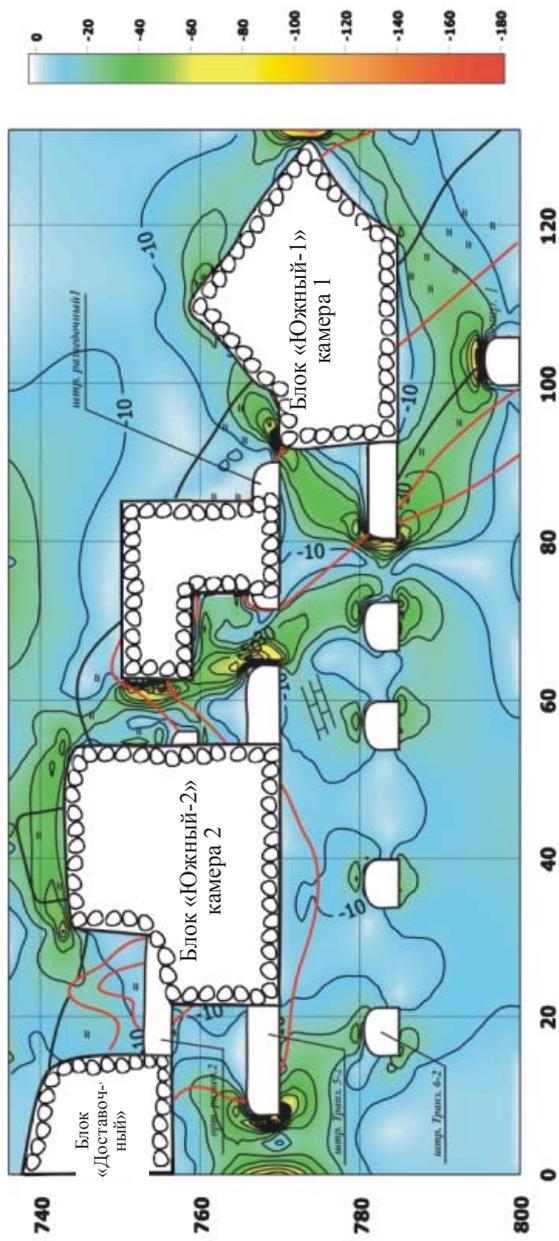


Рис. 1. Распределение интенсивности касательных напряжений  $\tau_{max}$  при отработке запасов камеры 2 до гор. -390 м (разрез по линии 3б)

жений в конструктивных элементах системы разработки и прилегающем горном массиве, в отдельных случаях превышающий предел прочности пород на сдвиг, наблюдается после полной отработки очистного блока до горизонта  $-406$  м и может привести к разрушению горных конструкций как в динамической, так и в статической форме. К ним относятся следующие участки массива: район штрека Транзитного 5-2 (в этаже  $-390\dots-385$  м); район штреков Транзитного 5-2 и Подэтажного 1 (в этаже  $-380\dots-375$  м), а также северо-западная часть штрека Разведочного 1 на гор.  $-406$  м. Установлено также, что в подработанном горном массиве над штреком 1 на гор.  $-420$  м формируется обширная зона опорного давления, что в дальнейшем может привести к ухудшению геодинамической ситуации в районе этой выработки (рис. 2). По результатам моделиро-

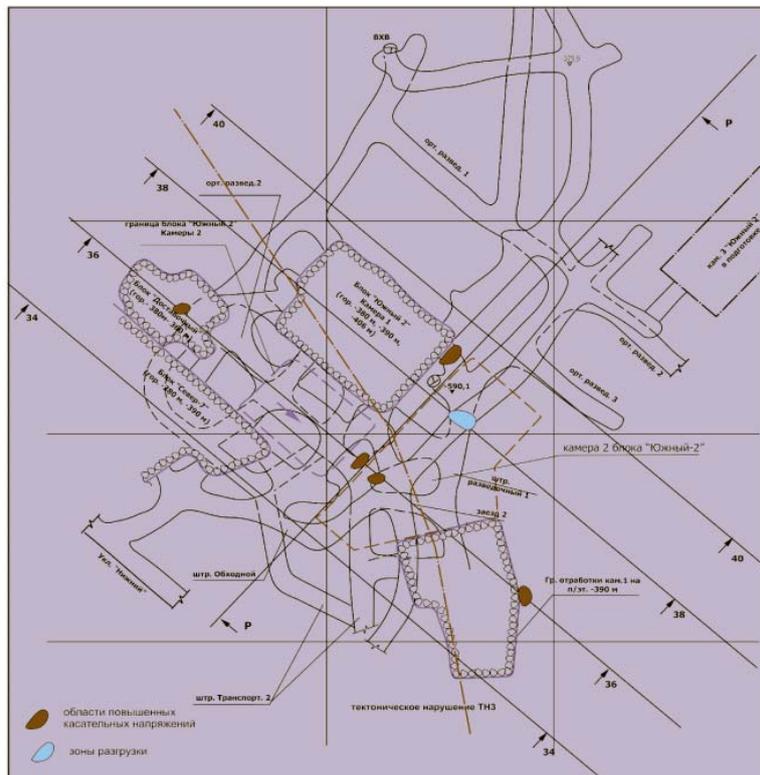


Рис. 2. Потенциально удароопасные зоны в горном массиве при полной отработке очистной камеры 2 блока «Южный-1» на плане горизонтов  $-380$  и  $-406$  м

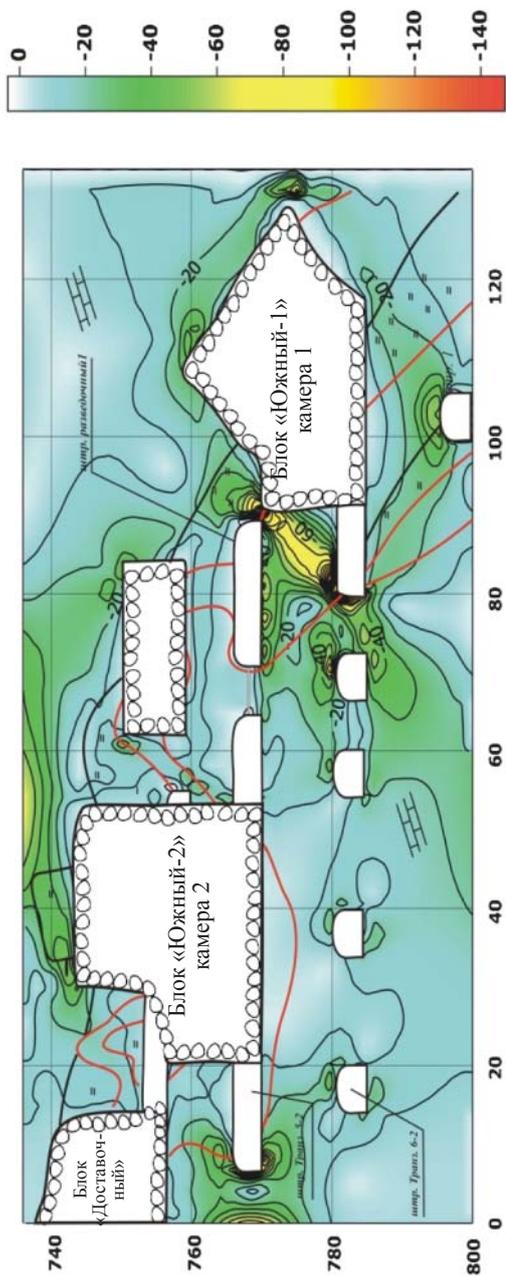


Рис. 3. Распределение интенсивности касательных напряжений  $\tau_{\text{танг}}$  после создания разгрузочной щели между штреками Гранзитным 5-2 и Разведочным 1

вания установлено, что создание разгрузочной щели в целике между штреками Транзитным 5-2 и Разведочным 1 приводит к снижению уровня напряжений на данном участке на 80 МПа, что свидетельствует об эффективности этой профилактической меры (рис. 3).

Для снижения удароопасности наиболее напряжённых участков месторождения и охраны горных выработок рекомендован комплекс мероприятий, в числе которых создание разгрузочной щели, особенно в участках массива, где ширина целика меньше 2 диаметров выработки; бурение разгрузочных скважин, ориентированных по возможности вкрест простираения действия наибольших главных напряжений; изменение формы поперечного сечения выработок, а также непрерывный геомеханический мониторинг краевых частей массива и целиков инструментальными методами, включая геоакустический с использованием АСКГД «Prognoz ADS» [1, 3, 4].

#### Литература

1. *Рассказов И.Ю.* Контроль и управление горным давлением на рудниках Дальневосточного региона / И.Ю. Рассказов. – М.: Изд-во Горная книга, 2008. – 329 с.
2. *Казикаев Д.М.* Геомеханика подземной разработки руд: учебник / Д.М. Казикаев. – 2-е изд. – М.: Изд-во МГГУ, 2009. – 542 с.
3. Инструкция по безопасному ведению горных пород на рудниках и нерудных месторождениях, объектах строительства подземных сооружений, склонных и опасных по горным ударам (РД 06-329-99). – М.: ГП НТЦ по безопасности в промышленности Госгортехнадзора России, 2000. – 66 с.
4. Указания по безопасному ведению горных работ на Николаевском и Южном месторождениях (ОАО «ГМК «Дальполиметалл»), опасных по горным ударам / И.Ю. Рассказов и др. // Указания по ведению горных работ. – Хабаровск: ИГД ДВО РАН, 2008. – 64 с.

УДК 622.28

### **НАПРЯЖЁННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ КРЕПИ ВЫРАБОТОК ПРОИЗВОЛЬНОГО ОЧЕРТАНИЯ И МАССИВА ГОРНЫХ ПОРОД ПРИ НЕЛИНЕЙНОМ ДЕФОРМИРОВАНИИ**

*М.В. Бочаров*

Исследование напряжённо-деформированного состояния (НДС) грунтового массива вокруг горизонтальных и вертикальных выработок является одним из ключевых факторов, учитываемых при проектировании крепи, поскольку адекватное понимание поведе-

ния массива горных пород, ослабленных выработкой произвольной конфигурации, позволяет для практических инженерных расчётов определять горное давление, действующее на контур крепи, как в случае горизонтальных выработок, так и вертикальных. Сложность данной задачи заключается в разнообразии свойств горных пород, их неоднородности по глубине и поведению вокруг выработки. Ключевой акцент в данной работе при оценке НДС массива горных пород и крепи был сделан на нелинейном поведении грунтового массива вокруг выработки и его действия на крепь, а также попытке обобщить данную расчётную методику на крепь произвольной геометрической конфигурации.

Решить данную задачу при всём многообразии действующих факторов можно лишь численным методом, особенно при учёте нелинейного поведения грунта и реальной конфигурации крепи. Наибольшее распространение при численном решении механики деформируемого твёрдого тела получил метод конечных элементов (МКЭ), обладающий высокой универсальностью и позволяющий учитывать в достаточной для практических расчетов степени всё многообразие протекающих процессов.

В современной расчётной практике горных выработок наибольшее распространение получил метод Колосова – Мухелишвили, основанный на теории комплексного переменного, обладающий рядом преимуществ, основным из которых является относительная простота в реализации. Метод не предназначен для грунтов при нелинейном (пластическом) деформировании.

Использование упруго-пластической модели грунта совместно с МКЭ и реальной конфигурацией крепи позволяет работать с нелинейно деформируемой средой. Контактное взаимодействие грунта и крепи определяется автоматически на базе имеющихся горно-геологических данных (модуля упругости, коэффициента Пуассона, угла внутреннего трения, величины сцепления); сингулярности в угловых точках крепи нивелируются с использованием конечных элементов высокого порядка и сгущением сетки в окрестности данной зоны, а главное, позволяют определить реальное давление породного массива на крепь.

Цель данной работы – использовать модель нелинейного деформирования грунтового массива в окрестности выработки методами упругопластического поведения на основе ассоциированного закона текучести с применением поверхности текучести Друкера – Прагера, описать реальную конфигурацию крепи с использованием квадратичных конечных элементов для более адекватного описания как конструкции в целом, так и её поведения в угловых точках. На рис. 1

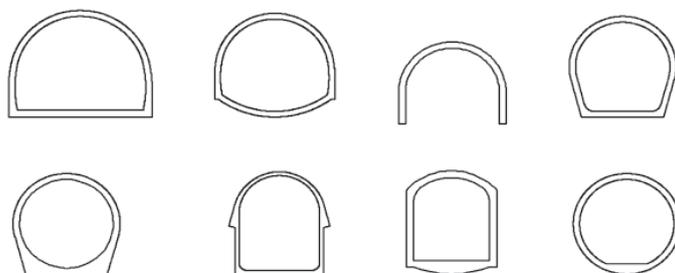


Рис. 1. Горизонтальные конфигурации крепи выработок

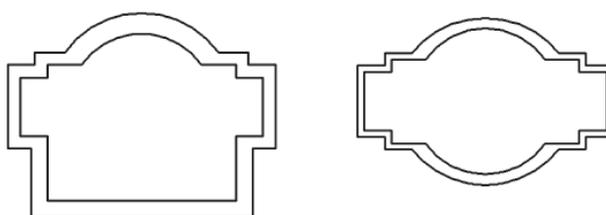


Рис. 2. Вертикальные конфигурации крепи выработок

и рис. 2 представлены возможные горизонтальные и вертикальные конфигурации крепи выработок.

**Постановка задачи.** При определении НДС с учетом упруго-пластического деформирования грунтового массива и крепи выработки решались три задачи (рис. 3 и 4): на первом этапе – упру-

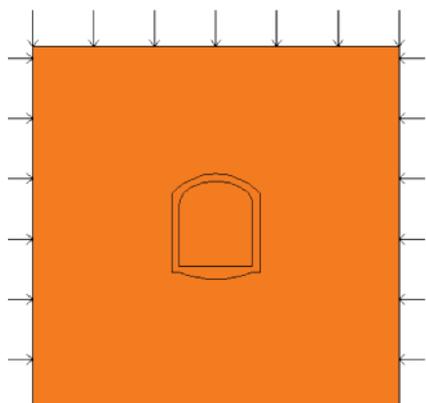


Рис. 3. Расчётная схема при определении начальных напряжений

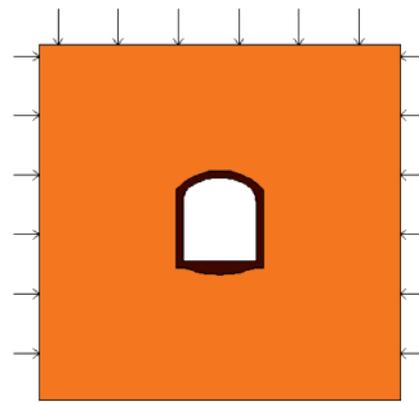


Рис. 4. Расчётная схема при совместной работе массива и крепи

гая задача с целью определения начального поля напряжений в породном массиве, на втором – задача упруго-пластического деформирования массива пород и крепи выработки, на третьем – задача по определению несимметричного армирования крепи выработки по результатам полученного напряжённого состояния крепи. Граничные условия задавались следующим образом: вверху расчётной области ставилась вертикальная составляющая горного давления на глубине  $H$  ( $\gamma H$ ,  $\gamma$  – удельный вес грунта,  $H$  – глубина), по бокам – горизонтальная составляющая ( $\lambda\gamma H$ ,  $\lambda$  – коэффициент бокового давления). Границы расчётной области составляли 10 радиусов выработки с целью уменьшения влияния протекающих в околорудничном пространстве процессов на «бесконечности» и искажения результатов расчёта.

**Метод решения.** При всем многообразии состава и структурного строения грунта с точки зрения механики сплошной среды представляют собой сыпучие слабо связанные среды, макроскопическое поведение которых при действии механических нагрузок с достаточной для практических приложений точностью может быть описано в рамках теории механики деформируемого твердого тела. Основными отличительными особенностями НДС данных сред являются: ярко выраженная нелинейность при достаточно низких значениях напряжений и существенно различная способность сопротивляться сжимающим и растягивающим нагрузкам (разномодульные материалы). При решении упруго-пластической задачи использовался следующий функционал, минимизирующий потенциальную энергию на работе внешних и внутренних сил:

$$\Pi = \frac{1}{2} \iint (\sigma_x \varepsilon_x + \sigma_y \varepsilon_y + \sigma_{xy} \varepsilon_{xy}) h dS - \iint Y v h dS - \int (X_n u + Y_n v) h dL + \lambda_i \Sigma_i G_i,$$

$$\begin{aligned} (\gamma + G) \frac{\partial}{\partial x} \left[ \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} \right] + G \left[ \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right] &= 0, \\ (\gamma + G) \frac{\partial}{\partial y} \left[ \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right] + G \left[ \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right] &= 0, \end{aligned} \quad (1)$$

где первое слагаемое отвечает за работу внутренних усилий, возникающих в элементе; второе – работа внешних объёмных усилий; третье – работа внешних поверхностных нагрузок; четвёртое – набор множителей Лагранжа.

При решении задачи делались следующие допущения:

- при определении начального поля напряжений начальные деформации обнулялись;
- при пластическом деформировании грунтового массива предполагалась пластическая несжимаемость;
- при пластическом деформировании материал подчинялся ассоциированному закону течения;
- аддитивность упругой и пластической деформации;
- совместное деформирование крепи и массива.

На основании анализа уровня нагрузок, возникающих в окружающем подземный участок грунте, а также закономерностей поведения реальных грунтов при данных нагрузках показано, что для моделирования нелинейного НДС, взаимодействующего с подземной конструкцией грунта с достаточной для практических приложений точностью можно использовать модель упруго-идеальнопластического материала. При умеренных статических нагрузках в качестве критерия перехода грунта в пластическое состояние можно использовать следующее линейное соотношение, выражающее известный закон Кулона для грунтов:

$$|\tau_n| = c + \operatorname{tg} \varphi \sigma_n, \quad (2)$$

где  $\tau_n$  и  $\sigma_n$  – касательная и нормальная (сжимающая) компоненты напряжений на элементарной площадке с нормалью  $n$ ;  $c$  – удельное сцепление;  $\varphi$  – угол внутреннего трения грунта.

Переходя к более удобной в общем случае трактовке сжимающих напряжений как отрицательных и обобщая критерий Кулона для трехмерного НДС, получаем следующее условие текучести:

$$\begin{aligned} |\sigma_1 - \sigma_2| &= (2c \operatorname{ctg} \varphi - \sigma_1 - \sigma_2) \sin \varphi, \\ |\sigma_2 - \sigma_3| &= (2c \operatorname{ctg} \varphi - \sigma_2 - \sigma_3) \sin \varphi, \\ |\sigma_3 - \sigma_1| &= (2c \operatorname{ctg} \varphi - \sigma_3 - \sigma_1) \sin \varphi, \end{aligned} \quad (3)$$

где  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  – первое, второе и третье главные напряжения, которые определяются через декартовы компоненты напряжений  $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ .

Данные уравнения (3) образуют в пространстве главных напряжений поверхность текучести в виде шестигранной пирамиды (часто называемой пирамидой Мора – Кулона) (рис. 5).

По результатам теоретических и экспериментальных исследований, условие текучести Мора – Кулона рассматривается как крите-

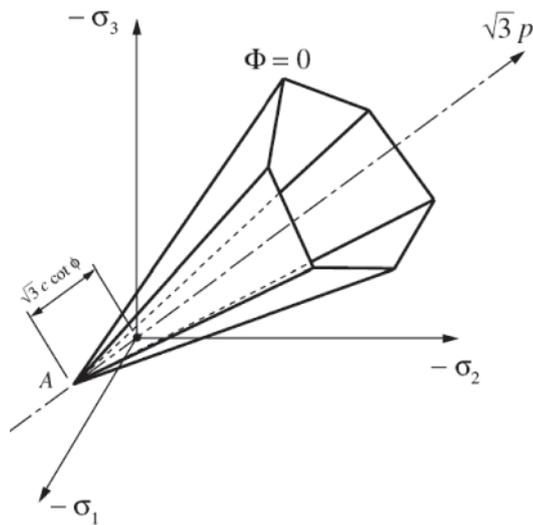


Рис. 5. Поверхность текучести Мора – Кулона

рий, дающий наиболее точные результаты в случае сложного НДС реальных грунтов различных типов.

Наряду с достоинствами, данный критерий обладает и определёнными недостатками, которые при численном моделировании становятся весьма существенными. Во-первых, на каждом этапе численного итерационного процесса

требуется шестикратная проверка по уравнениям (3). Во-вторых, поверхность текучести Мора – Кулона является кусочно-линейной и содержит бесконечное множество нерегулярных точек.

Теоретические исследования по построению эффективных алгоритмов численного решения упруго-пластических задач механики деформируемого твёрдого тела с негладкими поверхностями текучести при практическом численном анализе задач механики грунтов приводят к аппроксимации гладкой поверхностью:

$$\Phi(I_1, J_2, J_3) = 0, \quad (4)$$

где  $I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$  – первый инвариант тензора напряжений;

$J_2 = \frac{1}{2} s_{ij} s_{ji}$  – второй инвариант девиатора тензора напряжений;

$J_3 = \frac{1}{3} s_{ij} s_{jk} s_{ki}$  – третий инвариант девиатора тензора напряжений;

$s_{ij} = \sigma_{ij} - \delta_{ij} \frac{I_1}{3}$  – компоненты девиатора тензора напряжений;

$\delta_{ij}$  – символ Кронекера.

Рис. 6. Поверхность текучести Друкера – Прагера

Впервые уравнение гладкой поверхности текучести для анализа сложного нелинейного НДС грунтов было предложено Друкером и Прагером (рис. 6) в виде

$$\Phi(I_1, J_2, J_3) = \alpha I_1 + \sqrt{J_2} - k, \quad (5)$$

где  $\alpha$  и  $k$  – некоторые положительные константы для каждой точки материала.

Или в развернутом виде:

$$\Phi(I_1, J_2, J_3) = \alpha(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) + \sqrt{\frac{1}{6}((\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2))} - k, \quad (6)$$

$$\alpha = \frac{\sin \varphi}{\sqrt{3}\sqrt{3 + \sin^2 \varphi}}, \quad k = \frac{\sqrt{3}c \cos \varphi}{\sqrt{3}\sqrt{3 + \sin^2 \varphi}} - \text{ для вписанного в пира-}$$

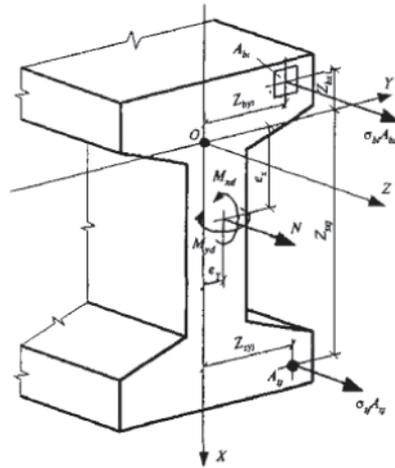
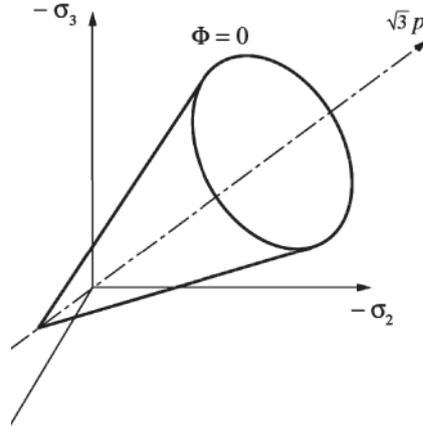
миду Мора – Кулона конуса Друкера – Прагера.

$$\alpha = \frac{2 \sin \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)}, \quad k = \frac{6c \cos \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)}$$

– для описанного в пирамиду Мора – Кулона конуса Друкера – Прагера.

При расчете железобетонных элементов (рис. 7) с использованием деформационной модели

Рис. 7. Расчётная схема нормального сечения железобетонного элемента



принимают: значения сжимающей продольной силы, а также сжимающих напряжений и деформаций укорочения бетона и арматуры – со знаком минус; значения растягивающей продольной силы, а также растягивающих напряжений и деформаций удлинения бетона и арматуры – со знаком плюс.

При расчете нормальных сечений по прочности в общем случае используют уравнения равновесия внешних сил и внутренних усилий в нормальном сечении элемента:

$$\begin{aligned}
 M_x &= \sum_i \sigma_{bi} A_{bi} Z_{bxi} + \sum_j \sigma_{sj} A_{sj} Z_{sxj}, \\
 M_y &= \sum_i \sigma_{bi} A_{bi} Z_{byi} + \sum_j \sigma_{sj} A_{sj} Z_{syj}, \\
 N &= \sum_i \sigma_{bi} A_{bi} + \sum_j \sigma_{sj} A_{sj},
 \end{aligned} \tag{7}$$

где  $M_x, M_y$  – изгибающие моменты от внешней нагрузки относительно выбранных и располагаемых в пределах поперечного сечения элемента координатных осей;  $N$  – продольная сила от внешней нагрузки;

$A_{bi}, Z_{bxi}, Z_{byi}, \sigma_{bi}$  – площадь, координаты центра тяжести  $i$ -го участка бетона и напряжение на уровне его центра тяжести;

$A_{sj}, Z_{sxj}, Z_{syj}, \sigma_{sj}$  – площадь, координаты центра тяжести  $j$ -го стержня арматуры и напряжение в нём.

Для железобетонных элементов, на которые действуют изгибающие моменты двух направлений и продольная сила, деформации бетона  $\epsilon_{b, \max}$  и арматуры  $\epsilon_{s, \max}$  в нормальном сечении произвольной формы определяют из решения системы уравнений:

$$\begin{aligned}
 M_x &= D_{11} \frac{1}{r_x} + D_{12} \frac{1}{r_y} + D_{13} \epsilon_0, \\
 M_y &= D_{12} \frac{1}{r_x} + D_{22} \frac{1}{r_y} + D_{23} \epsilon_0, \\
 N &= D_{13} \frac{1}{r_x} + D_{23} \frac{1}{r_y} + D_{33} \epsilon_0.
 \end{aligned} \tag{8}$$

Жесткостные характеристики  $D_{ij}$  ( $i, j = 1, 2, 3$ ) в уравнениях определяют по формулам

$$\begin{aligned}
 D_{11} &= \sum_i A_{bi} Z_{bxi}^2 E_b v_{bi} + \sum_j A_{sj} Z_{sxj}^2 E_{sj} v_{sj}, \\
 D_{22} &= \sum_i A_{bi} Z_{byi}^2 E_b v_{bi} + \sum_j A_{sj} Z_{syj}^2 E_{sj} v_{sj}, \\
 D_{12} &= \sum_i A_{bi} Z_{bxi} Z_{byi} E_b v_{bi} + \sum_j A_{sj} Z_{sxj} Z_{syj} E_{sj} v_{sj}, \\
 D_{13} &= \sum_i A_{bi} Z_{bxi} E_b v_{bi} + \sum_j A_{sj} Z_{sxj} E_{sj} v_{sj}, \\
 D_{23} &= \sum_i A_{bi} Z_{byi} E_b v_{bi} + \sum_j A_{sj} Z_{syj} E_{sj} v_{sj}, \\
 D_{33} &= \sum_i A_{bi} E_b v_{bi} + \sum_j A_{sj} E_{sj} v_{sj},
 \end{aligned} \tag{9}$$

**Полученные результаты.** При решении поставленной задачи использовались следующие начальные данные:  $E = 3$  ГПа,  $\mu = 0,3$ ,  $H = 1000$  м,  $\gamma = 1,9$  т/м<sup>3</sup>,  $c = 15$  МПа,  $\varphi = 28^\circ$ . Расчет проводился на сетке из 20000 элементов с последующей адаптацией и сгущением в зависимости от градиента напряжений и деформаций до 35000 элементов. Полученная система нелинейных уравнений решалась модифицированным методом Ньютона – Рафсона. Установлено, что общие перемещения, достигающие максимального значения в 240 мм, при заданных свойствах грунта корреспондируют с перемещениями для односложных конфигураций (рис. 8).

Зоны пластических деформаций представлены на рис. 9 и по своей картине качественно согласуются с нормативными данными. Картина распределения зон пластического течения обусловлена автоматическим учетом при упруго-пластическом расчете не только коэффициента упругого отпора, перпендикулярного контуру крепи, но и касательного.

На рис. 10 показана зона распределения напряжений в области угловых точек для плоской и балочной моделей; как вид-

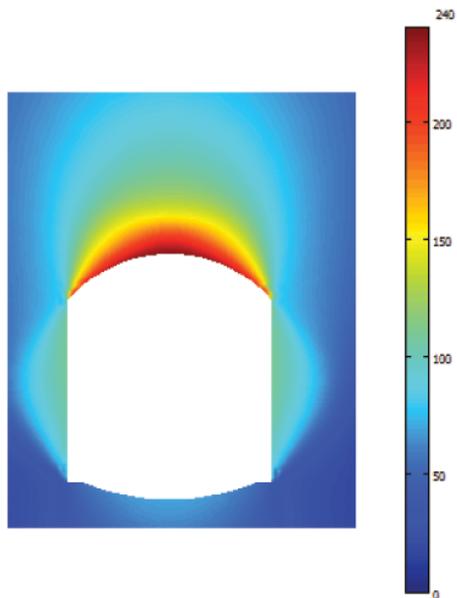


Рис. 8. Распределение общих перемещений на контуре выработки

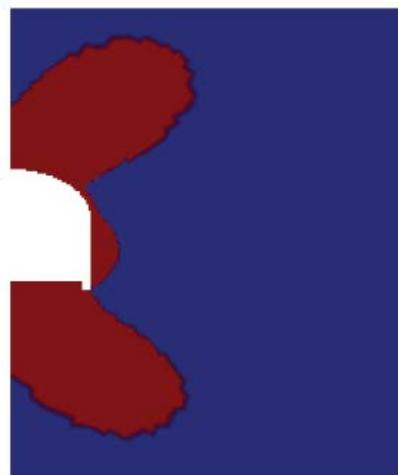


Рис. 9. Зоны возможных пластических деформаций

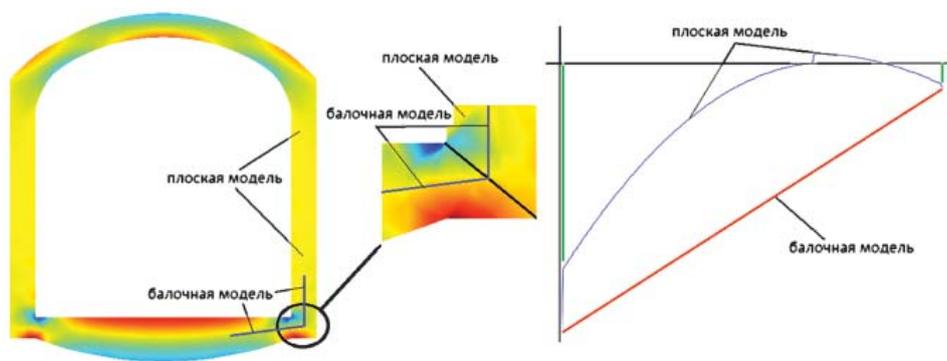


Рис. 10. Область распределения напряжений в зоне угловых точек (синяя – плоские элементы, красная – балочные элементы)

но из последнего рисунка, распределение напряжений с возможным концентратором для обеих моделей совпадает только в граничных точках, на остальном же интервале распределение напряжений для плоской модели (синяя кривая) сильно убывает и при этом меньше по модулю значений напряжений по балочной модели (красная прямая). Площади же под этими кривыми приводят к интегральным внутренним силовым характеристикам: силе и изгибающему моменту. Площадь под синей кривой меньше площади под красной прямой, а соответственно, меньше и нормальная сила, и изгибающий момент.

### Выводы

По результатам проведенных исследований опробована модель упруго-пластического поведения грунтового массива, общая картина которого совпадает с нормативными документами для простых конфигураций выработок при заданных горно-геологических условиях, использована модель реальной конструкции крепи с описанием на конечных элементах высокого порядка, что позволило подробнее описать картину поведения крепи, использована деформационная модель поведения. Все перечисленные результаты позволят более адекватно описывать поведение не только грунтового массива и определять горное давление на крепь, но и самой крепи с учетом деформативной работы железобетона. Это даст возможность обобщить расчет трехмерных крепей с сопряжениями без потери общности, с использованием схемы расщепления по физическим процессам, которая позволяет не дифференцировать поверхность текучести. При этом станет возможна простая реализация также и вязко-пластических течений, зависящих от временного фактора, что особенно актуально для таких пород, как калийные соли.

### Литература

1. Булычев Н.С. Проектирование и расчет крепи капитальных выработок / Н.С. Булычев, Н.Н. Фотиева, Е.В. Стрельцов. – М.: Недра, 1986. – 287 с.
2. Булычев Н.С. Механика подземных сооружений в примерах и задачах: учебное пособие для вузов / Н.С. Булычев. – М.: Недра, 1989. – 270 с.
3. Булычев Н.С. Механика подземных сооружений: учебник для вузов / Н.С. Булычев. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Недра, 1994. – 382 с.
4. Замесов Н.Ф. Прогнозирование исходных полей напряжений в рудных месторождениях / Н.Ф. Замесов, И.И. Дзема. – М.: ИПКОН, 1987. – 157 с.
5. Зенкевич О.И. Метод конечных элементов в теории сооружений и в механике сплошных сред: пер. с англ. / О. Зенкевич, И. Чанг; под ред. Ю.К. Зарецкого. – М.: Недра, 1974. – 240 с.

6. Миндели Э.О. Сооружение и углубка вертикальных стволов шахт / Э.О. Миндели, Р.А. Тюркян. – М.: Недра, 1982. – 312 с.
7. Батэ К.Ю. Методы конечных элементов / К.Ю. Батэ. – М., 2010.
8. Руководство по проектированию подземных горных выработок и расчету крепи / ВНИМИ, ВНИИОМШС Минуглепрома СССР. – М.: Стройиздат, 1983. – 272 с.
9. Zienkiewicz O.C. The Finite Element Method for Solid and Structural Mechanics Sixth edition / O.C. Zienkiewicz, R.L. Taylor. – S. 1. : S. n., 2005.
10. Zienkiewicz O.C. The Finite Element Method: Its Basis and Fundamentals Sixth edition, O.C. Zienkiewicz, R.L. Taylor, J.Z. Zhu. – S. 1. : S. n., 2005.

## ПРИРОДНО-ТЕХНОГЕННЫЕ КАТАСТРОФЫ В СФЕРЕ НЕДРОПОЛЬЗОВАНИЯ

---

УДК 627.8.059

### ГЕОДИНАМИЧЕСКИЕ ИСТОКИ КРУПНЕЙШИХ КАТАСТРОФ СОВРЕМЕННОСТИ

*А.Д. Сашиурин*

Две крупнейшие природно-техногенные катастрофы современности – чернобыльскую (26 апреля 1986 г.) и саяно-шушенскую (17 августа 2009 г.) разделяют 23 года. За этот период «социальный заказ» на прогноз чрезвычайных ситуаций, на смягчение их последствий, на повышение эффективности соответствующих социальных институтов и улучшение состояния гражданской защиты в обществе стал острейшей общественной потребностью, но практически не продвинулся в решении. По-прежнему в результатах исследования причин происходящих катастроф преобладает пресловутый «человеческий фактор». А между тем, накопленный в России и в мире опыт свидетельствует, что катастрофическое поведение внутренне присуще большинству сложных систем, к которым, безусловно, относятся обе станции. Источником или причиной катастрофических явлений в них могут быть многочисленные техногенные или природные факторы, не всегда зависящие на стадии эксплуатации или в момент аварии от работающего персонала. Официальные комиссии, как правило, сосредотачивают все внимание на изучении «человеческого фактора» эксплуатационного персонала и упускают из виду, что сложная техногенная система создана и функционирует на массиве горных пород и его земной поверхности, которые, в свою очередь, представляют собой сложнейшую природную систему, живущую своей жизнью, со своими процессами и явлениями. Следовательно, сложные техногенные объекты являются составной частью более сложных природно-техногенных систем, искусственные и природные элементы которых взаимодействуют между собой, определяя стабильность или аварийность ситуации. И часто «человеческий фактор» в том и состоит, что это взаимодействие не учтено на стадии проектирования при выборе места размещения объекта, не отражено в его конструкции и регламенте эксплуатации.

Следствием сложившегося подхода к расследованию причин аварий и катастроф являются замена персонала, восстановление работоспособности объекта и продолжение его эксплуатации с теми же внутренними потенциальными катастрофическими свойствами, которые, не будучи выявленными и устраненными, проявятся в последующем [1]. Эту ситуацию очень точно охарактеризовал в отношении катастрофы на Саяно-Шушенской ГЭС известный гидростроитель А.Е. Долгинин, с чьим именем связано освоение гидроэнергетического потенциала Ангары и Енисея; он отметил, что нельзя же всерьез полагать, что она (катастрофа на СШГЭС) произошла из-за нескольких нерадивых эксплуатационников.

Если же отойти от политизированных и ведомственных позиций, преобладающих в настоящее время в сфере расследования природно-техногенных катастроф, то в реальной объективной действительности следует учитывать, что такие сложные уникальные быстро и необратимо развивающиеся системы могут иметь несколько путей развития, новых возможностей, каждый из которых имеет свои «окна уязвимости», принципиальную ограниченность методик долговременного прогноза. В таких системах время, отпущенное на принятие стратегических решений, ограничено и обычно нельзя вернуться к предшествующей ситуации и поступить в ней более разумно, т.е. происходит утрата неиспользованных вовремя возможностей.

У двух знаковых катастроф, чернойбыльской и саяно-шушенской, эти «окна уязвимости» возникли в период их проектирования. Выбор места размещения обеих станций был сделан неудачно, без учета современных геодинамических движений земной коры. В порядке оправдания проектов можно отметить, что в 1960-е годы о современных геодинамических движениях было известно немного. Тем не менее на период проектирования Саяно-Шушенской ГЭС передовые ученые обращали внимание на геодинамическую активность выбранного участка и на ее потенциальную опасность для электростанции [2, 3]. Но их беспокойство то ли мешало плановым срокам, приуроченным к знаменательным датам, то ли просто в силу ведомственной амбициозности (которую, кстати, автор этой статьи сполна испытывает на себе сегодня), было воспринято весьма агрессивно [4].

Это упущение («окно уязвимости») отмечено было В.И. Брызгаловым, длительное время возглавлявшим работу станции. «Несмотря на более чем тридцатилетний период с начала целевого изучения территории для строительства Саяно-Шушенской ГЭС, не были детально исследованы и некоторые геологические структуры

(разломы), и процессы (движения земной коры), которые являются основными факторами и определяют долговременную стабильность территории. В проекте не были предусмотрены ни технические средства, ни сами наблюдения за геодинамическими процессами, а предполагалась лишь установка аппаратуры в теле плотины» [5, с. 32 – 33].

Сегодня вернуться к прежней ситуации и поступить в ней более разумно невозможно. Чернобыльская станция потеряна безвозвратно и сейчас приходится думать, затыкать ли дыры в старом разрушающемся саркофаге или собирать по миру средства на новый. Саяно-Шушенская станция вновь вводится в строй без раскрытия причины произошедшей катастрофы, а следовательно, без ее устранения. Запуск двух восстановленных гидроагрегатов в этих условиях с определенной вероятностью можно рассматривать как запуск бомб замедленного действия с неизвестным временем срабатывания.

Да, шпильки крепления крышки гидротурбины действительно порвались, что выдвинуто в официальных актах расследования в качестве основной причины катастрофы [6]. Да, они были с усталостными дефектами. Но почему они в них возникли, когда по штатным нагрузкам их не должно быть? Почему они «дорвались» внезапно, имея многократный запас прочности на момент аварии? Почему в аналогичной ситуации в 1983 г. на Нурекской ГЭС при порвавшихся 55 шпильках из всех 72 оставшиеся 17 шпилек удерживали крышку, допустив лишь проникновение воды в генераторный отсек? Это позволило перекрыть водовод и не допустить дальнейшего катастрофического развития аварии. И, наконец, почему шпильки с установленными дефектами, как показано в работе [1], распределились по кругу крышки анизотропно? Ответы на эти вопросы могут быть получены только в результате проведения специальных исследований современных геодинамических исследований, которые предусмотрены современным нормативным документом СП 11-104-97, в том числе на стадии эксплуатации объекта, если возникли предположения о влиянии современных геодинамических движений на безопасность объекта [7].

Таким образом, станция восстанавливается в условиях, когда не выявлены и не устранены причины произошедшей катастрофы. А это не что иное, как создание очередного «окна уязвимости», утрата возможностей предотвратить развитие катастрофической ситуации. И повторение локальной аварии, подобной произошедшей, не самый худший вариант. Существует реальная возможность нарушения устойчивости самой плотины.

Каковы же истоки двух знаковых катастроф, первая из которых внесла серьезный вклад в процесс развала СССР, а вторая, в случае ее развития в соответствии с прогнозами данной работы, завершится непредсказуемыми последствиями для современной России. Первым источником обеих катастроф, или их «окнами уязвимости», явился выбор под оба объекта достаточно сложных в тектоническом отношении территорий, специфика которых не была отражена в конструктивных решениях. Чернобыльскую АЭС расположили на границе Днепровско-Донецкого прогиба среди серии глубоких разломов северо-восточного – юго-восточного простирания [8]. Саяно-Шушенскую ГЭС расположили в районе Джебашско-Джойского тектонического блока, представляющего собой антиклинорий, созданный интрузией гранитов, прорвавшейся на поверхность через толщу прочных метаморфизованных сланцев примерно в полукилometре от плотины выше по течению (рис. 1) [9]. Контакт гранитов со сланцами круто падает в поперечном сечении под правый берег, а в продольном сечении – в сторону нижнего бьефа плотины под углами, соответственно, 45 и 50° (рис. 2). Особенности и его замечания обуславливают большую разницу мощностей сланцев в береговых примыканиях. В левом примыкании она едва достигает 250 м, а в правом увеличивается до 450 м. Неравномерность двухслойного основания плотины в сочетании с контактным метаморфизмом предопределяют неоднородное деформирование плотины при сезонных колебаниях уровня водохранилища даже без воздействия современных геодинамических движений.

Но из рис. 1 следует, что сланцы подверглись активному тектоническому структурированию, связанному, по-видимому, с прорывом интрузии. По дезъюнктивным нарушениям, совпадающим с руслами ручьев Карлов и Таловка, тектонические блоки сместились на сотни метров в горизонтальной и вертикальной плоскостях. В результате на геологической схеме контрастно прослеживается система структурных блоков одного из иерархических уровней. Одна из границ этих блоков между карымовскими парасланцами и ортосланцами, представляющая собой разломную зону, пересекает наискосок плотину ближе к левому примыканию (рис. 3, см. рис. 1 и 2).

Неудачное размещение обоих объектов с позиций тектонического строения массива дополнилось высокой геодинамической активностью района и непосредственно площадок станций. Чернобыльской катастрофе в течение 5 – 6 лет предшествовало несколько заметных геодинамических событий в Центральном районе, такие как Солигорские землетрясения (1978 г., 1983 г.), прорыв дамбы водохранилища Стебнековского калийного комбината (1983 г.), мощ-

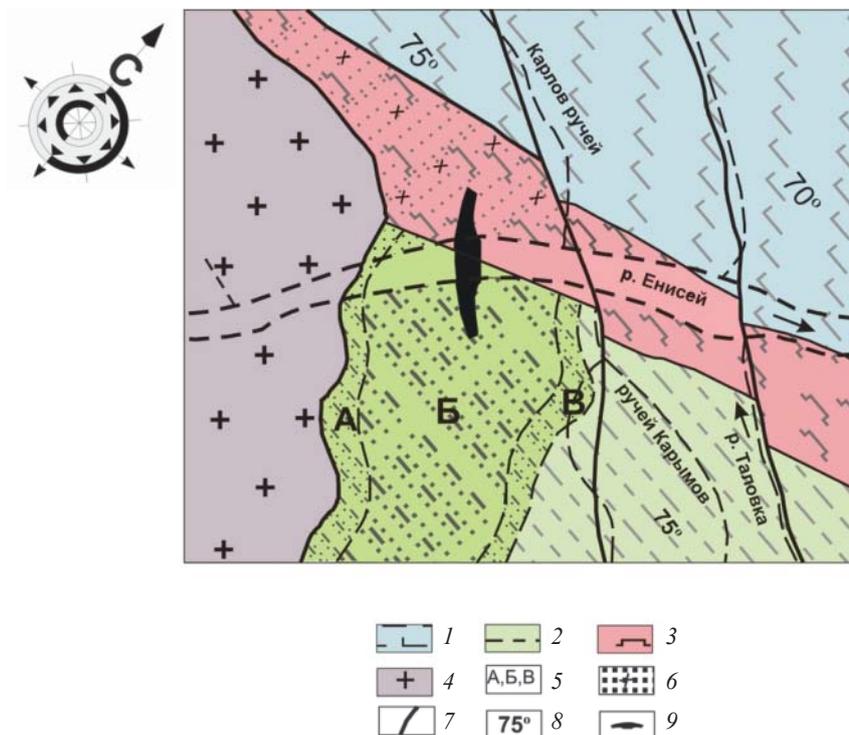


Рис. 1. Схематичная геологическая карта гидроузла СШГЭС [3]:  
 1 – парасланцы черемуховской толщи; 2 – парасланцы карымовской толщи; 3 – ортосланцы; 4 – границы джойской интрузии; 5 – зоны контактного метаморфизма: А – сильного, Б – среднего, В – слабого; 6 – нерасчлененная зона контактного метаморфизма; 7 – тектонические зоны; 8 – угол залегания пород; 9 – контур плотины

ный смерч на Русской равнине (1984 г.) и др. Летом 1985 г., за год до катастрофы, обнаружены большие смещения фундаментной плиты энергоблока № 4. По запросу руководства станции ИФЗ АН СССР должен был начать их исследования 12.05.1986 г. В этот же период возникли большие трудности с эксплуатацией турбогенераторов № 7 и 8, вызванные появлением высокой вибрации. Это потребовало многократных вызовов харьковских турбостроителей для устранения вибрации, в том числе и за две недели до катастрофы, когда был замечен перекося фундаментов непосредственно турбогенераторов. В ночь с 25 на 26 апреля 1986 г. в период аварии сейсмостанцией «Норинск», расположенной в 70 км, зарегистрировано более 20 сейсмоявлений. Фиксировались они и на следующий день, и че-

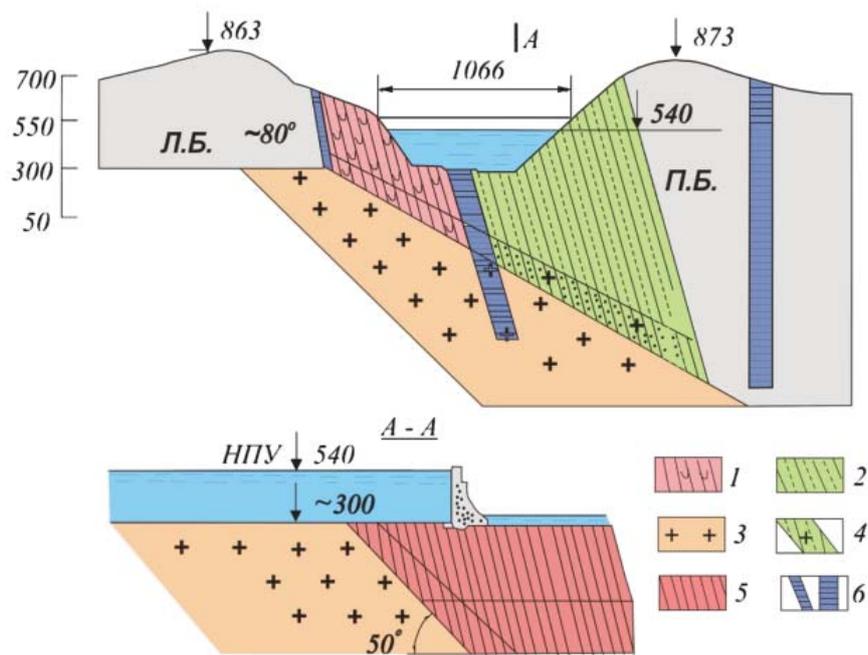


Рис. 2. Геоструктурная схема створа плотины Саяно-Шушенской ГЭС [2]:  
 1 – ортосланцы зеленокаменные; 2 – парасланцы; 3 – джойская гранитная интрузия; 4 – зона контактного метаморфизма; 5 – дайка основного состава; 6 – разломы



Рис. 3. Расположение разлома и прогнозируемые геодинамические движения структурных блоков

рез 4 месяца [8]. Таким образом, весь период до аварии, в процессе аварии и после нее регистрировались активные геодинамические процессы и их следствием были деформации и перекос фундаментов, повышенная вибрация турбогенераторов, т. е. геодинамические процессы выступали как источник аварии.

В районе Саяно-Шушенской ГЭС современные геодинамические движения фиксировались еще в период проектирования, в 1964 – 1969 гг. [2, 3]. Но проектировщики и ведомственный аппарат, как отмечено выше, отмахнулись от этих предупреждений [4]. В то же время характер усталостных разрушений шпилек крепления крышки гидроагрегата, вызванных сдвиговыми усилиями циклического действия, свидетельствует, что на протяжении всего периода эксплуатации гидроагрегат находился под воздействием трендовых и циклических современных геодинамических движений. Деформирование шахты и крышки гидроагрегата под их воздействием послужило причиной повышенной вибрации, как у турбогенераторов Чернобыльской АЭС [1].

При сохранении наследственности палеогеодинамических движений, образовавших приведенную на рис. 1 блочную систему в разломной зоне, пересекающей плотину, возникает сдвиг, вызывающий нештатное напряженно-деформированное состояние в теле плотины, в конструкции машинного здания, в том числе в бетонных шахтах гидроагрегатов. Но деформациям шахт препятствуют стальные крышки, разделяющие камеры гидротурбины и генераторов. Силовое взаимодействие между крышкой и бетонной шахтой осуществляется за счет шпилек, в которых возникает срезающее усилие. Конструктивно они предназначались для работы на разрыв. В срезающих усилиях выделяются трендовые и циклические составляющие, обусловленные соответствующими видами современных геодинамических движений. В циклических компонентах наибольшие амплитуды проявляются в циклах с продолжительностью около одного часа, т. е. около десяти тысяч циклических погружений в год.

На рис. 4 представлена диаграмма усталостных разрушений сечения каждой шпильки в процентах к площади ее сечения, построенная по данным акта расследования [6]. В распределении усталостных нарушений по контуру крышки четко просматривается анизотропия. Зоны с высоким удельным разрушением и зоны с отсутствием разрушений определяют направления, соответственно, максимальных и минимальных деформаций в аварийном гидроагрегате. С фактической диаграммой усталостных разрушений шпилек хорошо коррелируют теоретические зоны смещений контура шахты при одноосном нагружении, отстроенные на этом же

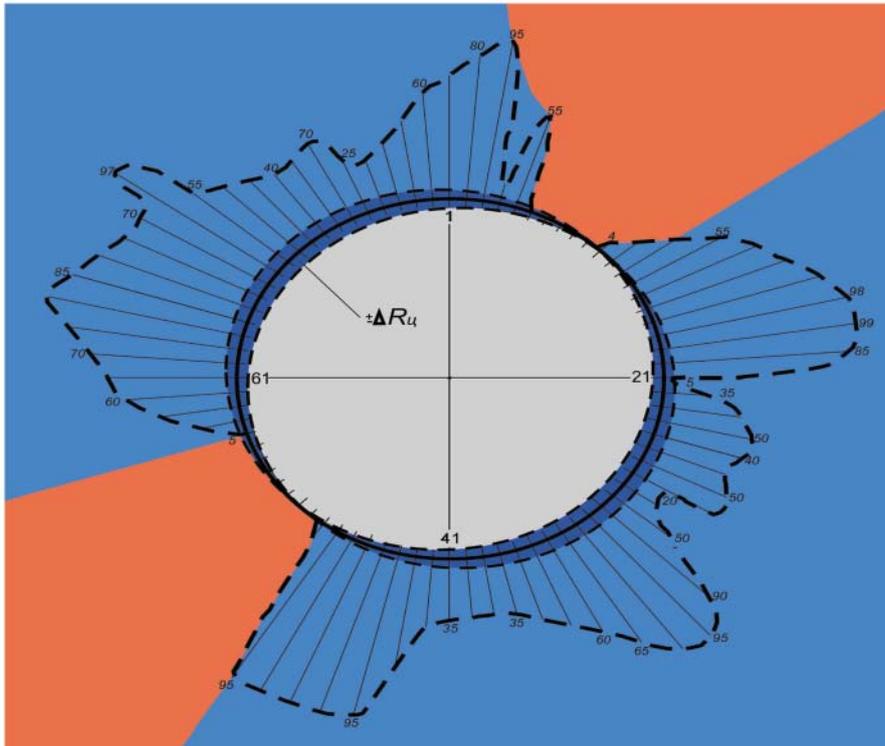


Рис. 4. Диаграмма усталостных разрушений шпилек (% от сечения) и зоны циклических сдвиговых нагружений шпилек от циклических короткопериодных геодинамических движений ( $\pm \Delta R_u$ ).

рисунке. Таким образом, причина разрушения шпилек в целом понятна. Остается неясным внезапный характер их «дорыва» при оставшемся многократном запасе прочности на отрыв. Этот процесс связан с «хлопком», отмеченным в акте расследования, но не нашедшим своего объяснения. Хлопок мог свидетельствовать о динамическом разрушении бетона и вмещающих пород в шахте гидротурбины, подобном горным ударам в горных породах. Версия динамического разрушения пород в основании гидроагрегата рассмотрена в работе [10]. Динамический выброс нарушенных пород и бетона способен на какой-то промежуток времени перекрыть отводной канал, остановив движущийся поток воды. Гидротурбина, обладающая вместе с генератором кинетической энергией, вращаясь в остановившейся воде, превращается в гребной винт. Мощность гидроагрегата, со-

ставляющая на момент аварии около 400 МВт, проясняет причину внезапного дорыва всех шпилек, подъема и «полета» гидроагрегата.

Таким образом, «хлопок» – динамическое разрушение бетонной шахты гидротурбины – замыкает окончательную цепочку событий, завершившихся одной из крупнейших аварий современности:

- нештатное цикличное деформирование бетонной шахты гидроагрегата под воздействием современных геодинамических движений;

- возникновение в шпильках крепления крышки гидроагрегата цикличных срезающих нагрузок и усталостных трещин;

- динамическое разрушение бетонной конструкции водоотводной системы в виде горного удара («хлопка») с мгновенным перекрытием водоотводного канала и остановкой водотока;

- переход вращающейся турбины в остановившейся воде в состояние гребного винта, дорыв оставшегося сечения шпилек с выбросом гидроагрегата в машинный зал.

При общих истоках обеих катастроф каждой из них, как и подобает сложным системам, присуща своя индивидуальность развития, ущерб и возможности снижения риска и тяжести последствий в будущем. Относительно Чернобыльской АЭС, выведенной из эксплуатации, проблема, как отмечалось выше, состоит в поддержании изоляции саркофага. В отношении интенсивно восстанавливаемой Саяно-Шушенской ГЭС ситуация неоднозначна. Истоки и причины аварии на гидроагрегате № 2 позволяют сделать по ней два основных вывода. Во-первых, подобная авария возможна при последующей эксплуатации станции на любом из десяти агрегатов и особенно в зоне левого примыкания. Во-вторых, сама плотина не гарантирована от развития разрушительных деформаций. Для обоснованной оценки реальной ситуации и возможных вариантов ее дальнейшего развития требуется проведение специальных исследований по диагностике геодинамической активности территории станции, предусмотренных СП 11-104-97 [7].

### **Выводы**

1. Официальные расследования и широкое публичное обсуждение не вскрыли действительных истоков и причин двух крупнейших природно-техногенных катастроф современности, обусловленных геодинамическими явлениями и процессами на участках размещения аварийных объектов.

2. Без вскрытия истоков и причин аварии восстановление и эксплуатация Саяно-Шушенской ГЭС не исключает повторения

подобных аварий, а также нарушения устойчивости самой плотины с возникновением масштабной чрезвычайной ситуации для городов и населенных пунктов, расположенных в бассейне Енисея ниже ГЭС.

3. Снижение риска и последствий развития аварийной ситуации возможно только на основе результатов специальных исследований по диагностике геодинамической активности территории размещения ГЭС.

#### Литература

1. *Сашурин А.Д.* Трагедии могут стать периодическими. Об аварии на Саяно-Шушенской ГЭС и возможном развитии ситуации / А.Д. Сашурин // Технадзор. – 2010. – № 8 (45). – С. 60 – 63.
2. *Митропольский А.С.* О новейших тектонических движениях в Западном Саяне / А.С. Митропольский, А.М. Анищенко // Геология и геофизика. – 1964. – № 12.
3. *Митропольский А.С.* Современные тектонические движения в Западном Саяне / А.С. Митропольский // Геология и геофизика. – 1969. – № 2. – С. 141 – 144.
4. *Варковецкий М.Б.* К вопросу о проявлении современных тектонических движений в долине р. Енисея в Западном Саяне / М.Б. Варковецкий, И.А. Иванов // Геология и геофизика. – 1968. – № 9.
5. *Брызгалов В.И.* Из опыта создания и освоения Красноярской и Саяно-Шушенской гидроэлектростанций / В.И. Брызгалов. – Красноярск: Изд. Дом «Суриков», 1999. – 563 с.
6. Акт технического расследования причин аварии, произошедшей 17 августа 2009 года в филиале Открытого акционерного общества «РусГидро»-«Саяно-Шушенская ГЭС имени П.С. Непорожного». – Саяногорск, 2009. – 141 с.
7. СПН-104-97. Инженерно-геодезические изыскания для строительства.
8. *Васильев В.Г.* Геофизические аспекты катастрофы Чернобыльской атомной станции / В.Г. Васильев, И.Н. Яницкий, А.К. Фефелов [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://heliometr-doklad.narod.ru>.
9. *Марчук А.Н.* Прогноз землетрясений в районе Саяно-Шушенской ГЭС с помощью измерительных систем плотины / А.Н. Марчук // Гидротехническое строительство. – 1995. – № 8. – С. 34 – 38.
10. *Пак Г.Л.* О возможных причинах аварии на Саяно-Шушенской ГЭС / Г. Л. Пак, В. Н. Долгоносков // Безопасность труда в промышленности. – 2011. – № 2. – С. 22 – 26.

УДК 622.831.24/31+622.833.5

## **ТЕХНОГЕННЫЕ АВАРИИ И МЕРЫ ПО ИХ ПРЕДУПРЕЖДЕНИЮ НА ЖЕЗКАЗГАНСКОМ МЕСТОРОЖДЕНИИ**

*Ю.И. Чабдарова, Л.С. Шамганова, К.Х. Нугманов*

История отработки месторождения и выполненный объем визуальных, инструментальных и аналитических наблюдений и исследований (за более чем 60-летний период времени) наглядно иллюстрируют тесную связь технологии отработки с геомеханическим состоянием массива, т.е. с сопутствующими проявлениями горного давления.

Основная сущность камерно-столбовой системы (к.с.с.), которая является преобладающей на подземных рудниках Жезказганского месторождения и отличается простотой в конструктивном отношении, заключается в раскрое залежей на панели с расположением по их границам барьерных (БЦ) или панельных (ПЦ) целиков, размещённых между БЦ в определённой последовательности междукамерных целиков (МКЦ), при наличии полного либо частичного перекрытия залежей – междупластия. Главная идея и сущность системы заключается в том, что каждый конструктивный элемент выполняет свою функцию: БЦ поддерживает всю налегающую толщу; МКЦ часть налегающей толщи в пределах свода давления, разгружаясь за счет БЦ; междупластие определяет возможность отдельной или валовой выемки с сохранением устойчивости пород в очистных камерах. Расчёт этих параметров строго основывался на идее разгрузки МКЦ барьерными, что должно обеспечивать устойчивость массива вокруг очистных камер, безопасность работ и возможность применения к.с.с. на глубине более 400 м. БЦ в период выемки камерных запасов без осложнений воспринимает только часть веса налегающей толщи, он не догружен и является гарантом устойчивости системы в целом [1, 2]. Предназначение БЦ и его роль в охране застроенной поверхности, поддержании налегающей толщи и в технологических процессах системы определены во Временной инструкции [3, с. 65, 66, 118]. Все предложения и рекомендации основаны на большом объёме экспериментальных работ, выполненных в шахтных и лабораторных условиях. На основе установленных закономерностей геомеханических процессов, сопутствующих очистным работам при камерно-столбовой системе, предложен расчётный аппарат для определения размеров БЦ и МКЦ, где каждый влияющий фактор оценен адекватно условиям разработки.

Первые сложности при выемке камерных запасов возникают при несоблюдении проектных размеров МКЦ и подработке БЦ. Возникают условия для формирования начальных проявлений горного давления за счёт возникновения нового силового поля: снижается эффект разгрузки МКЦ, последние, догружаясь, начинают частично разрушаться. За счёт уменьшения размеров БЦ он становится податливым и перестаёт быть гарантом устойчивости. Панель превращается в ослабленный участок с последующим развитием процесса разрушения. Типичным примером является первое массовое обрушение на залежах «Кресто-Запад» шахты 3 на глубине 100 – 130 м. Интенсивное развитие обрушения продолжалось около года и проходило в четыре этапа. Мощность обрушения кровли достигла 14 – 16 м на площади 10 000 м<sup>2</sup> (100×100 м); затем обрушилась поверхность на площади 23 000 м<sup>2</sup> с максимальной глубиной провала 8 м, постепенно расширяясь в северо-западном и южном направлениях на 50 м. По аналогичным причинам в 1957 – 1959 гг. произошло обрушение на шахте 44 в условиях трёх перекрывающихся залежей и охватило площадь 68 000 м<sup>2</sup> (340×200 м). Причинами явились уменьшение проектных размеров МКЦ и подработка ПЦ, что вызвало цепную реакцию разрушения МКЦ. И хотя причины были установлены, выводов о необходимости соблюдения проектных размеров ПЦ и МКЦ не последовало [4].

Таким образом, чтобы обеспечивать устойчивость массива пород при отработке залежей к.с.с., следует строго соблюдать проектные размеры МКЦ и БЦ и не допускать их подработки.

Более осязаемое влияние на складывающуюся ситуацию оказало распространение мнения о недогруженности БЦ и возможности их отработки (в БЦ содержание меди было выше, чем в добытой руде). Это отодвинуло на второй план вопросы безопасности. Началась отработка БЦ в промышленном масштабе, хотя нормативными документами это не предусматривалось. На залежах, где осуществлялась выемка и подработка БЦ, снижалась опорная площадь целиков, поддерживающих налегающую толщу, оставшиеся МКЦ догружались, снижалась их устойчивость, появлялись ослабленные участки и очаги массовых обрушений. Таким образом, причинами появления ослабленных участков, локальных очагов разрушения МКЦ, а затем очагов массовых обрушений МКЦ и налегающей толщи является промышленная полная и частичная отработка БЦ по локальным проектам, изменившая перераспределение нагрузок на МКЦ, увеличив их. Несмотря на то, что во Временной инструкции [5] подчеркивалась роль БЦ в поддержании подрабатываемой толщи, дана оценка его как локализатора в распространении обру-

шений за пределы панели и акцентировалось внимание на требования к определению параметров БЦ, в частичную отработку были введены ОЦ шахт 42 и 47 и РЦ между Златоуско-Беловским карьером и залежью Зл-2-VI-V. Результаты и последствия этой отработки известны (провал на поверхности с вовлечением в него производственных сооружений и гибель 6 человек). Сейсмостанция зарегистрировала данные обрушения как землетрясения.

В формировании разрушительных процессов и очагов массовых обрушений, особенно на Анненском руднике, существенна роль недостаточно обоснованной с точки зрения геомеханики камерно-столбовой системы с массивными целиками (МЦ), которая явилась основной для него. Ввод в эксплуатацию Анненского района (где основные запасы сконцентрированы на наклонных многократно перекрывающихся залежах с интенсивно развитой трещиноватостью, водообильностью, с врезкой очистных работ с глубины 300 м и отработкой вышележащих бедных залежей во вторую очередь) происходил с изменением проекта Гипроцветмета МЦМ СССР в условиях неясного выбора технологии отработки и отсутствия результатов промышленленных испытаний в достаточном объёме. Не было чёткого представления о технологии и доказательств правомерности замены БЦ на МЦ и рациональном пространственном размещении МКЦ на наклонных залежах.

Все решения принимались по отдельным участкам и даже залежам без достаточного обоснования и прогноза последствий. Локальные рабочие проекты составлялись без соблюдения требований «Временных правил охраны сооружений» 1997 г.; нормативная база отсутствовала и появилась в 1999 г. в виде дополнения к Временной инструкции [6], в котором представлена методика проектирования параметров к.с.с. с МЦ и их расчет. Сущность системы заключается в оставлении МЦ с размещением их центров в местах с наименьшим содержанием металла, а между ними МКЦ. Размер МЦ определялся с учётом глубины, выемочной мощности, площади поддерживаемого пространства на полный вес поддерживаемой толщи. Разделение пространства на выемочные участки осуществляется панельными целиками, которые дорабатывались до МКЦ на последней стадии работ. Размеры и сетка МКЦ определяются с учётом степени подработки  $L/H$  и коэффициентом разгрузки в соответствии с [3], как при БЦ. Опытные работы показали, что разгрузка МКЦ массивными целиками обеспечивается только при расстоянии между осями МЦ 80 – 120 м, фактически они оказались размещёнными друг от друга на 180 – 240 м и поэтому не обеспечивали эффект разгрузки МКЦ, нагружая их полным весом пород тол-

щи. Естественно возникли причины, вызвавшие появление локальных участков первоначально ослабленных, а затем и разрушенных МКЦ, которые постепенно увеличивались.

Таким образом, изначально были допущены два ошибочных представления: беспорядочное расположение МЦ в пределах залежи обеспечивало снижение потерь металла, но не формировало свода давления на МКЦ из-за больших пролетов между МЦ и использование закономерности распределения нагрузок на МКЦ (эффекта разгрузки), как при наличии БЦ. Все это вызвало хаотичное распределение нагрузок на МКЦ, их перегрузку и объясняет нарастание разрушительных процессов на всем периоде эксплуатации Анненского рудника. С течением времени происходит ухудшение геомеханической ситуации в районах, прилегающих к поселку Жезказган, в частности в шахтном поле Анненского рудника. Дальнейшее ухудшение устойчивости МКЦ, разрушение мостов с проявлением сейсмической активности отмечается в панели 54, в блоках 22-23-24, наиболее приближенных к мульде сдвижения. По геомониторингу для района фиксируются все признаки проявления повышенного горного давления – треск, систематические сколы МКЦ, разрушения отдельных МКЦ, провалы мостов, сеймопроявления (район панелей 4, 4 юг, 4 запад, 12 и 12 бис и др.) [7].

Большую опасность также таит в себе повторная отработка запасов богатой по содержанию руды МКЦ выработанного пространства. Сейчас она осуществляется в промышленном масштабе выборочно, без всякого обоснования, с нарушением порядка и чёткости выполнения основных операций. Несоблюдение этих условий, совмещение одновременно первичной и повторной отработки приводит к цепной реакции разрушения МКЦ, появлению новых очагов массовых обрушений (залежь ПЮЗ-9-1).

Во избежание серьёзных осложнений в будущем, отработка оставшихся запасов Жезказганского месторождения должна вестись только при наличии нормативного документа и плана проектных работ для рассматриваемой залежи с запретом ведения очистных работ по локальным проектам.

Необходимо разработать общий план повторной разработки месторождения, предусматривающий последовательное, но не выборочное погашение отработанных залежей.

## **Выводы**

1. Частичная и полная отработка БЦ приводит к перераспределению нагрузок на МКЦ, увеличив их, что влечёт за собой их внезап-

ное обрушение, сдвигание подрабатываемой толщи и образование провалов на поверхности.

2. Замена БЦ на МЦ, особенно на наклонных залежах, не оправдана и не обоснована, а использование принципа расчёта МКЦ при камерно-столбовой системе с массивными целиками круглого сечения, как при БЦ, не соответствует действительности. Кроме того, увеличение расстояния между МЦ свыше 80 – 120 м снижает эффект разгрузки МКЦ до нуля.

3. Отработка смежных участков залежей системами с разным способом управления подрабатываемой толщиной (целики и обрушение) приводит к возникновению цепной реакции разрушения целиков за счёт возникновения опорного давления, особенно при ранее подработанных БЦ.

#### Литература

1. Гулевич Г.Е. Камерная система разработки с опорными и поддерживающими целиками / Г.Е. Гулевич // Методы определения размеров опорных целиков и потолочин. – М.: АН СССР, 1962. С. 78 – 88.

2. Мусин А.Ч. Разработка пологопадающих рудных месторождений системой с открытым очистным пространством применительно к условиям Джезказгана / А.Ч. Мусин. – Алма-Ата: АН КазССР, 1959. – 340 с.

3. Временная инструкция по расчету целиков для пологопадающих залежей на глубине более 400 м и наклонных залежей Жезказганского месторождения / Корпорация «Казахмыс». – Алматы-Жезказган, 1998. – 158 с.

4. Мусин А.Ч. Устойчивость кровли и параметры камер и целиков в условиях Джезказганского месторождения / А.Ч. Мусин, М.Г. Бакаев // Методы определения размеров опорных целиков и потолочин: сб. ст. / ИГД им. А.А. Скочинского. – М.: Изд-во АН СССР, 1962. – С. 60 – 72.

5. Временная инструкция по расчету целиков при камерно-столбовой системе разработки с барьерными целиками для пологопадающих и наклонных залежей Джезказганского месторождения. – Алма-Ата: ИГД АН КазССР, 1984. – 77 с.

6. Временная инструкция по расчету целиков для пологопадающих залежей на глубинах более 400 м и наклонных залежах Жезказганского месторождения: доп. / Корпорация «Казахмыс». – Жезказган, 1999. – 6 с.

7. Заключение о состоянии выработанного пространства Восточного и Анненского рудников и оценка возможности доработки запасов ВЖР / Корпорация Казахмыс. – Жезказган, 2004.

**ПРОЦЕССЫ В АКТИВНОМ СЛОЕ ЗЕМНОЙ КОРЫ  
КАК ВОЗМОЖНАЯ ПРИЧИНА АВАРИЙ НА ЛИНИЯХ  
ПОДЗЕМНЫХ КОММУНИКАЦИЙ**

*А.Н. Гуляев, А.Ю. Осипова*

На территории Екатеринбурга, а также других населенных пунктов происходят аварии на линиях подземных коммуникаций. В Екатеринбурге ежегодно происходит более 1000 аварий на линиях городского водопровода [1]. Без холодной, горячей воды и отопления остаются жилые массивы и промышленные предприятия. Поэтому актуальной является оценка возможных инженерно-геологических причин этих неблагоприятных явлений.

Для решения этой задачи нами были собраны данные об авариях на линиях городского водопровода Екатеринбурга (МП «Водопровод») за 1995 – 2007 гг. и об авариях на линиях горячего водоснабжения (предприятие «Тепловые сети» ОАО «Свердловскэнерго») и построены карты расположения аварийных участков и карты плотности аварий (рис.1). Сопоставлены карты пространственного размещения аварий с геологической картой, с системой разломов, выделенных в результате геологической съемки на территории Екатеринбурга подразделениями Уральского геологического управления, с системой предполагаемых зон деформаций верхней части земной коры, выделенных по результатам выполненного нами морфоструктурного анализа современного рельефа земной поверхности, с рельефом земной поверхности, с мощностью чехла коры выветривания с глубиной залегания подземных вод. Отчётливой простой однозначной связи аварий на линиях подземных коммуникаций с элементами геологического строения, морфоструктурами рельефа и другими элементами строения верхней части земной коры нет. Следовательно, аварии – явления многофакторные [2].

Трубы подземных коммуникаций и фундаменты большей части зданий на территории Екатеринбурга размещаются в верхней части земной коры на глубинах 1,0 – 3,5 м, преимущественно в грунтах чехла коры выветривания и четвертичных отложений. В этом интервале глубины разрез (профиль) температур и кажущихся электросопротивлений характеризуется наибольшими градиентами в любое время года, в течение года в этом интервале глубин отмечаются наибольшие амплитуды вариаций температур (рис. 2 и 3). Самый верхний слой земной коры, в котором сезонные вариации тем-



Рис. 1. Схематическая карта аварий на линиях городского водопровода Екатеринбурга за 1995 – 2005 гг., совмещенная со структурно-геоморфологической схемой.

Составил Гуляев А.Н., Институт геофизики УрО РАН, 2006 г.

Коричневым цветом показаны участки, где произошло 2 и более аварий. Желтым цветом показаны участки, где произошло по одной аварии. Черные линии – оси предполагаемых зон деформаций верхней части земной коры. Горизонтальной синей штриховкой показаны осевые зоны разломов, показанных на геологических картах

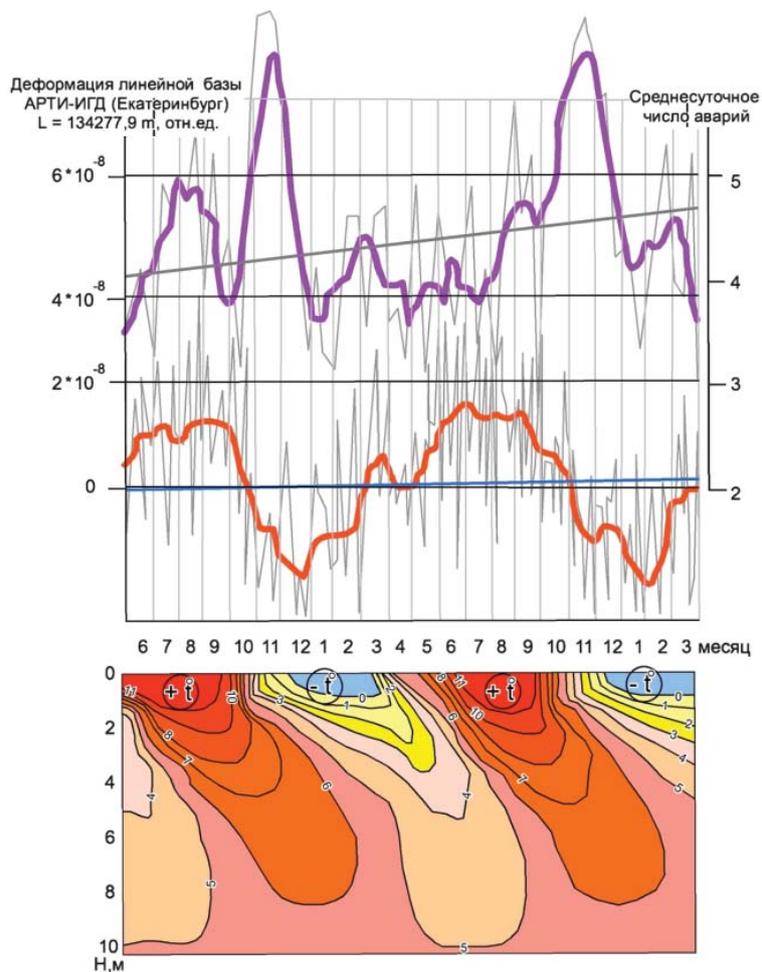


Рис. 2. Разрез вариаций во времени температур в скважине геотермического стационара Института геофизики УрО РАН в 2008 – 2009 гг., по Демежко Д.Ю. (*нижний чертеж*: по вертикали глубина, по горизонтали время в месяцах), совмещенный с графиками вариаций во времени числа аварий на линиях городского водопровода Екатеринбурга (*верхний чертеж*) и вариаций во времени расстояния между Екатеринбургом и обсерваторией «Арти» Института геофизики УрО РАН (*средний чертеж*) по Панжину А.А., Овчаренко А.В., Гуляеву А.Н., 2009 г.

Амплитуды вариаций числа аварий на водопроводе Екатеринбурга составляют от 3 до 7 в сутки. Амплитуды сезонных вариаций расстояния между Екатеринбургом и обсерваторией «Арти» составляют 15 – 20 мм в год. Такой же характер, как и вариации расстояния между Екатеринбургом и обсерваторией «Арти», имеют вариации во времени высоты обсерватории «Арти», но амплитуда этих вариаций уже составляет порядка 4 – 6 см в год

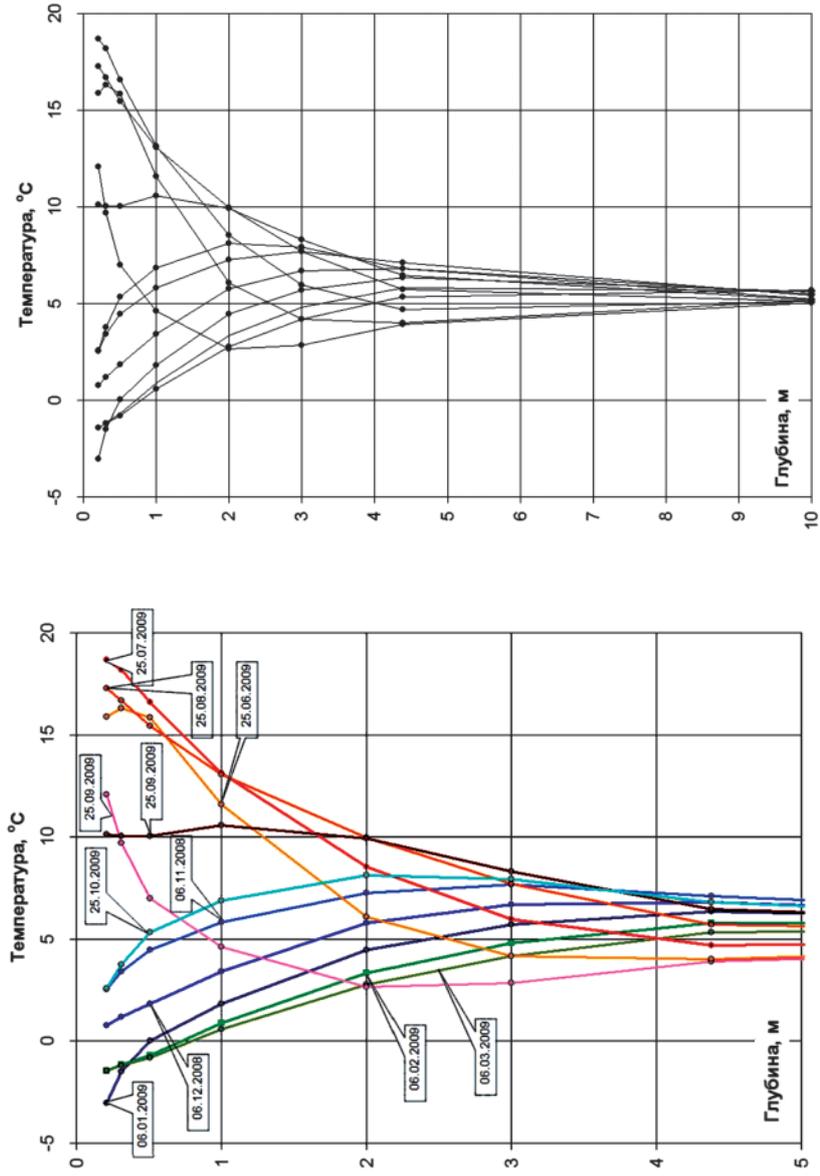


Рис. 3. Графики температур в разные времена года на скважине геотермического стационара Института геофизики Уро РАН в 2008 – 2009 гг., по Демежко Д.Ю.

ператур имеют наибольшие амплитуды, который активно подвергается вымачиванию атмосферными осадками и водами из повреждённых подземных коммуникаций, а также промораживанию, в котором наиболее активно идут процессы физического и химического выветривания, можно назвать активным слоем [2]. Этот слой характеризуется достаточно высокой степенью неоднородности состава и физико-механических свойств слагающих его грунтов и пород. Активный слой на территории Екатеринбурга представлен преимущественно грунтами чехла коры выветривания.

Можно предположить, что в верхней части активного слоя, где проложены линии подземных коммуникаций, в любое время года действуют наибольшие термоупругие напряжения, а также напряжения, обусловленные сезонными вариациями объёмов и физико-механических свойств грунтов. Эти напряжения в грунтах воздействуют на трубы линий подземных коммуникаций. С увеличением глубины амплитуда вариации температур уменьшается (см. рис. 2). Термоупругие напряжения возникают и в самих трубах. Характер воздействия циклический. Наибольшие термоупругие напряжения в активном слое и в трубах подземных коммуникаций возникают в осенний период перехода к зиме (сентябрь – декабрь) (см. рис. 2). Возможно, всплеск числа аварий в осеннее время обусловлен: сезонным сжатием грунтов и пород верхней части земной коры вследствие понижения температуры воздуха и почвы [1], приводящим к заземлению и повреждению чугунных и стальных труб городского водопровода в условиях неоднородных по физико-механическим свойствам грунтов и пород, в которых они проложены; структурированием (разрывом) этих труб на куски вследствие действия термоупругих напряжений в охлаждающихся трубах в условиях большой разницы коэффициентов температурного расширения – сжатия материала труб и грунтов и пород, в которых они проложены, а также вследствие действия в верхней части земной коры термоупругих напряжений, обусловленных разной степенью температурного сжатия грунтов и пород в верхней части земной коры (в верхних 1,0 – 1,5 – 2,0 м) и на более глубоких горизонтах.

Последствия этого процесса для инженерных сооружений, в особенности для линий подземных коммуникаций, такие же, как и последствия 6,5÷7,0-балльных (по шкале MSK-64) землетрясений, хотя таковых в пределах Среднего Урала и рассматриваемой территории за последние 285 лет не наблюдалось. Данное явление можно уподобить непрерывно происходящему медленному (с низкими значениями ускорений и скоростей) землетрясению.

На основании вышеизложенного можно высказать предположение, что возможная причина аварий и повреждений на линиях подземных коммуникаций Екатеринбурга – процессы в активном слое – самом верхнем слое земной коры мощностью в несколько метров (до 7 – 10 м). Кроме того, на верхнюю часть земной коры, где проложены трубы, оказывают воздействие три основные группы факторов: а) эндогенные (преимущественно гидрогеологические), б) экзогенные (вариации во времени основных метеорологических параметров, лунно-солнечные приливы), в) техногенные (взрывы в карьерах в окрестностях города, вибрации от движения транспорта и работы промышленных установок) [3]. Согласованное совокупное действие этих факторов также способствует возникновению аварий на линиях подземных коммуникаций. Схема возникновения повреждений представляется следующей. На участках с относительно повышенной подвижностью и неоднородностью грунтов активного слоя, обусловленных наибольшими амплитудами термоупругих движений и пучливостью, возникают аварии на водопроводе. Вода, сочащаяся из поврежденных водопроводных труб, подтапливает и участки теплокоммуникаций и основания фундаментов наземных сооружений. В результате этого возникают аварии на линиях теплокоммуникаций (свищ-коррозия), повреждаются наземные сооружения.

#### Литература

1. *Гуляев А.Н.* Потенциально аварийные зоны для линий подземных коммуникаций и подземных сооружений на территории г. Екатеринбурга / А.Н. Гуляев // Проектирование, строительство и эксплуатация комплексов подземных сооружений: труды III Междунар. конф. / Тоннельная ассоциация России, ... УГГУ... ИГД УрО РАН и др.; под ред. М.В. Корнилова. – Екатеринбург: УГГУ, 2010. – С. 57 – 61.
2. *Гуляев А.Н.* Динамика «активного слоя» верхней части земной коры как основной неблагоприятный фактор для инженерных объектов Среднего Урала / А.Н. Гуляев // Стройкомплекс Среднего Урала. – 2010. – № 4 [137]. – С. 46 – 47.
3. *Гуляев А.Н.* Неблагоприятные факторы, действующие со стороны геологической среды на линии подземных коммуникаций Среднего Урала / А.Н. Гуляев // Стройкомплекс Среднего Урала. – 2010. – № 9 [141]. – С. 63 – 64.

**К ВОПРОСУ ОБЕСПЕЧЕНИЯ ГЕОДИНАМИЧЕСКОЙ  
БЕЗОПАСНОСТИ ПРИ ОТРАБОТКЕ ВЕРХНЕКАМСКОГО  
МЕСТОРОЖДЕНИЯ КАЛИЙНЫХ СОЛЕЙ**

*Я.И. Липин*

Анализ литературных источников, горно-геологической документации, а также геомеханической ситуации, создавшейся при разработке соляных месторождений Верхней Камы, сопровождавшейся тремя авариями, с привлечением основных положений расчетного прогноза удароопасности позволяет по-новому объяснить механизм и причины явлений, сделать некоторые выводы и поставить проблемные вопросы предупреждения геодинамической безопасности при дальнейшей эксплуатации.

Предложенный ИГД УрО РАН расчетный прогноз удароопасности рудников [1] является практически безальтернативным, находит свое применение при составлении нормативных документов по безопасной разработке железорудных залежей Урала. Аварийных ситуаций динамического характера уральские железорудные шахты не испытывали, поскольку меры предупреждения на основе предрасчёта предусматриваются на стадии проектирования.

Основной трудностью расчётного прогноза было и остается определение граничных условий, таких как первоначальное напряжённое состояние массива и его свойства.

Следует отметить, что при расчётах обычно используются абсолютные величины параметров основных компонент тензора напряжений, действующих в горизонтальной и вертикальной плоскостях, и коэффициенты концентрации естественных напряжений в определенных стадиях выемки рудных залежей. К настоящему времени в банке данных ИГД УрО РАН имеются параметры НДС более двух десятков рудных месторождений.

Несомненный научно-технический интерес представляет возможность использования расчётного прогноза для оценки геодинамической опасности при разработке нерудных и других месторождений, где обеспечение безопасности горных работ стоит наиболее остро. К таким месторождениям в настоящее время относятся Верхнекамские месторождения калийных солей (ВКМКС), где в недалеком прошлом произошли крупные аварии, а причины их остаются не до конца выясненными и трактуются неоднозначно [2–4]. Несомненно, что даже предрасчёт в упругой постановке задачи должен помочь раскрыть механизм ава-

рий, которые носят динамический характер, произошли мгновенно при хрупком разрушении вязко-упругих соляных пород с выделением большого количества энергии в виде землетрясения. Поэтому анализ геомеханической ситуации на ВКМКС с привлечением расчётного прогноза удароопасности, выявление причин аварий и изыскание путей обеспечения геодинамической безопасности при дальнейшей разработке месторождения представляют научно-технический интерес и является целью данной статьи.

За четверть века на ВКМКС произошли три крупных аварии.

1. В январе-марте 1986 г. затоплен Третий Березниковский рудник (БКРУ-3). В результате прорыва воды, взрыва газа в полости выщелачивания и обрушения пород образовался провал диаметром 130 м. Оседание поверхности в центре мульды составило 1,2 м. Ущерб оценён в 1,2 млрд руб.

2. 05.01.1995 г. на Втором Соликамском руднике (СКРУ-2) произошло мгновенное разрушение целиков и оседание дневной поверхности на площади 600×700 м на глубину до 4,5 м. Сейсмостанция Обнинска, Кисловодска, Артей, Кизела зарегистрировано землетрясение силой 5 баллов по шкале Рихтера с энергией до  $10^8$  –  $10^{10}$  Дж. Материальный ущерб составил 8,2 млрд руб.

3. Октябрь 2006 г. Авария на Первом Березниковском руднике (БКРУ-1), приведшая к его затоплению с образованием провала размером в плане 450×355 м.

Для анализа и выявления причин аварий приведём некоторые основные параметры геомеханической модели разрабатываемого месторождения с акцентом на участок СКРУ-2 как самый значимый. На обширной меридионально вытянутой залежи ВКМКС площадью 136×40 км разработка солей осуществляется семью рудниками (3 в Соликамске и 4 в Березниках). Техногенную нагрузку на недра на данной территории производят:

1. Разработка калийных солей до 30,0 млн т/год на глубине 350 – 400 м (28,7 % суммарной нагрузки).

2. Водозабор до 73,0 млн т/год (200 тыс.м<sup>3</sup> в сутки) из надсоляных водоносных горизонтов (69,9 %).

3. Добыча нефти до 1,5 млн т/год с глубины 1,5 – 2,0 км с законтурным заводнением (1,4 %).

Ввиду очевидного незначительного влияния нефтедобычи на геомеханическую ситуацию на ВКМКС с учётом закачки воды с адекватным давлением в отработываемые пласты [5] дальнейшее рассмотрение влияния этого фактора не производится.

Геологическое строение ВКМКС широко освещено в литературе [6, 7], и нет необходимости в его подробном описании. От-

метим лишь некоторые характерные особенности, которые необходимо учитывать в геомеханической модели. Толща солей большой мощности залегает с глубин около 200 м; на глубине 350 – 400 м разрабатывают 2 – 3 пласта (из 6) калийных солей мощностью 4,0 – 6,5 м. Месторождение разбито сетью тектонических нарушений различного ранга. Надсолевая толща представлена карбонатно-мергельными отложениями интенсивной трещиноватости с большой водообильностью, обеспечивающей указанный водозабор. В пределах Соликамской впадины имеется 10 крупных месторождений пресных вод с общим дебитом до 436,6 тыс. м<sup>3</sup>/сутки. Нет необходимости детально характеризовать каждое месторождение пресных вод. Укажем только, что рассматриваемая водоносная толща является областью преимущественного питания и транзита подземных вод зоны активного водообмена.

В геомеханическом плане обращает на себя внимание наличие как на БКРУ-3, так и, особенно, на СКРУ-2 над аварийными участками аномалий силы тяжести размерами в плане, равными площади обрушения. Они соответствуют уменьшению плотности массива надсолевой толщи на 100 – 150 кг/м<sup>3</sup> [4] и могут трактоваться как зоны повышенной трещинной пустотности или взаимосвязанной закарстованности с  $\Pi \cong 9\%$  при значительном дренаже массива, в то время как упругие и прочностные характеристики массива по аналогии с ячеистым бетоном снижены на 1 – 2%. Следовательно, нижележащая соляная продуктивная толща нетрещиноватая, без дренажа воды в очистные выработки и является относительно вышележащей более монолитной, а также нагруженной горизонтальными напряжениями, обусловленными как литостатическими нагрузками, так и гидрораспором, величину которых можно оценить по выражению

$$\sigma_{гор} = \left[ \frac{\mu}{1-\mu} \gamma_m + \gamma_v (1-\Pi) \right] H, \quad (1)$$

где  $\mu$  – коэффициент Пуассона массива пород;

$H$  – глубина разработки;

$\gamma_m, \gamma_v, \Pi$  – объёмный вес массива и воды, пустотность или закарстованность пород в долях единицы.

Для убедительности напоминаем, что в данном случае мы рассматриваем геосреду, объёмный вес компонентов которой соизмерим:  $\gamma_{вода} = 1 \text{ т/м}^3$ ,  $\gamma_{соль} = 2,0 \text{ т/м}^3$ ,  $\gamma_{известняк} = 2,5 \text{ т/м}^3$ , боковой распор  $\lambda_{воды} = 1$ , а горных пород  $\lambda_c = 0,43$ .

Наглядность сказанному придаёт и тот факт, что на ВКМКС производится водозабор в объёме 8300 м<sup>3</sup>/ч, или 200 000 м<sup>3</sup>/сутки, на СУБРе откачка составляет 15 000 м<sup>3</sup>/ч, в Кизеловском бассейне в прошлом водоприток в шахты составлял 2500 м<sup>3</sup>/ч. Динамическая опасность последних известна.

Приведённые выше данные говорят об аналогии условий формирования нагрузок и причин явлений, которые проходили в динамической форме.

Расчитанные с использованием выражения (1) горизонтальные напряжения в сиввинитовой залежи на глубине 400 м под дренируемой водоносной толщей составляют  $\sigma_{гор} = 7$  МПа, что в 1,85 раза больше напряжений, действующих в нетронутом дренажом массиве. Если учесть, что данные параметры являются расчётными и зависят от гидро- и литостатического давления, то с учётом тектонических сил измеренные на ВКМКС на  $H = 400$  м напряжения [7]  $\sigma_{гор,1} = 20 \div 24$  МПа – широтные,  $\sigma_{гор,2} = 12 \div 14$  МПа – меридиональные,  $\sigma_{верт} = 15 \div 18$  МПа можно рассматривать в качестве граничных условий в расчётных методах.

Относительно величины тектонических напряжений необходимо сказать следующее. Исследованиями ИГД УрО РАН установлено, что горизонтальные тектонические напряжения, кроме постоянных фоновых, имеют пульсирующую составляющую с периодом пульсации 10 – 12 лет. При этом периоды действия максимальных напряжений совпадают со временем минимальной солнечной активности (СА) [8], а амплитуда колебаний напряжений составляет 10 – 20 МПа. Последние минимумы солнечной активности приходятся на 1984 – 1987; 1995 – 1998; 2005 – 2008 гг., а аварии на ВКМКС произошли в 1986, 1995 и 2006 гг., что говорит о временной связи названных явлений.

Обращает на себя внимание также и следующий факт. Как известно, в нашей стране проблема борьбы с горными ударами началась на шахтах Кизеловского угольного бассейна (1944 г., максимальное число в 1954 – 1955 и 1961 – 1963 гг.), затем на шахтах СУБРа (с 1961 г., максимальное количество в 1976 – 1978 и 1983 – 1985 гг.), которые также приурочены к минимумам СА [9]. Следовательно, все аварии на ВКМКС, совпавшие по времени с максимумом проявления пульсирующих горизонтальных тектонических напряжений, могли произойти только в потолочных целиках от действия в основном горизонтальных нагрузок в результате их концентрации в кровле и почве камер. Междуканальные целики при действии предполагаемого механизма разрушения могли сохранить свою устойчивость, что и отмечено в материалах расследования аварий на ВКМКС.

В соответствии с принятой при разработке ВКМКС концепцией, главное внимание при камерной системе разработки уделено защите от разрушения водозащитной толщи путем ее поддержания междукамерными целиками (МКЦ) шириной не менее 11 м при расстоянии между осями камер 27 м. В то же время толщина междупластовых целиков (МПЦ) зависит от геологических условий залегания сильвинитовых пластов и может колебаться от 5 до 17 м. Поэтому расчетная нагрузка на МКЦ при действии  $\gamma H = 8$  МПа составляет 15 МПа, а расчетная нагрузка на МПЦ с учетом приведенных выше замеренных напряжений равна 45 – 50 МПа при прочности солей на одноосное сжатие 23,3 – 26,4 МПа [7].

Названное разрушение потолочин в вертикальном ряду двух-трех камер образовало полости большой длины с отношением высоты к ширине как 2:1 (~23 м:12 м), которые, располагаясь вкрест действия максимальных нагрузок и увеличив в кровле концентрацию напряжений, продолжили хрупкое мгновенное разрушение кровли и, возможно, почвы полости. В момент соединения разрушающихся контуров полостей над МКЦ произошло обрушение всей подрабатанной толщи (см.рисунок).

При предполагаемом механизме разрушения 25 камер на СКРУ-2 первоначальный перенапряженный объем пород в потолочных целиках составлял около 1,67 млн м<sup>3</sup>, который, разрушившись, заполнил с учетом разрыхления 1,74 млн м<sup>3</sup> пустот из образовавшихся 2,76 млн м<sup>3</sup> (т. е. ~60 %). При площади подработки 500×500 м (0,25 млн м<sup>2</sup>) это позволило разрушиться налегающей толще с учетом разрыхления примерно на высоту 4,1 м, на которую подработанный массив мгновенно просел. Объем первоначально разрушившихся мгновенно пород в 1,67 млн м<sup>3</sup> в потолочных целиках и обрушение 80 млн м<sup>3</sup> пород на высоту 4 м выделили энергию, которая без дополнительного воздействия глубинного землетрясения вызвала особо мощный горный удар.

Механизм формирования напряженного состояния массива пород при разработке месторождений в сложных гидрогеологических условиях, когда осушением или водозабором создается зона аэрации, образующая поле напряжений третьего порядка, проявляется на водообильных месторождениях, которые были и являются геодинамически опасными (СУБР, Кизел, Соликамск, ЮУБР и др.).

Анализ разрушения одиночных рядов камер, что могло происходить при авариях на БКРУ-3 и БКРУ-1, показывает, что при значительных горизонтальных субширотных нагрузках высота купола разрушения над незаложенным рядом камер при коэффициенте разрыхления, равном, например, 1,1, при тех же параметрах системы

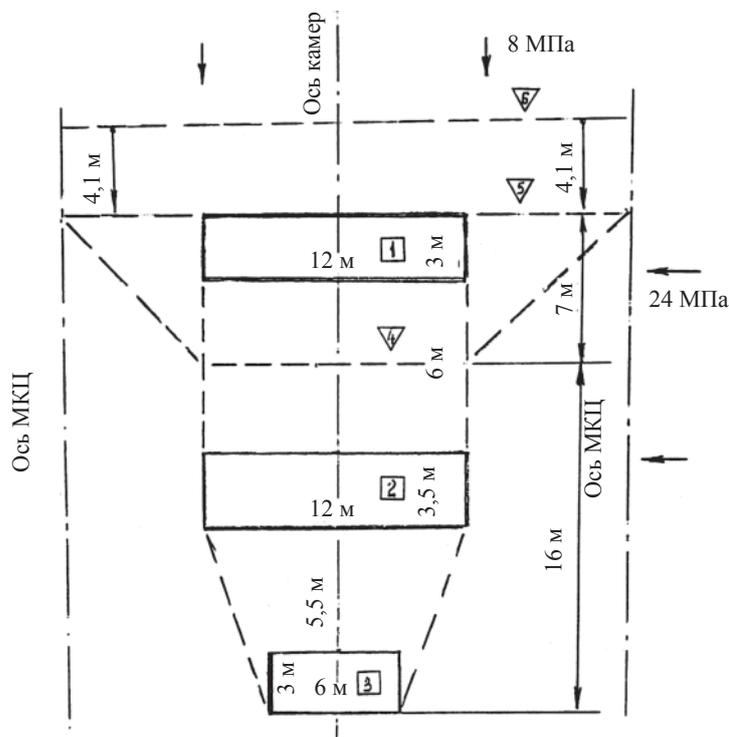


Схема механизма разрушения МПЦ и оседания налегающих пород:  
 1 и 2 – камеры по пластам К<sub>7</sub>П и АБ+В; 3 – выемочный штрек 1 СВП; 4 – уровень обрушенных пород после разрушения МПЦ; 5 – уровень обрушенных налегающих пород и положение покровной толщи после оседания; 6 – верхняя граница пустоты, с которой произошло оседание налегающих пород

может достигать высоты 60 – 85 м, пронизывая водозащитную толщу. Растворение солей в куполе разрушения доводит массив рудников до аварийного состояния.

### Выводы

1. На рудниках ВКМКС аварийные ситуации возникают при разрушении междупластовых целиков, кровли и почвы камер при многоярусной камерной системе разработки.
2. Причиной разрушения междупластий являются высокий уровень горизонтальных напряжений, превышающих вертикальные, и

обусловленных как естественным фоном тектонических напряжений, так и, главным образом, их пульсацией в противофазе с циклами солнечной активности, к которым и приурочено время всех аварий.

3. Одной из причин высокого уровня горизонтальных субширотных напряжений в недрах ВКМКС является водозабор большого количества воды из зоны транзита и питания подземных месторождений пресных вод.

4. Разрушению междупластий способствует взаимное влияние камер друг на друга при их сближенном расположении.

5. Учет названных причин в проекте разработки будет способствовать предупреждению рассматриваемых аварий в будущем.

6. Для возможной корректировки проекта системы разработки ВКМКС целесообразно выполнить оценку уровня тектонических и пульсирующих напряжений, а также уточнить состояние водоносных и водозащитных толщ на участках без закладки камер к окончанию 24-го цикла СА.

7. Дальнейшее совершенствование геотехнологии на ВКМКС должно быть направлено на обеспечение устойчивости камерных выработок и локализацию их обрушения внутри пород водозащитной толщи.

8. Учитывая масштаб аварий динамического характера на ВКМКС целесообразно изыскать возможность переориентировать пути транзита и питания зон водозабора в сторону их минимального влияния на геодинамику горных работ.

#### Литература

1. Влох Н.П. Прогноз удароопасности выработок на стадии проектирования горных работ / Н.П. Влох, А.В. Зубков, Я.И. Липин // Прогноз и предотвращение горных ударов на рудных месторождениях: сб. ст. / ГоИ КФ АН СССР. – Апатиты, 1987. – С. 38 – 44.
2. Акимов А.Г. Причины и последствия внезапного обрушения горных пород на Втором Соликамском калийном руднике / А.Г. Акимов, Е.И. Кузнецова // Горный журнал. – 1997. – № 8. – С. 13 – 15.
3. Константинова С.А. О природных причинах негативных событий в Верхнекамском промышленном регионе / С.А. Константинова // Безопасность труда в промышленности. – 2002. – № 2. – С. 33 – 36.
4. Об одной из возможных причин аварии на руднике Второго Соликамского рудоуправления / Г.П. Щербинина и др. // Горный вестник. – 1999. № 2 – 3. – С. 63 – 68.
5. Оценка влияния разработки нефтяного месторождения на геодинамическое состояние недр / А.А. Барях и др. // Физико-техн. проблемы разраб. полез. ископ. – 1999. – № 5. – С. 31 – 42.
6. Константинова С.А. Оценка естественных напряжений в породном массиве Верхнекамского региона на основе блочно-иерархической модели / С.А. Константинова, С.А. Чернопазов, А.А. Гуляев // Физико-техн. проблемы разраб. полез. ископ. – 2001. – № 5. – С. 3 – 11.

7. Барях А.А. Деформирование соляных пород / А.А. Барях, С. А. Константинова, В.А. Асанов. – Екатеринбург: УрО РАН, 1996. – 202 с.

8. Закономерности формирования напряженно-деформированного состояния земной коры Урала во времени / А.В. Зубков и др. // Литосфера. – 2010. – №1. – С. 84 – 93.

9. Яковлев Д.В. Ритмы геодинамической активности / Д.В. Яковлев, Б.Г. Тарасов, С.В. Цирель // Техногенная сейсмичность при горных работах: модели очагов, прогноз, профилактика: в 2-х ч.: ч. 1: сб. докл. Междунар. совещ. / ГоИ КНЦ РАН. – Апатиты: Изд-во КНЦ РАН, 2004. – С. 214 – 223.

УДК 550.2

## **РАЙОНИРОВАНИЕ ТЕРРИТОРИИ ГОРОДА НИЖНИЙ ТАГИЛ СВЕРДЛОВСКОЙ ОБЛАСТИ ПО ВЕЛИЧИНЕ РАСЧЁТНОЙ СИЛЫ СЕЙСМИЧЕСКОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ**

*А.Н. Гуляев, А.Ю. Осипова*

Город Нижний Тагил Свердловской области расположен в осевой зоне субмеридионального палеозойского Тагильского мегасинклинория (прогиба, трога) [1, 2], являющегося элементом геолого-тектонического строения осевой зоны и восточного склона новейшего эпипалеозойского эпиплатформенного Уральского орогена (рис. 1).

Процесс становления Уральского орогена на современном этапе сопровождается редко происходящими несильными (до 6,0 – 6,5 баллов по шкале MSK-64), но ощутимыми землетрясениями [3, 4]. За последние 250 лет на территории Нижнего Тагила неоднократно отмечались ощутимые трех-, четырёх-, пятибалльные по шкале MSK-64 сейсмические колебания от очагов природных тектонических землетрясений, которые, предположительно, могли располагаться в осевой зоне и ближней зоне геодинамического влияния Главного уральского глубинного разлома на расстоянии 20 – 30 км к западу и юго-западу от города [5] (см. рис. 1). Кроме природных очагов, действуют техногенные источники ощутимых сейсмических воздействий – взрывы в карьерах и шахтах горнорудных предприятий, а также природно-техногенные источники – горные удары в шахтах и обвалы, просадки подработанных подземными выработками территорий.

По результатам общего сейсмического районирования территории Российской Федерации ОСР-97 Средний Урал был отнесен к регионам, где при проектировании и строительстве инженерных сооружений необходимо учитывать сейсмичность [6].

Рис. 1. Фрагмент сейсмологической карты центральной части Уральского региона. Составил Гуляев А.Н., Институт геофизики Уро РАН, 2009 г.

Цифры в кружках обозначают крупные геолого-тектонические подразделения:

- 1 – Предуральский прогиб, 2 – Западно-Уральская зона складчатости и навигов, 3 – Центрально-Уральское поднятие, 4 – Тагилно-Магнитогорский прогиб, 5 – Восточно-Уральское поднятие, 6 – Восточно-Уральский прогиб, 7 – Зауральское поднятие.

Черные пунктирные линии со штрихами – границы вышеупомянутых геолого-тектонических подразделений.

Красными линиями с поперечными штрихами и зубчиками показаны новейшие глыбово-подвижные трещинные зоны по Н.Д. Буланову, 1964 г.

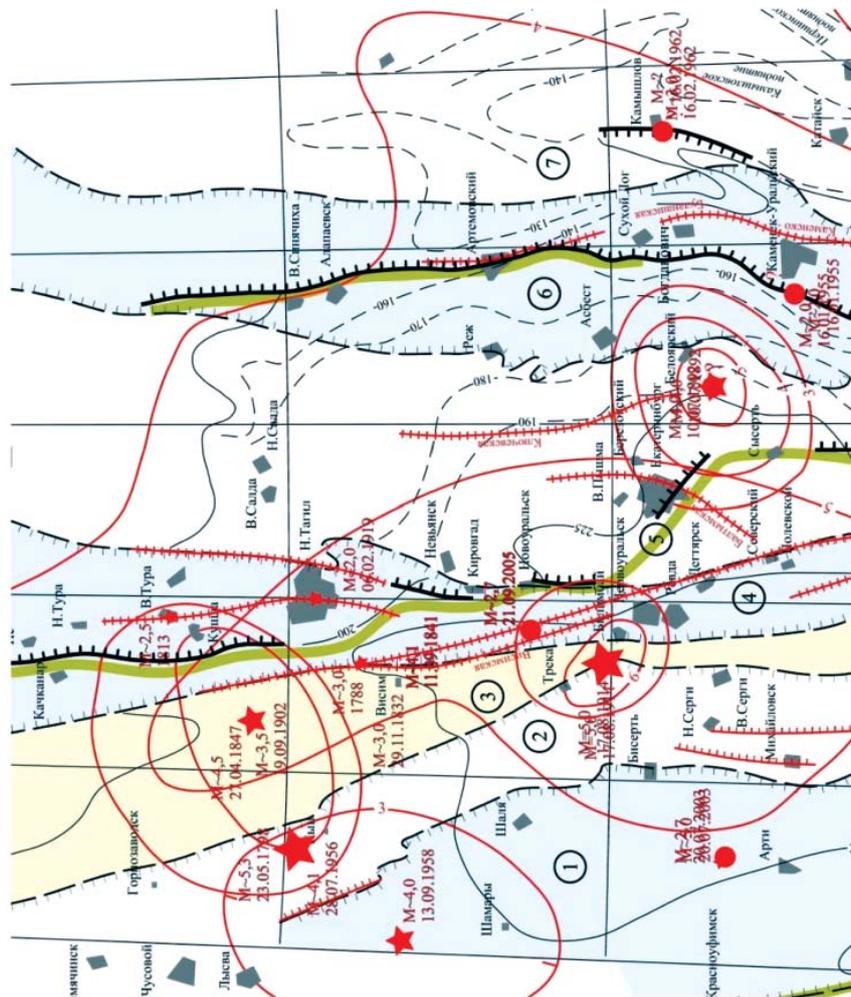
Сплошные черные линии с зубчиками – осевые зоны новейших уступов по Ситову А.П. и Рожественскому А.П., 1975 г. Зубцы направлены в сторону погруженного блока земной коры.

Черные пунктирные линии – амплитуды деформаций земной коры в метрах за новейшее время (за последние 30 млн лет) по Ситову А.П. и Рожественскому А.П., 1975 г.

Жёлтые линии – омоложенные палеозойские разломы по Трифонову В.П., 1969 г. Красные линии – изоэписы в баллах шкалы MSK-64.

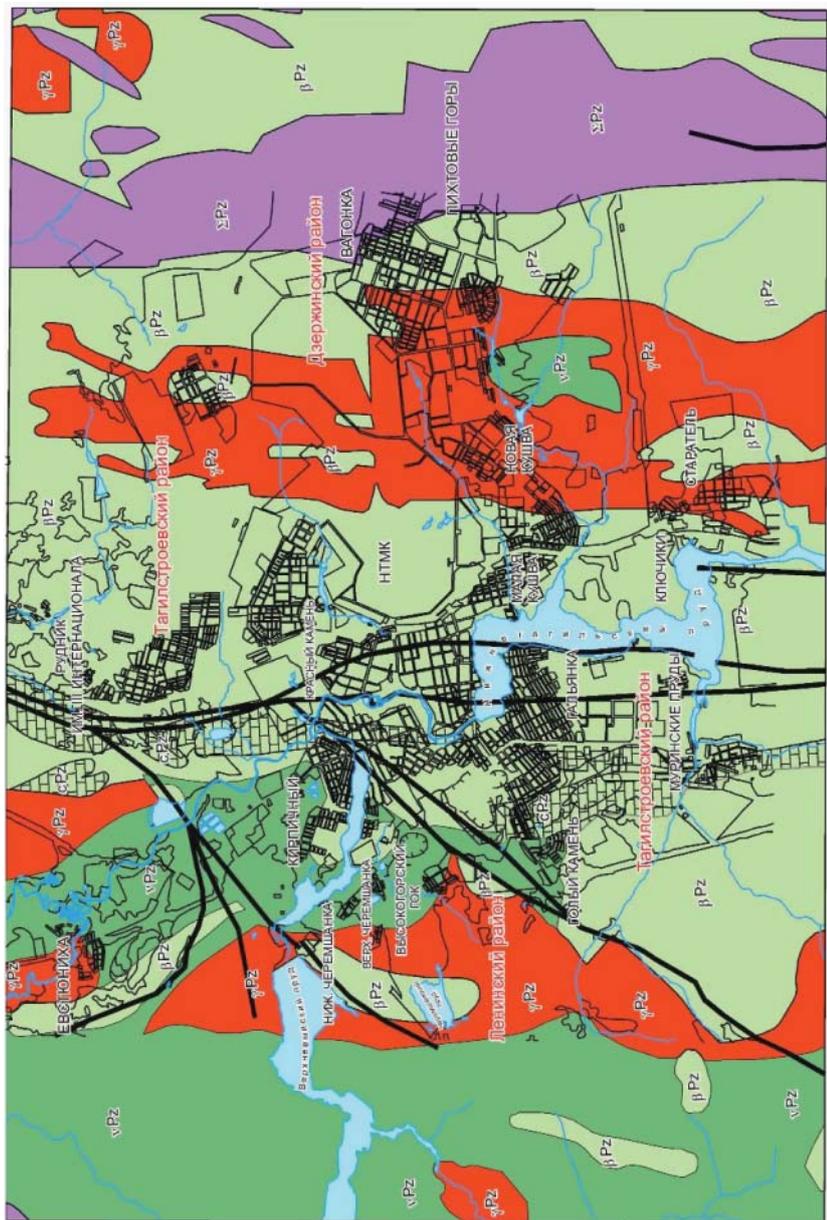
Звездочки – эпицентры землетрясений с магнитудой больше 3.

Красные кружки – эпицентры землетрясений с магнитудой меньше 3.



Геолого-тектоническое строение верхней части земной коры на территории Нижнего Тагила неоднородно [1, 2]. Верхняя часть сложена метаморфизованными вулканогенно-осадочными породами (базальтами, андезито-базальтами и их туфами) ранне-среднепалеозойского возраста, вмещающими интрузивные тела габбро, гранитов, гранодиоритов, сиенитов, серпентинитов (рис. 2). Эти породы нарушены трещинами, разломами. Наиболее крупный из них – Туринский (Турьинский по [9], Смехуновско-Лайский по [1]) субмеридиональный разлом глубинного заложения, проходящий в центральной части территории города. К нему с юго-запада приключаются разломы северо-восточного (их азимут около 45 градусов) направления. К ближней зоне одного из них, называемого Главным [9], приурочено Высокогорское месторождение железа. В восточной части города через восточную окраину жилого массива проходит субмеридиональный глубинный Серовско-Маукский разлом, ограничивающий с востока Тагильский мегасинклинорий. В осевой зоне этого разлома содержатся крупные тела серпентинитов, габбро и габбро-диоритов. Не исключено, что в верхней части земной коры по диагонали через центр города в направлении с юго-востока на северо-запад может проходить осевая зона Тимано-Кокчетавской трансорогенной структуры [15], либо одной из зон деформаций, являющихся элементом зоны геодинамического влияния этой структуры, которая может рассматриваться как продолжение в пределы Уральского палеозойского орогена северо-восточной границы Камско-Башкирского выступа Восточно-Европейской платформы [16, 17]. Даная граница является сейсмоактивной [16, 17], поэтому нельзя исключать возможности возникновения в пределах Нижнего Тагила очагов ощутимых землетрясений, связанных с этой структурой.

В мезозойско-кайнозойское время процессами выветривания коренные палеозойские породы в верхней части своего разреза на территории Среднего Урала были превращены в рухляки, переходящие вверх по разрезу в щебенисто-дресвянистые грунты и элювиальные суглинки. Особенность строения верхней части земной коры Нижнего Тагила определяется его расположением в осевой зоне крупной субмеридиональной мезозойской Ивдельско-Тагильской эрозионно-структурной депрессии [7], развившейся по осевой зоне и ближней зоне геодинамического влияния регионального глубинного долгоживущего Туринского по [2], или Смехуновско-Лайского по [1], разлома. В пределах данной эрозионно-структурной депрессии чехол коры выветривания имеет в целом относительно увеличенную (7 – 10 м) мощность, и в ее пределах имеются глубокие карманы вы-



-  Палеозойские терригенно-карбонатные породы. Известняки, мраморизованные известняки, прослой вулканогенных и вулканогенно-осадочных пород
-  Палеозойские эффузивные и вулканогенно-осадочные породы. Базальты, андезиты, туфы, туфопесчаники, туфоконгломераты, туфоалевролиты, риолиты, прослой кремнистых пород, редко линзы известняков
-  Палеозойские интрузивные породы кислого-среднего состава. Граниты, гранодиориты, кварцевые диориты
-  Палеозойские интрузивные породы основного состава. Габбро
-  Палеозойские интрузивные породы ультраосновного состава. Серпентинизированные дуниты, серпентиниты
-  Разломы

Рис. 2. Схематическая геологическая карта территории г. Нижний Тагил Свердловской области

ветривания, развившиеся по реликтовым палеозойским зонам деформации верхней части земной коры. Увеличенная мощность чехла коры выветривания на большей части территории Нижнего Тагила может быть обусловлена наличием в пределах данного участка крупных месторождений железа и меди. В мезо-кайнозойское время в зоне аэрации в пределах этих месторождений и их периферии в горных породах, насыщенных рудными минералами, активно шли процессы химического выветривания, сформировавшие мощные (от 7 – 10 до 20 – 25 м) коры выветривания. Подобная обстановка наблюдается и на территории других городов Среднего Урала, возникших на рудных месторождениях, – Березовского, Верхней Пышмы, Краснотурьинска и др. На периферии Нижнего Тагила мощность чехла коры выветривания меньше. Там в большей степени обнажаются коренные палеозойские породы.

Можно заключить, что верхняя часть земной коры территории Нижнего Тагила сложена породами и грунтами, неоднородными по составу, происхождению и физико-механическим свойствам. Следовательно, неоднородными являются и сейсмогрунтовые условия, определяющие вариацию расчетной силы сейсмического воздействия на территории города. Поэтому возникла необходимость районирования территории Нижнего Тагила. Была применена методика, использованная для составления схематической карты сейсмического районирования Екатеринбурга и площадей его перспективной застройки [10 – 13]. Она позволяет адекватно оценивать расчетную силу сейсмического воздействия для условий Среднего Урала.

Построение схематической карты включало следующие этапы: а) составление схематической карты сейсмогрунтовых условий, б) составление схематической структурно-геоморфологической карты, в) преобразование схематической карты сейсмогрунтовых условий в схематическую карту районирования Нижнего Тагила по величине расчетной силы сейсмического воздействия с использованием значений фоновой величины этой силы для территории Нижнего Тагила по результатам ОСР-97, г) совмещение этой карты со структурно-геоморфологической схематической картой. В результате была получена схематическая карта сейсмического районирования территории Нижнего Тагила, которую можно использовать для оценки расчетной силы сейсмического воздействия на планируемые к строительству и реконструкции объекты.

Схематическая карта сейсмогрунтовых условий территории Нижнего Тагила была построена с использованием данных инженерно-геологических изысканий, выполненных разными организациями на территории города.

Схематическая структурно-геоморфологическая карта была построена посредством морфоструктурного анализа рельефа земной поверхности с использованием методических приемов, приведенных в работе [14]. Выделенные предполагаемые зоны деформации верхней части земной коры могут представлять собой омоложенные реликтовые палеозойские зоны деформации и являться элементами геологического строения, мало благоприятными в инженерно-геологическом отношении. Часть этих зон представлена флексурно-разрывными структурами, разделяющими относительно приподнятые и относительно погруженные блоки верхней части земной коры. Другая часть представлена предполагаемыми зонами относительного субгоризонтального растяжения, по которым в мезозойско-кайнозойское время развились эрозионно-структурные депрессии. Наиболее крупные из них были освоены поймами рек Тагил, Выя, Баранча и др. Анализируя полученную структурно-геоморфологическую схему, можно увидеть, что большая часть территории Нижнего Тагила представляет собой область сnivelированного рельефа земной поверхности, вытянутую в северо-восточном направлении по азимуту около 50 – 60 градусов и окруженную участками с более дифференцированным рельефом.

Данные инженерно-геологических изысканий (табл. 1 – 4) свидетельствуют, что на большей части территории Нижнего Тагила в верхней части земной коры развиты грунты мезозойско-кайнозойского чехла коры выветривания. Физико-механические свойства этих грунтов позволяют отнести их к грунтам второй категории по сейсмическим свойствам по классификации СНиП II-7-81. Расчетная сила сейсмического воздействия равняется фоновой, принятой для Нижнего Тагила по результатам ОСР-97 и оценивается: для объектов основного (массового) строительства и объектов повышенной ответственности в 6 баллов по шкале MSK-64, для особо ответственных объектов – в 7 баллов [6].

На западной и восточной окраинах города и непосредственно к западу, востоку и югу от города мощность чехла коры выветривания уменьшается и здесь в верхней части земной коры развиты скальные грунты. Эти породы представлены своими разновидностями малой, средней прочности и прочными. Физико-механические свойства этих пород (см. табл. 1, 2) позволяют отнести их к грунтам преимущественно первой категории по сейсмическим свойствам. В пределах этих участков расчетная сила сейсмического воздействия уменьшается на один балл по сравнению с грунтами второй категории и оценивается: для объектов основного (массового) строительства и объектов повышен-

**Скальные грунты средней прочности и прочные**

*Таблица 1*

Вид породы	Плотность, г/см <sup>3</sup>	Сопротивление одноосному сжатию, МПа
Базальты, базальтовые и андезито-базальтовые порфириты и их туфы	2,70 – 2,95, среднее 2,82	40 – 70, среднее порядка 65
Габбро	2,72 – 3,01, среднее 2,85	42 – 75, среднее порядка 67
Диориты	2,68 – 2,78, среднее 2,73	38 – 68, среднее порядка 53
Граниты	2,63 – 2,69, среднее 2,65	37 – 71, среднее порядка 54
Серпентиниты	2,60 – 2,67, среднее 2,62	33 – 58, среднее порядка 40
Известняки	2,65 – 2,69, среднее 2,67	35 – 55, среднее порядка 45
Кремнистые сланцы	2,66 – 2,70, среднее 2,68	28 – 56, среднее порядка 47
Филлиты	2,67 – 2,73, среднее 2,69	25 – 45, среднее порядка 35

**Скальные грунты малой прочности**

*Таблица 2*

Вид породы	Плотность, г/см <sup>3</sup>	Сопротивление одноосному сжатию, МПа
Базальты, базальтовые и андезито-базальтовые порфириты и их туфы	2,62 – 2,84, среднее 2,68	21 – 38, среднее порядка 29
Габбро, габбро-диориты	2,61 – 2,82, среднее 2,66	20 – 35, среднее порядка 27
Диориты, сиениты	2,48 – 2,68, среднее 2,58	22 – 37, среднее порядка 29
Граниты, гранодиориты	2,43 – 2,61, среднее 2,47	17 – 28, среднее порядка 23
Серпентиниты	2,40 – 2,51, среднее 2,46	15 – 23, среднее порядка 19
Известняки, известняки мраморизованные	2,47 – 2,61, среднее 2,49	18 – 27, среднее порядка 23
Кремнистые сланцы	2,36 – 2,49, среднее 2,42	17 – 25, среднее порядка 21
Филлиты	2,35 – 2,45, среднее 2,40	15 – 20, среднее порядка 18

Таблица 3

## Грунты чехла коры выветривания

Вид грунта	Плотность, г/см <sup>3</sup>	Модуль деформации	Число пластичности	Показатель текучести	Коэф. пористости
Рухляки (сильновыветрелые коренные породы очень низкой и пониженной прочности)	2,30 – 2,45	Сопротивление одноосному сжатию 2 – 7 МПа			
Щебенисто-дресвянистые	2,20 – 2,30	30 – 40			
Элювиальные суглинки	2,05 – 2,15	20 – 30	0,0 – 0,35	От +0,15 до < 0, среднее меньше нуля	0,65 – 0,85

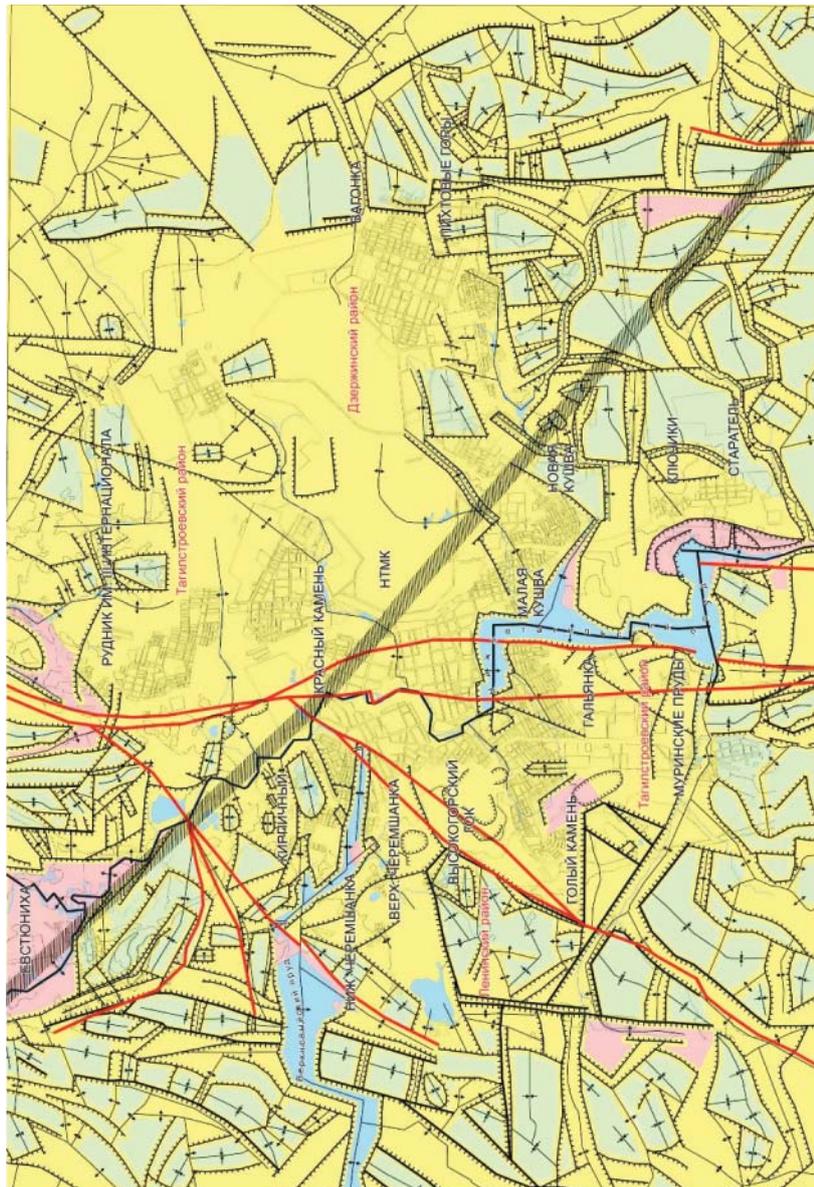
Таблица 4

## Грунты чехла четвертичных отложений

Вид грунта	Плотность, г/см <sup>3</sup>	Модуль деформации	Число пластичности	Показатель текучести	Коэф. пористости
Суглинки аллювиальные, делювиальные	2,00 – 2,20	20 – 30	0,00 – 0,35	0,15 – 0,50	0,60 – 1,00
Пески аллювиальные	1,80 – 2,0	20 – 35			
Суглинки и ил (сапропель) озерно-болотные	1,60 – 1,80	Единицы МПа	0,30 – 0,50	0,35 – 0,50	0,60 – 1,05
Торф	1,1 – 1,25				

ной ответственности в 5 баллов по шкале MSK-64, для особо ответственных объектов – в 6 баллов.

Наиболее неблагоприятные в инженерно-сейсмическом отношении грунты, представленные обводнёнными песчано-глинистыми аллювиальными и торфянистыми и илистыми озерно-болотными отложениями четвертичного возраста, образуют небольшие по площади участки в поймах рек Тагил, Выя, Баранча. Физико-механические свойства этих пород (см. табл. 4) позволяют отнести их к грунтам третьей категории. В пределах этих участков расчётная сила сейс-



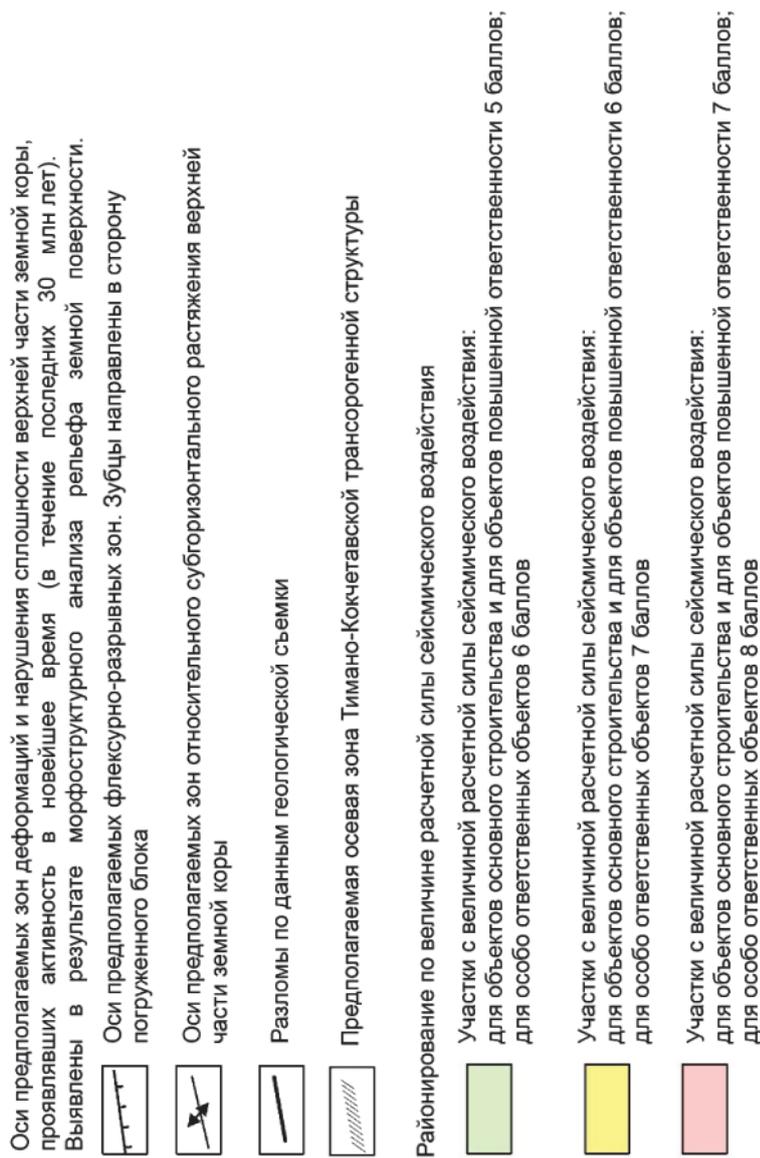


Рис. 3. Схематическая карта районирования территории г. Н. Тагил Свердловской области по величине расчетной силы сейсмического воздействия.  
Составил: Гуляев А.Н., Институт геофизики УрО РАН, 2010 г.

мического воздействия увеличивается на один балл по сравнению с грунтами второй категории и оценивается: для объектов основного (массового) строительства и объектов повышенной ответственности – в 7 баллов по шкале MSK-64, для особо ответственных объектов – в 8 баллов. В условиях Среднего Урала неблагоприятные болотистые грунты третьей категории перед строительством инженерных объектов обычно удаляются из-под будущих фундаментов и при необходимости замещаются более благоприятными грубообломочными насыпными грунтами.

Неблагоприятными в инженерно-геологическом и инженерно-сейсмическом отношении участками на территории города являются участки, подработанные подземными горными выработками Высокогорского ГОКа, рудника имени III Интернационала и др. Здесь во время сейсмического явления возможны быстрая осадка (просадка) земной поверхности, провалы, в том числе сопровождаемые ощутимыми сейсмическими толчками, как это было в октябре 2009 г. на одном из участков Высокогорского ГОКа. Тогда в результате обрушения подработанной территории возникло ощутимое землетрясение с магнитудой 2,7 – 3,0, а на земной поверхности были деформированы железнодорожные пути (устное сообщение А.Д. Сашурина). Сейсмические события с такой магнитудой обычно ощущаются в близлежащих к эпицентру и смежных территориях как 4-балльные по шкале MSK-64.

В северо-западном пригороде Нижнего Тагила, в районе поселка Евстюниха, возможно возникновение ощутимого землетрясения в результате внезапного пролома целика на шахте «Евстюнинская» [9]. По нашим оценкам с использованием известной формулы Шебалина – Блейка [8], при глубине очага этого возможного события порядка 300 м и силе сотрясения в эпицентре порядка 7 баллов по шкале MSK-64 в северо-западной части Нижнего Тагила это событие будет ощущаться как 4-балльное по шкале MSK-64. Относительно быстрое ослабление силы сейсмического воздействия на земной поверхности при удалении от эпицентра обуславливается небольшой (порядка 300 м) глубиной очага возможного события.

На основании вышеизложенного можно заключить, что инженерно-сейсмические условия на территории города Нижний Тагил Свердловской области в целом благоприятны и безопасны для большей части инженерных сооружений, за исключением подработанных подземными горными выработками территорий. Применение антисейсмических мероприятий на территории Нижнего Тагила целесообразно лишь при проектировании и строительстве высотных сооружений, в частности, зданий в 40 и более этажей.

## Литература

1. Геология СССР: том XII, ч. 1 – 2. – М.: Недра, 1969. – 304 с.
2. Каретин Ю.С. Геология и вулканические формации района Уральской сверхглубокой скважины СГ-4 / Ю.С. Каретин. – Екатеринбург, 2000. – 272 с.
3. Вейс-Ксенофонтова З. Г. К вопросу о сейсмической характеристике Урала / З.Г. Вейс-Ксенофонтова, В.В. Попов. – М.: Изд-во АН СССР, 1940. – С. 12. – (Труды / Сейсмологического института АН СССР, № 104).
4. Землетрясения Урала и сильнейшие землетрясения прилегающих территорий Западной Сибири и Восточно-Европейской платформы / В.В. Степанов и др. – М.: ЦСГНЭО, 2002. – 135 с.
5. Сейсмические и геодинамические условия на территории Среднего Урала / А.Н. Гуляев и др. // Стройкомплекс Среднего Урала. – 2009. – № 5 [128] . – С. 30 – 34.
6. Общее сейсмическое районирование территории Российской Федерации ОСР-97. Комплект карт и другие материалы для строительных норм и правил (СНиП) // Строительство в сейсмичных районах. – М., 1998. – 14 с.
7. Гузовский Л.А. Распространение древних кор выветривания на Урале / Л.А. Гузовский // Материалы по геоморфологии Урала: вып. 2 / под ред. И.П. Герасимова. – М.: Недра, 1971. – С. 100 – 126.
8. Сейсмическое районирование территории СССР. – М.: Наука, 1980. – 301 с.
9. Зубков А.В. Геомеханика и геотехнология / А.В. Зубков. – Екатеринбург: ИГД УрО РАН, 2001. – 333 с.
10. Гуляев А.Н. Оценка потенциальной сейсмичности территории города Екатеринбурга / А.Н. Гуляев // Изв. вузов. Горный журнал. – 2009. – № 6. – С. 91 – 97.
11. Гуляев А.Н. Сейсмичность и сейсмическое районирование Екатеринбурга / А.Н. Гуляев, А.Ю. Осипова // Изв. вузов. Архитектон [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://arcsuvuz.ru/numbers> (2011.03/01).
12. Сергеев Е. М. Инженерная геология / Е.М. Сергеев. – М.: Изд-во МГУ, 1978. – 283 с.
13. Медведев С.В. Инженерная сейсмология / С.В. Медведев. – М., 1962. – 283 с.
14. Философов В.П. Краткое руководство по морфометрическому методу поисков тектонических структур / В.П. Философов. – Саратов: Изд-во Саратовского университета, 1960. – 92 с.
15. Зубков А.В. Напряженное состояние верхней части земной коры Урала и тектоническое развитие региона / А.В. Зубков, Я.И. Липин, А.Н. Гуляев // Физико-техн. проблемы разраб. полез. иск. – 1996. – № 4. – С. 61 – 69.
16. Гуляев А.Н. Сейсмоструктура центральной части Уральского региона / А.Н. Гуляев // Тектоника, рудные месторождения и глубинное строение земной коры: материалы Всероссийской науч. конф., посвященной 100-летию С.Н. Иванова. – Екатеринбург, 2011. – С. 63 – 66.
17. Гуляев А.Н. Сейсмоструктура центральной части Уральского региона / А.Н. Гуляев // Глубинное строение, геодинамика, тепловое поле Земли, интерпретация геофизических полей: Шестые научные чтения Ю.П. Булашевича. – Екатеринбург. – 2011. – С. 99 – 103.

**ОБЕСПЕЧЕНИЕ БЕЗОПАСНОСТИ ТЕРРИТОРИЙ  
И ЖИЗНЕДЕЯТЕЛЬНОСТИ НАСЕЛЕНИЯ В ГОРОДАХ,  
ПОДВЕРЖЕННЫХ НЕГАТИВНОМУ ВЛИЯНИЮ  
ПОДЗЕМНЫХ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК**

*М.Е. Колчина*

Разработка месторождений полезных ископаемых подземным способом осуществляется на Урале уже более 300 лет [1]. Данный способ имеет серьезные негативные последствия, проявляющиеся в деформациях земной поверхности или подтоплении территории. В том и другом случаях происходит нарушение структуры грунтов, что ведёт к потере их устойчивости; подработанные территории становятся не пригодными или мало пригодными для строительства. Наиболее вероятно возникновение деформаций земной поверхности в зонах влияния опасных подземных горных выработок (ПГВ), к которым в первую очередь относятся ПГВ неглубокого заложения без крепи и старые (возрастом более 50 лет со дня окончания горных работ), особенно если они расположены в трещиноватых породах. Старые ПГВ имеют неглубокое заложение (менее 50 м), что наиболее опасно для земной поверхности [1]; вероятный высокий физический износ конструктивных элементов деревянной крепи; необходимо учитывать несовершенство технологий ликвидации шахт, действовавших в XIX и начале XX в. [2].

Возникновение чрезвычайных ситуаций вследствие обрушения земной поверхности является огромной проблемой для городов в горнодобывающих районах, особенно для застроенных территорий. Грунты испытывают значительные статические и динамические нагрузки от «тяжелых» многоэтажных зданий и интенсивного движения транспорта. На Урале города с подработанными территориями имеются в Пермском крае, Свердловской и Челябинской областях, Башкортостане. В некоторых из них зафиксированы случаи обрушения земной поверхности и деформации зданий жилого и общественного назначения в зонах влияния старых ПГВ, что говорит не о случайности, а о проблеме, которую необходимо решать. Существует два пути решения данной проблемы: горнопромышленные меры защиты застроенных или планируемых к застройке территорий и градостроительные мероприятия. Рассмотрим второй – на наш взгляд, менее затратный и более надёжный.

Традиционно к формированию территорий городов предъявляются следующие основные требования: обеспечить функциональ-

но удобную и безопасную среду обитания человека, а также рационально (эффективно) использовать земли. К основным принципам градостроительной деятельности сегодня относятся:

- обеспечение устойчивого развития территорий на основе территориального планирования и градостроительного зонирования;

- обеспечение безопасности территорий с учётом требований промышленной, пожарной, инженерно-технической безопасности, с предупреждением или предотвращением вероятности возникновения чрезвычайных ситуаций природного и техногенного характера;

- осуществление строительства на основе документов территориального планирования и градостроительного зонирования [3]. Градостроительная деятельность сегодня – это деятельность по территориальному планированию, градостроительному зонированию, планировке территорий, архитектурно-строительному проектированию и строительству (реконструкции) зданий и сооружений [3], а также по реконструкции застроенных территорий.

Решение обозначенной проблемы требует комплексного и поэтапного подхода, как следует из градостроительного законодательства: 1 этап – территориальное планирование; 2 этап – градостроительное зонирование; 3 этап – планировка территории, включающая формирование границ кварталов (микрорайонов), земельных участков и участков разрешённого строительства.

На первом этапе, при разработке генеральных планов городских округов, должны быть учтены зоны влияния опасных ПГВ. Градостроительное законодательство данные зоны не относит ни к функциональным, ни к зонам с особыми условиями использования территорий. Следовательно, для учёта их в документах территориального планирования необходимо ввести термин, соответствующий качеству и состоянию зон (например техногенные зоны) и включить «техногенные зоны» в перечень зон с особыми условиями использования территорий. Это может быть дополнение в Градостроительный кодекс РФ или подготовка самостоятельного законодательного акта субъекта РФ.

На втором этапе в правилах землепользования и застройки для техногенных зон должны быть разработаны регламенты – ограничения или запреты на использование земельных участков в таких зонах и на их застройку [3]. Такие ограничения/запреты зависят от степени опасности зоны. Следовательно, техногенные зоны необходимо классифицировать по степени техногенной опасности/риска. Под зонами техногенной опасности подразумеваем зоны с уже имеющимися критическими или предельно допустимыми деформациями.

Таблица 1

## Характеристика зон техногенной опасности\*

Зона техногенной опасности	Деформации земной поверхности (по результатам мониторинга)	Физический износ зданий (по результатам технической оценки)	$K_{оп}$
Особой	Критические (опасные) деформации земной поверхности с образованием провалов и трещин	Более 60 %; вызван деформациями земной поверхности	0,7
Повышенной	Предельно допустимые деформации земной поверхности	40 – 60 %; вызван деформациями земной поверхности (устрашимый износ)	0,5
Условной	Допустимые деформаций земной поверхности	Менее 40 %	0,3

\* Определена исходя из технического состояния (физического износа) капитальных зданий общественного и жилого назначения в городах Березовский и Краснотурьинск Свердловской области.

циями земной поверхности, которые могут привести или уже привели к деформации зданий и сооружений, разрывам коммуникаций и пр. Под зонами техногенного риска подразумеваются зоны, в которых вероятны изменения состояния земной поверхности и связанные с ними деформации зданий, сооружений и линейных объектов. Зоны техногенного риска – это зоны потенциальной опасности. Кроме того, в зависимости от степени опасности предложено выделять зоны особой, повышенной, условной техногенной опасности/риска (табл. 1).

Определение границ техногенных зон подразумевает два подхода: теоретический и практический.

Теоретический подход:

– создание реестра и классификации ПГВ по степени опасности, что возлагается на маркшейдерские службы рудников и специализированные НИИ;

– нанесение контуров опасных ПГВ на планы земной поверхности (рис. 1);

– расчет величины зон вероятных обрушений в соответствии с теорией сдвижения горных пород (по существующей методике) и построение их на плане земной поверхности (рис. 2);

– объединение равнозначных по степени опасности и риска зон (рис. 3).

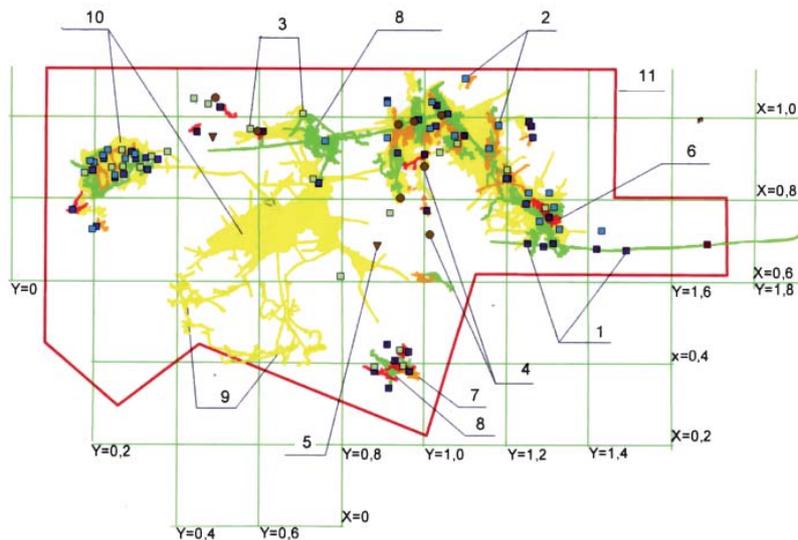


Рис. 1. Сводный план расположения подземных горных выработок в г. Краснотурьинске:  
 1 – современные шахты и шурфы; 2 – старые шахты; 3 – засыпанные шахты; 4 – провалы; 5 – участки обрушения; 6 – дайки на глубине от 0 до 10 м; 7 – дайки на глубине от 10 до 20 м; 8 – дайки на глубине от 20 до 30 м; 9 – дайки на глубине от 30 до 50 м; 10 – старые дайки; 11 – граница горного отвода

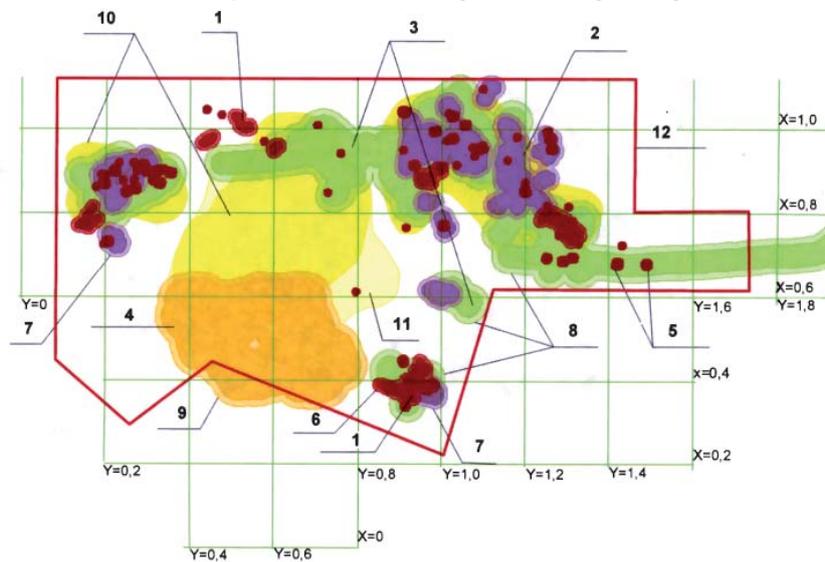


Рис. 2. Сводный план зон влияния ПГВ на земную поверхность в центре г. Краснотурьинска:  
 1, 2, 3 – зоны опасного сдвижения от особо опасных ПГВ; 4 – зоны опасного сдвижения от ПГВ повышенной опасности; 5 – зоны опасного сдвижения от ПГВ, выходящих на поверхность; 6, 7, 8 – зоны плавного сдвижения от ПГВ повышенной опасности; 9 – зоны плавного сдвижения от ПГВ повышенной опасности; 10 – проектные зоны обрушения; 11 – зоны влияния горных выработок; 12 – граница горного отвода

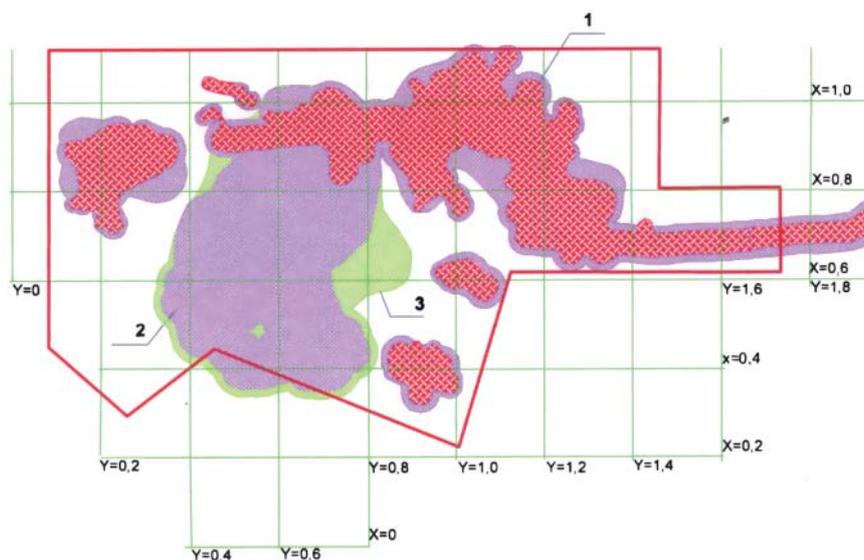


Рис. 3. Сводный план зон техногенной опасности в центральной зоне г. Краснотурьинска:  
 1 – зона особой техногенной опасности; 2 – зона повышенной техногенной опасности; 3 – зона условной техногенной опасности

Расчёт величины зон вероятных обрушений (определение границ зон сдвижения горных пород) осуществляется с учетом глубины заложения ПГВ, их параметров и пространственной ориентации, коэффициентов крепости пород и угла сдвижения, который устанавливается для различных месторождений полезных ископаемых (меднорудных, железорудных, угольных) по соответствующим методическим указаниям и правилам [4–6] и возлагается на специализированные НИИ.

Практический подход предусматривает выявление фактических (критических, предельно допустимых или допустимых) деформаций земной поверхности в предполагаемых зонах влияния ПГВ и определение по этим данным границ зон техногенной опасности различной степени (рис. 4). Основан на наблюдениях за деформациями земной поверхности и зданий; ведение должно быть возложено на специализированные организации и НИИ.

Определение границ зон техногенного риска/опасности имеет большое значение для застроенных территорий: выявляются здания, расположенные в той или иной зоне риска/опасности (рис. 5), в отношении которых должны приниматься определён-

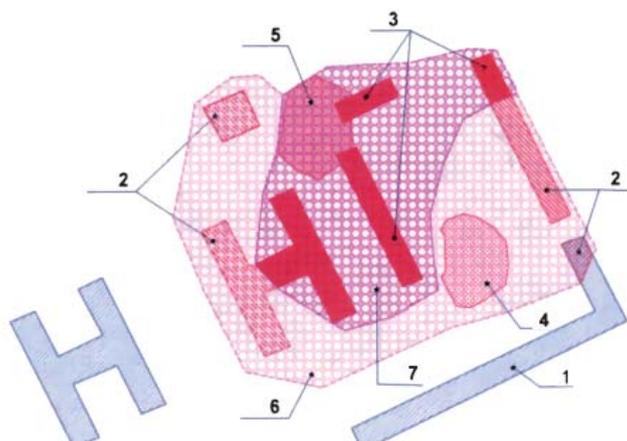


Рис. 4. Пример определения зон техногенной опасности по результатам мониторинга земной поверхности и технической оценки зданий:

1 – здания без признаков физического износа или незначительными деформациями; 2 – здания с физическим износом 40 – 60 %, связанным с деформациями земной поверхности; 3 – здания с физическим износом более 60 %; 4 – земельные участки с предельно допустимыми деформациями земной поверхности; 5 – земельные участки с критическими деформациями земной поверхности; 6 – зоны повышенной техногенной опасности; 7 – зоны особой техногенной опасности

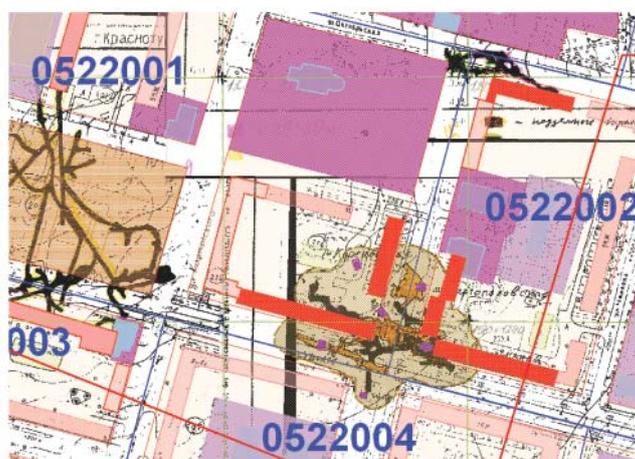


Рис. 5. План-схема размещения жилых домов в зонах влияния опасных ПГВ г. Кrasnoturyинске (ул. Попова)

ные управленческие решения (снос, реконструкция или мониторинг).

Инициатором организации работ по формированию зон техногенной опасности и риска и их учёту в градостроительных документах должны выступать заинтересованные лица, а именно органы местного самоуправления. Разработка и утверждение программ проведения мероприятий по обеспечению безопасности территорий и жизнедеятельности населения – это прерогатива субъекта РФ. Необходимо учесть, что действующие горные предприятия не несут ответственности за состояние старых ПГВ и последствия их влияния, а средств местных бюджетов на реализацию обозначенных выше программ недостаточно. Факт наличия зон повышенной и особой техногенной опасности/риска в границах застроенных территорий должен явиться обоснованием их включения в перечень (реестр) городов техногенного риска, требующих государственных субсидий (дотаций) на проведение мероприятий по предотвращению возникновения чрезвычайных ситуаций. Это не противоречит федеральному закону «О защите населения и территорий от чрезвычайных ситуаций природного и техногенного характера», который говорит, что частью государственного управления является финансовое обеспечение задач в области защиты населения и территорий от чрезвычайных ситуаций [7, ст. 23].

В зонах особой техногенной опасности/риска рекомендуется ввести запрет на строительство зданий и сооружений гражданского и производственного назначения, технологически не связанных с добычей полезных ископаемых. Запрет не противоречит положениям Градостроительного кодекса РФ, требованиям СНиП 2.07.01-89 «Градостроительство. Планировка и застройка городских и сельских поселений», СНиП 2.01.09-91 «Здания и сооружения на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах» и пр. Например, в зонах с наибольшей степенью опасности и риска следует размещать парки, сады, открытые спортивные площадки, открытые парковки, мини-рынки и др. [8]. В зонах повышенного техногенного риска/опасности возможно строительство временных объектов и объектов из облегченных конструкций в соответствии со СНиП 2.01.09-91, «Руководством по проектированию зданий и сооружений на подрабатываемых территориях» и пр. Окончательные решения о строительстве в таких техногенных зонах должно приниматься на основе оценки влияния ПГВ на земную поверхность.

Предложенные ограничения и запреты могут изменить ранее установленный вид разрешенного использования земельных участков и степень опасности техногенной зоны, определённой для многоэтажных каменных зданий. Значения показателей опасности/ри-

*Таблица 2*

**Показатели опасности для различных видов разрешённого использования земельных участков (предложение)**

Предназначение земельных участков	Коэффициенты опасности и риска по зонам		
	особой техногенной опасности	повышенной техногенной опасности	условной техногенной опасности
Для индивидуальной жилой застройки	0,6	0,4	0,2
Для многоквартирных домов	0,7	0,5	0,3
Для размещения автостоянок и гаражей	0,5	0,3	0,2
Для размещения точек: торговых, общественного питания, бытового обслуживания	0,7	0,5	0,3
Для административных и офисных зданий, объектов образования, науки, здравоохранения и социального обеспечения	0,7	0,5	0,3
Вхождение в состав садоводческих и огороднических объединений	0,4	0,2	0,1
Для производственных и коммунальных зданий и сооружений	0,7	0,5	0,3

ска для различных техногенных зон (табл. 2) приняты исходя из типа зданий и их вероятного влияния на земную поверхность.

Негативное влияние опасных ПГВ сказывается не только на качестве городских территорий, но и на экономике муниципальных образований. Присутствие или вероятность возникновения опасных деформаций земной поверхности обесценивает земельные участки, так как они теряют свою градостроительную привлекательность. Учитывая, что кадастровая стоимость земель населенных пунктов является наиболее высокой по отношению к стоимости других категорий земель, данный факт может отрицательно повлиять на состояние бюджетов муниципальных образований.

#### Литература

1. Вклад Урала в горное производство России за 300 лет / под ред. В.С. Хохрякова; Горнопромышленная ассоциация Урала; УГГА. – Екатеринбург: Изд-во УГГА, 2000. – 679 с. – (Урал горный на рубеже веков. – Т. 1).

2. Коновалов В.Е. Принципы правового зонирования земель поселений на территориях, подверженных вредному влиянию горных работ / В.Е. Коновалов, М.Е. Колчина // Изв. вузов. Горный журнал. – 2006. – № 2. – С. – 47 – 51.

3. Градостроительный кодекс Российской Федерации: Закон от 29.12.2004 г. N 190-ФЗ [Электронный ресурс]. – Режим доступа: Справочно-правовая система «Консультант Плюс» / Компания «Консультант Плюс».

4. Правила охраны сооружений и природных объектов от вредного влияния подземных горных работ при разработке меднорудных месторождений Урала: утв. Министерством цветной металлургии СССР от 28.02.77. – М.: МЦМ, 1978. – 43 с.

5. Правила охраны сооружений и природных объектов от вредного влияния подземных разработок на месторождениях руд черных металлов Урала и Казахстана: утв. 02.08.90 ИГД Минмета СССР. – Свердловск, 1990. – 64 с.

6. Правила охраны сооружений и природных объектов от вредного влияния подземных горных разработок на угольных месторождениях / ВНИМИ. – СПб., 1998.

7. О защите населения и территорий от чрезвычайных ситуаций природного и техногенного характера: Закон от 21.12.1994 г. № 68-ФЗ [Электронный ресурс]. – Режим доступа: Справочно-правовая система «Консультант Плюс» / Компания «Консультант Плюс».

8. СНиП 2.07.01-89\* Градостроительство. Планировка и застройка городских и сельских поселений // Справочно-правовая система «Консультант Плюс»: [Электронный ресурс] / Компания «Консультант Плюс».

УДК 551.2 / 3

## **РЕЗУЛЬТАТЫ ГЕОФИЗИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ НА ПЛОЩАДКЕ АВАРИЙНОГО ОТСЕЛЁННОГО ДЕВЯТИЭТАЖНОГО ЖИЛОГО ДОМА**

*А.Н. Гуляев, А.Ю. Осипова, В.А. Щапов*

Верхняя часть земной коры Екатеринбурга характеризуется высокой степенью неоднородности слагающих ее грунтов и пород. Это обусловлено достаточно сложным геолого-тектоническим строением палеозойских пород, на которых построен город. Они представлены метаморфизованными вулканогенно-осадочными породами, вмещающими интрузии перидотитов, габбро, гранитоидов, дайки гранит-аплитов, тела серпентинитов и тальк-карбонатных пород [1]. Верхняя часть земной коры на территории Екатеринбурга нарушена большим числом трещин, разломов и трещиноватых зон [1, 2]. В мезо-кайнозойское время в верхней части разреза палеозойских пород сформировался чехол коры выветривания, представленный рухляками (выветрелыми коренными породами очень

низкой и пониженной прочности), переходящими вверх по разрезу в щебенисто-дресвянистые грунты, сапролиты и элювиальные суглинки [4, 5]. Средняя мощность чехла коры выветривания на территории Екатеринбурга порядка 2,5 – 5,0 м [4, 5], но имеются карманы выветривания глубиной более 25 м, развившиеся по реликтовым зонам деформации верхней части земной коры, тектонизированным контактам пород разного состава и генезиса. Многие из этих зон вмещают кварцевые жилы, дайки гранит-аплитов, по контактам которых часто развиваются зоны каолинизации и развиваются явления псевдокарста [3].

Неучет неоднородностей геологического строения верхней части земной коры в случае их попадания в интервалы между пробуренными при инженерно-геологических изысканиях скважинами (пропуск цели) могут привести в будущем к повреждениям инженерных сооружений вследствие их неравномерной осадки, развития в основании фундаментов явлений псевдокарста и суффозии.

В качестве примера можно привести аварийный и в настоящее время отселённый 9-этажный жилой дом № 6 на ул. Мусоргского в Екатеринбурге, который был сдан в эксплуатацию в самом начале 80-х годов XX века. Из-за неравномерной и аномально высокой просадки фундамента в центральной части дома и его западной секции возникли повреждения стен (особенно северной стены) и внутренних помещений (рис. 1). В 2000 г. на площадке располо-



Рис. 1. Аварийный отселённый девятиэтажный дом № 6 на ул. Мусоргского в Екатеринбурге. Видны зоны деформации северной стены дома в центральной части дома между вторым и третьим подъездами.

Фото Гуляева А.Н., 2011 г.

жения дома ОАО «Николай-Ин Гео» были выполнены дополнительные инженерно-геологические изыскания и высказано предположение, что причиной повреждения дома могли быть неблагоприятные процессы в элювиальных грунтах (грунтах чехла коры выветривания) в основании фундамента, которые могли возникнуть вследствие их вымачивания, замораживания и последующего оттаивания в процессе строительства. В 2007 – 2008 гг. жильцы были отселены.

В 2010 г. с целью детальной оценки геолого-тектонической обстановки на площадке нами было выполнено вертикальное электрозондирование (ВЭЗ) с шагом между точками зондирования 10 м, с шагом полуразносов питающей линии АВ = 2,5 м и длиной полуразносов питающей линии АВ = 30 м по двум профилям вдоль северной и южной стен дома на расстоянии от стен 7 – 5 м, а также параметрические ВЭЗ с шагом полуразносов 1,0 м и длиной полуразносов питающей линии АВ = 15 м на семи пробуренных ранее изыскательских скважинах. Кроме того, вдоль северной и южной стен выполнено георадарное зондирование (В.В. Носкевич, Институт геофизики УрО РАН; В.В. Мельник, А.Л. Замятин, Институт горного дела УрО РАН) и наблюдения методом спектральной сейсмометрии с шагом 5 м (В.В. Мельник, А.Л. Замятин, Институт горного дела УрО РАН).

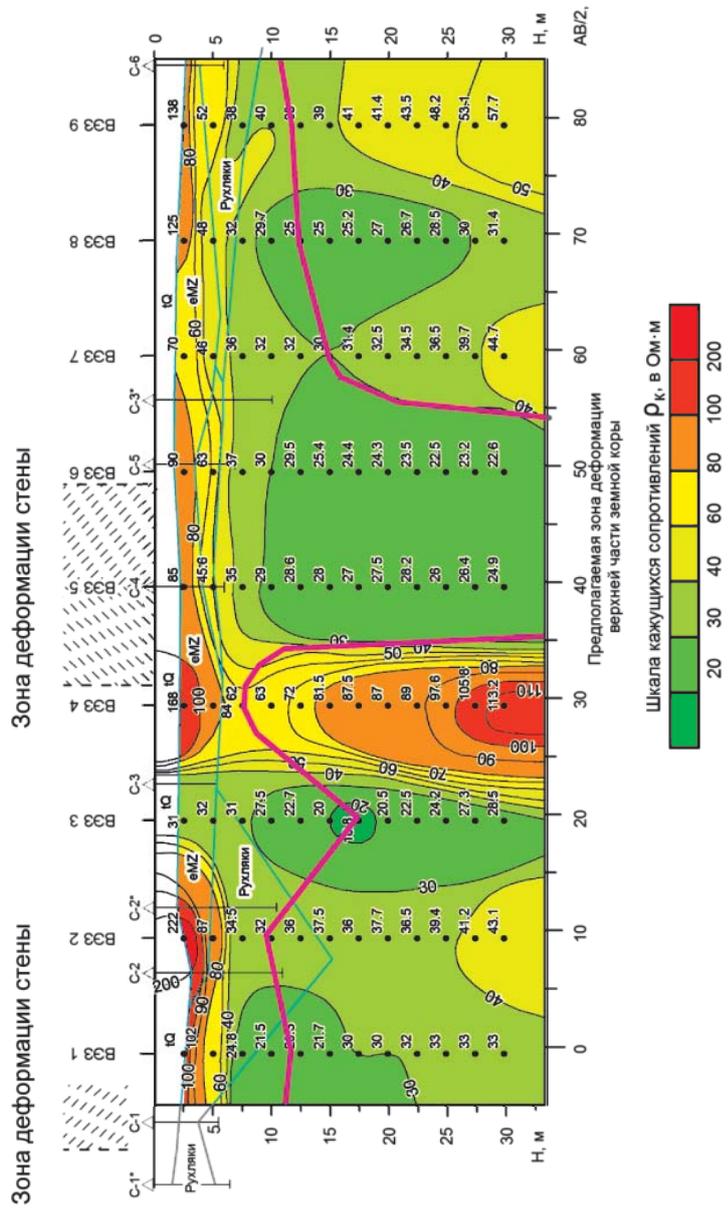
По результатам ВЭЗ и спектральной сейсморазведки можно предположить, что под центральной частью дома и под западным его подъездом, где наблюдаются аномально сильные просадки северной стены, имеются реликтовые и, возможно, обводненные зоны деформации верхней части земной коры. На разрезах по ВЭЗ они проявляются в виде зон пониженных удельных электросопротивлений (рис. 2 и 3). На разрезах спектральной сейсморазведки они проявлены в виде характерных для зон деформаций крупных V-образных элементов (рис. 4). На разрезах георадарного зондирования эти структуры отчетливо не проявлены (рис. 5). Признаком наличия реликтовой обводненной зоны деформации верхней части земной коры рассматриваемого участка может являться существование в прежние времена, по свидетельствам старожилов, родника восходящих подземных вод во дворе дома № 6 на ул. Мусоргского, а также относительно пониженные значения плотности и прочности порфиринов в этой части (скв. 4), по данным инженерно-геологических изысканий, выполненных ОАО «Николай-Ин Гео» в 2000 г.

Низкоомная предполагаемая зона деформации верхней части земной коры под центральной частью дома содержит субвертикальное относительно более высокоомное и, возможно, относи-

тельно прочное тело (точки ВЭЗ 4 (северная стена) и 11 (южная стена)). Высокоомное тело имеет мощность в несколько метров и находится в интервале между скважинами 3 и 4, 7 и 9 и поэтому при инженерно-геологических изысканиях обнаружено не было. Данное тело можно предположительно отождествить с дайкой гранит-аплитов или кварцевых диоритов, залегающей в реликтовой палеозойской зоне деформации земной коры, сложенной выветрелыми относительно низкоомными малопрочными трещиноватыми породами (порфиритами) (точки ВЭЗ 3, 5, 6 (см. рис. 2, 3, 6)). Такие тела имеются в верхней части земной коры на территории Екатеринбурга [1,2].

Направление вышеупомянутой низкоомной зоны, предположительно отождествляемой с реликтовой зоной деформации верхней части земной коры, и предполагаемой дайки субмеридиональное север – северо-восточное по азимуту около 30 – 35 градусов и в общем конкордантно с направлением миграции подземных вод в пределах рассматриваемого участка (с севера на юг).

Не исключено, что по контактам предполагаемой дайки гранит-аплитов в мезо-кайнозойское время могли развиваться щели каолинизации, а затем каолинит вымывался подземными водами. В результате вдоль контактов дайки могли развиваться явления псевдокарста, согласно схеме, предложенной в работе [2]. Кроме того, процесс выноса подземными водами глинистого материала (суффозия) мог активно действовать в пределах вмещающей дайку реликтовой палеозойской зоны деформации, сложенной низкоомными малопрочными трещиноватыми горными породами, превращёнными в верхней части земной коры процессами выветривания в элювиальные суглинки. В результате в зоне контакта предполагаемой дайки и в самой предполагаемой реликтовой палеозойской зоне деформации земной коры, вмещающей ее, также могли развиваться явления суффозии и псевдокарста, приведшие к аномальной просадке фундамента дома на этих участках и повреждению фундамента и стен. Развитию этих процессов могло способствовать субширотное расположение дома на пути потока подземных вод, текущих в районе рассматриваемого дома с севера на юг (рис. 6). Кроме того, в центральной части дома и в районе его западной секции, где наблюдаются наибольшие деформации здания, имеются выходы ливневой канализации. Не исключено, что в результате повреждения труб пульпопровода могло происходить дополнительное подтопление участков грунтов под фундаментом сточными водами, что могло способствовать снижению несущей способности грунта и активизации суффозионных процессов.



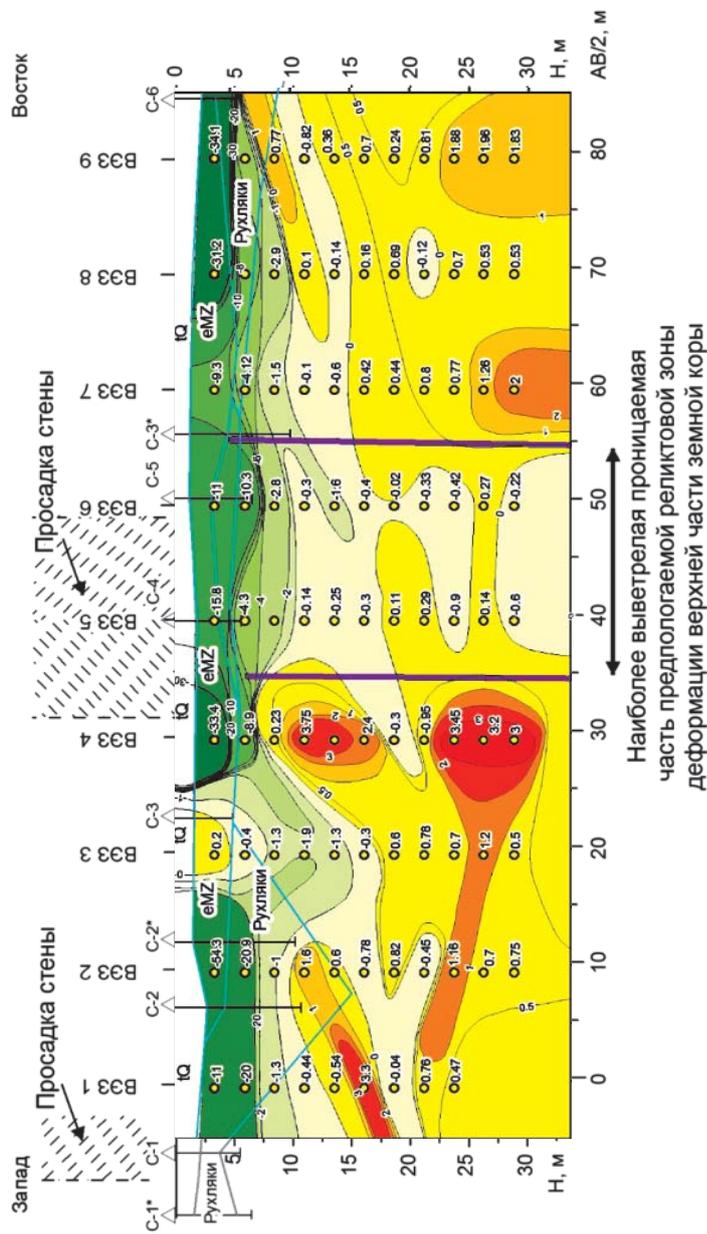


Рис. 2. Профиль ВЭЗ вдоль северной стены дома № 6 на ул. Мусоргского в Екатеринбурге. Разрезы: наблюденных кажущихся электросопротивлений (*верхний чертёж*). Лиловая линия – предполагаемая, по данным ВЭЗ, подошва малочронных сильно-новыветрелых порфиров; градиентов кажущихся сопротивлений по АВ/2 (*нижний чертёж*). Характеризует распределение удельных электросопротивлений.

Составил Гуляев А.Н., компьютерная обработка и графика Осипова А.Ю., Осипов В.Ю., Институт геофизики УрО РАН, 2011 г.



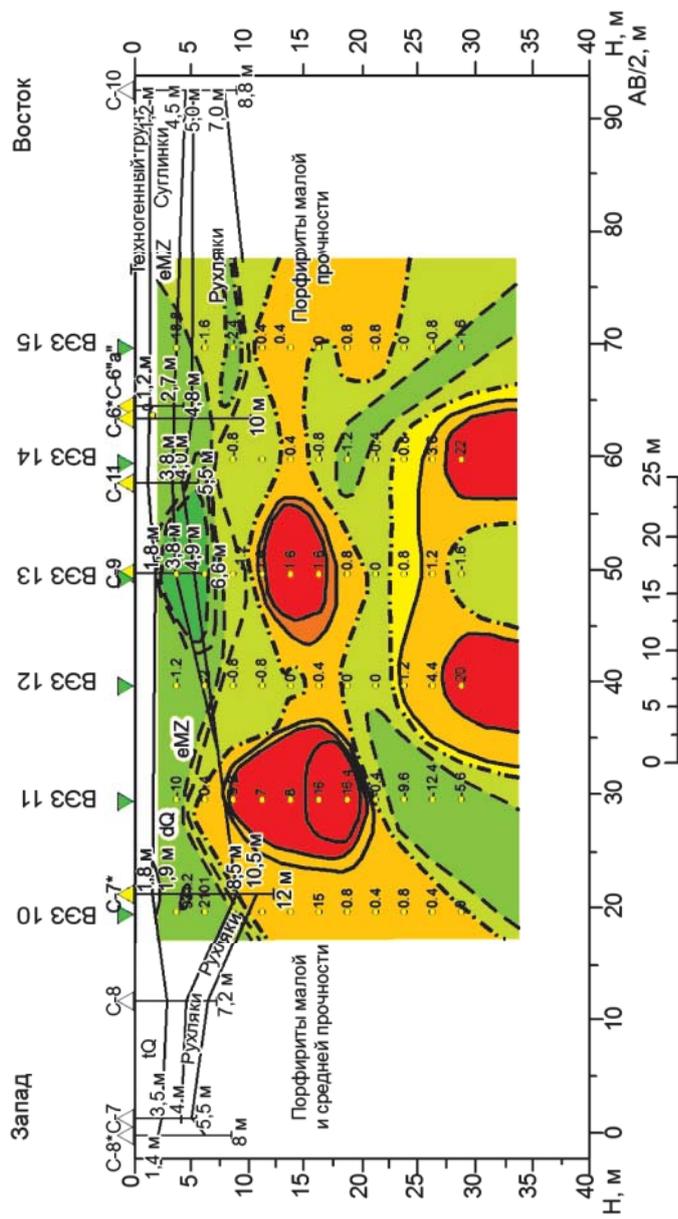


Рис. 3. Профиль ВЭЗ вдоль южной стены дома № 6 на ул. Мусоргского в Екатеринбурге. Разрез: наблюдаемых кажущихся электросопротивлений (*верхний чертёж*), градиентов кажущихся сопротивлений по полуразносам питающей линии АВ (*нижний чертёж*). Характеризует распределение в разрезе удельных электросопротивлений. Составил Гуляев А.Н., компьютерная обработка и графика Осипова А.Ю., Осипов В.Ю., Институт геофизики УрО РАН, 2010 – 2011 гг.

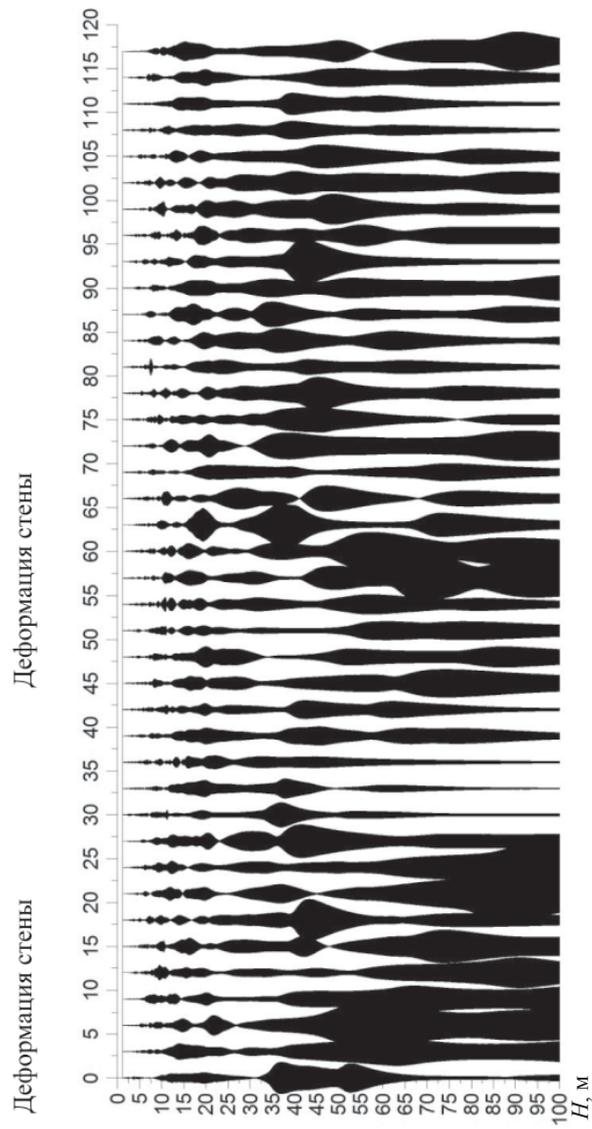


Рис. 4. Разрез по данным спектральной сейсморазведки вдоль северной стены дома № 6 по ул. Мусоргского (профиль 2) (*запад слева, восток справа*).

Выполнили Мельник В.В., Замятин А.Л., Институт горного дела УрО РАН, 2010 г.

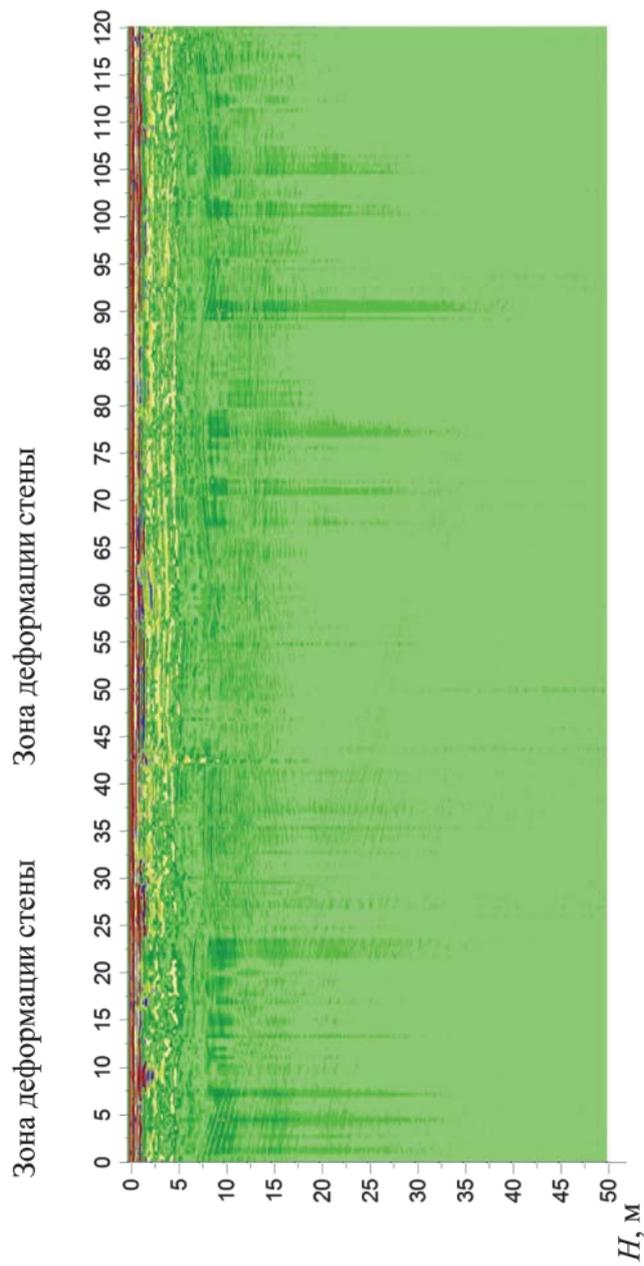


Рис. 5. Разрез по данным георадарного зондирования по профилям вдоль северной стены (георадарный профиль 2) дома № 6 по ул. Мусоргского (запад слева, восток справа).  
Составили Мельник В.В., Замятин А.Л., Институт горного дела УрО РАН, 2010 г.

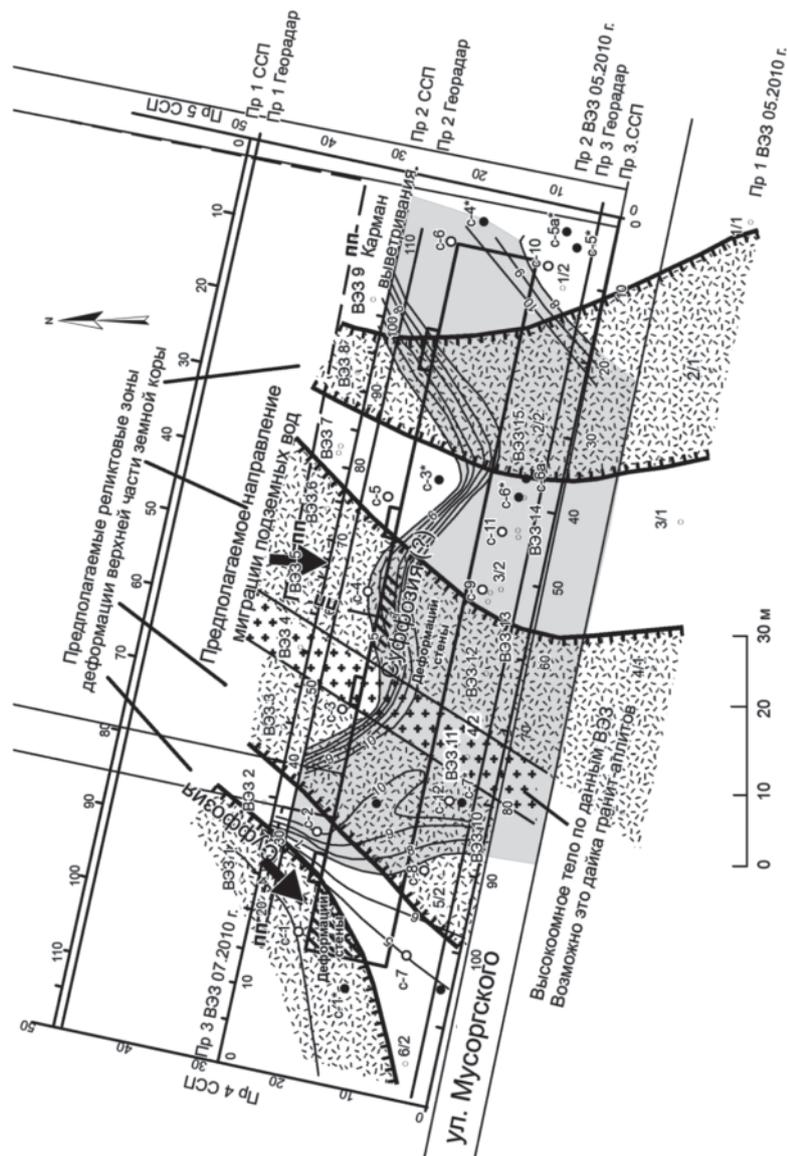


Рис. 6. Структурно-тектоническая схема площадки расположения аварийного девятиэтажного жилого дома № 6 на ул. Мурсорского в Екатеринбурге.  
Составили Гуляев А.Н., Осипова А.Ю., Институт геофизики УрО РАН, 2010 – 2011 гг.

Следовательно, можно заключить, что причиной деформации и повреждения девятиэтажного жилого дома № 6 на ул. Мусоргского была неравномерная и с аномально большой амплитудой осадка участков его фундамента в центральной и западной частях северной стены дома, обусловленная снижением несущей способности грунтов на участках пересечения контура дома с предполагаемой субмеридиональной обводнённой реликтовой зоной деформации верхней части земной коры, в которой, предположительно, действовали и действуют суффозионные процессы. Если бы на площадке перед строительством дома и перед проведением инженерно-геологических изысканий были выполнены опережающие геофизические исследования, как это предусмотрено СП 11-105-97, частью первой, то полученная информация позволила бы в конечном итоге избежать повреждения дома путем проведения своевременных инженерных мероприятий. Стоимость опережающих геофизических исследований обычно составляет порядка 2 – 5 % общей стоимости инженерно-геологических изысканий, а получаемой информации, безусловно, покрывает все расходы на них [3]. Поэтому в условиях неоднородного геологического строения верхней части земной коры Среднего Урала настоятельно рекомендуем обязательно выполнять опережающие геофизические исследования.

#### Литература

1. Геология СССР: том XII, часть 1, книга 2 / Министерство геологии СССР. – М.: Недра, 1969. – 304 с.
2. Буданов Н.Д. Гидрогеология Урала / Н.Д. Буданов. – М.: Наука, 1964. – 304 с.
3. Гуляев А.Н. О необходимости опережающих геофизических исследований при инженерно-изыскательских работах на Среднем Урале / А.Н. Гуляев, В.А. Щапов, А.Ю. Осипова (Дёмина) // Стройкомплекс Среднего Урала. – 2010. – № 12 [144]. – С. 69 – 70.
4. Гуляев А.Н. Оценка потенциальной сейсмичности территории города Екатеринбурга / А.Н. Гуляев // Изв. вузов. Горный журнал. – 2009. – № 6. – С. 91 – 97.
5. Гуляев А.Н. Сейсмичность и сейсмическое районирование Екатеринбурга / А.Н. Гуляев, А.Ю. Осипова // Изв. вузов. Архитектон [Электронный ресурс] – Режим доступа: <http://arxivuz.ru/numbers>. – (2011.03/01).

УДК 622.02.6: 624.044

**РАЗЖИЖЕНИЕ ОСНОВАНИЙ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ,  
СОСТОЯЩИХ ИЗ ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ПЕСЧАНЫХ  
ГРУНТОВ, ПРИ ДИНАМИЧЕСКИХ НАГРУЗКАХ**

*А.М. Самедов, А. Д.Д. Мани, М.М. Гулак*

Влажность относится к числу факторов, влияние которых на физико-механические свойства грунтов особенно велико. Динамические нагрузки на влажные и водонасыщенные песчаные грунты, супеси и суглинки сопровождается разрыхлением, нарушением структурных связей, движением воды в порах, здесь вода играет роль смазки и уменьшает силу трения между твердыми частицами. При динамической нагрузке за время ее действия в порах влажного и водонасыщенного грунта не успевает произойти перераспределение давления на воду и воздух, а также их частичное удаление из деформирующегося объема, как бывает при статическом нагружении. Структура песчаных грунтов, особенно рыхлых песков, разрушается в период кратковременного динамического воздействия в ударной или импульсной нагрузке, а сравнительно длительный процесс переукладки частиц происходит только под действием собственного веса и внешней пригрузки. В этом случае динамические нагрузки не оказывают влияния на последующий процесс уплотнения и наиболее четко проявляется последовательность процесса разжижения грунта [1 – 3].

По мере повышения плотности грунта зона разжижения уменьшается, а после ряда повторных динамических нагрузок разжижение прекращается. После перехода грунта в полностью разжиженное состояние происходят или течение массы, или переукладка частиц – уплотнение грунта.

При динамических нагружениях от подвижного состава процесс нагружения водонасыщенного грунта сопровождается одновременным развитием обратимой и необратимой частей деформации. Количественное соотношение между этими частями может значительно изменяться даже в пределах одного цикла нагружения, что приводит к существенным качественным различиям отдельных этапов деформирования. На рис. 1 приведена диаграмма зависимости между напряжением  $\sigma$  и объемной деформацией  $\theta$  при кратковременно действующих динамических нагрузках ударного или импульсного характера для мелких песчаных грунтов. Физическое состояние мелкозернистого песка до динамических воздействий характери-

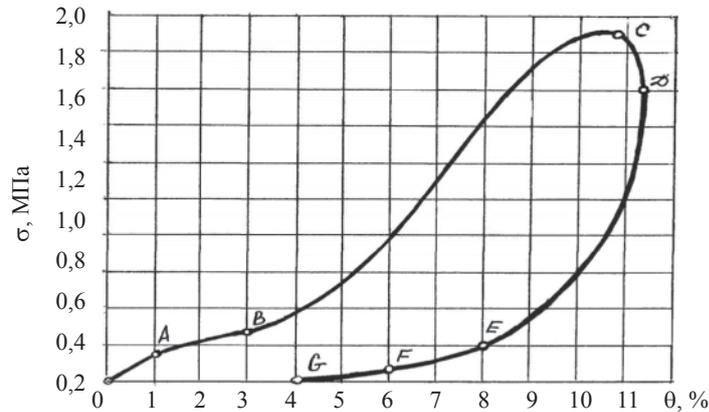


Рис. 1. Диаграмма зависимости между напряжением и объемной деформацией для мелкозернистого песка при показателях:  $e_0 = 0,79$ ;  $W = 8,9\%$ ;  $d\theta_{s2}/dt = 80\text{ с}^{-1}$

зовалось начальным коэффициентом пористости  $e_0 = 0,79$ ; весовой влажностью  $8,9\%$ ; размером фракций  $d = 0,25 \pm 0,1\text{ мм}$ ; удельным весом частиц  $26,4\text{ кН/м}^3$ ; удельным весом грунта  $15,6\text{ кН/м}^3$ . Условия динамического деформирования грунта можно определить или скоростью изменения напряжённого состояния, или скоростью деформаций  $d\theta/dt$ , поэтому в качестве характеристики динамического процесса приняли среднюю скорость деформации при нагружении ( $d\theta_{s2}/dt$ ) =  $80\text{ с}^{-1}$ . На участке ОА (см. рис. 1) преобладают упругие деформации, при этом точка А может рассматриваться как предел пропорциональности  $\sigma_s$ . Нагружение выше этой точки сопровождается интенсивным развитием пластических деформаций при сохранении темпа возрастания упругой деформации, имевшегося на участке ОА. Кривая ОАВ характеризует грунт как упрочняющуюся (т. е. происходит уплотнение) упруго-пластическую среду. При этом  $d^2\sigma/d\theta^2 < 0$ . В точке В – перегиб кривой, ее положение определяется условием  $d^2\sigma/d\theta^2$ .

При дальнейшем росте напряжений продолжается одновременное развитие упругих и пластических деформаций при влажностях до водонасыщения ( $W_{\text{sat}}$ ). Однако преобладание упругих деформаций в водонасыщенных грунтах при  $W = W_{\text{sat}}$  уже уменьшается, так как грунт разжижается и увеличивается поровое давление воды. Действующее на грунт напряжение в каждый момент уравновешивается не только внутренним сопротивлением грунта, но и силами инерции движения разжиженной частицы. Благодаря проявлению вязких свойств скелета грунта, рост деформаций в нем на всем эта-

пе нагружения ОАВС отстаёт от тех значений, которые были бы при более медленном действии данного напряжения. Это приводило бы к повышению предела пропорциональности  $\sigma_s$  и всех последующих точек кривой динамического нагружения при увеличении скорости его изменения. Однако запаздывание деформаций носит временный характер, что проявляется в продолжении роста деформаций после достижения напряжениями максимального значения (точка С, рис. 1), т. е. имеет место последствие нагружения. Восстановление обратимой части деформации начинается в точке D при напряжении, меньшем максимального, и продолжается на участке DE с монотонно возрастающей скоростью, причём напряжения убывают быстрее деформаций. На участке EF скорость деформации по отношению к напряжениям резко возрастает, это явление носит название вторичной пластичности. При полном снятии динамической нагрузки восстановление обратимой части деформации продолжается (участок FG), т. е. наблюдается последствие нагрузки. Площадь диаграммы, ограниченная кривой  $\sigma - \theta$  и осью деформаций, характеризует величину поглощённой энергии от динамических воздействий подвижного состава при разжижении, т. е. диссипативные свойства грунта. Отрезок OG определяет остаточную деформацию при данных динамических воздействиях. При разгрузке динамических нагрузок под действием сил инерции происходит разуплотнение грунта, характеризующее разжижение даже при влажности до 10 %. Степень запаздывания деформаций зависит от вида грунта, его плотности, влажности, гранулометрического состава и скорости изменения напряжённого состояния под действием динамических нагрузок от подвижного состава.

Приведённый в воздушно-сухое состояние ( $W = 3\%$ ) предварительно уплотнённый вибрированием мелкозернистый песок (при частоте вибрации 60 Гц и амплитуде 0,35 мм) в результате виброуплотнения имел начальный коэффициент пористости  $e_0 = 0,52$ . После этого образец был подвержен динамическому удару. На рис. 2 видно, что для плотного сухого песчаного грунта характеристика нагружения (участок ОВС) является жесткой ( $d^2\sigma/d\theta^2 > 0$ ), а влияние сил инерции на разгрузке столь значительно, что образуется отрицательная остаточная деформация (точка G), т. е. наблюдается разуплотнение грунта. Точки со штрихами на диаграмме соответствуют повторному удару с несколько меньшей скоростью, при этом разуплотнение продолжалось (точки G' и G''). Последующие удары (на рис. 2 не показаны) привели к образованию положительной остаточной деформации, однако величина ее незначительна (от 0,4 до 0,6 %).

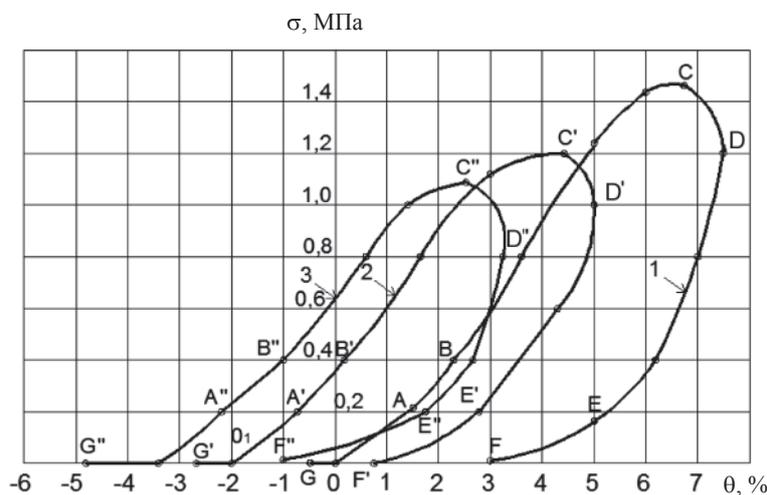


Рис. 2. Диаграмма зависимости между  $\sigma$  и  $\theta$  для мелкозернистого песка:  
 1 –  $e_0 = 0,52$ ;  $W = 3\%$ ;  $d\theta_{s2}/dt = 40 \text{ c}^{-1}$ ; 2 –  $e_0 = 0,52$ ;  $W = 3\%$ ;  $d\theta_{s2}/dt = 32 \text{ c}^{-1}$ ;  
 3 –  $e_0 = 0,52$ ;  $w = W_{\text{sat}} = 26\%$ ;  $d\theta_{s2}/dt = 32 \text{ c}^{-1}$

Проведённые исследования с этим песком при этих же параметрах динамических воздействий, но при различной влажности (от 10 до 32 %) показали, что качественный характер диаграммы между  $\sigma$  и  $\theta$  остается аналогичным по отношению к рис. 2, но с увеличением влажности количественные характеристики резко изменяются в сторону роста разуплотнения и разжижения, как показано на рис. 2, кривая 3.

Водоносный слой, находящийся над водоупором большой толщины, становится водонасыщенным. Вода заполняет полностью поровое пространство грунта и обладает большим поровым давлением (так называемое избыточное давление поровой воды, достигающее 20 мм водного столба, или 20 кН/м<sup>2</sup>, или 20 кПа). Избыточное давление поровой воды резко изменяет прочностные параметры грунта: сила сцепления  $C = 0$  и угол внутреннего трения  $\phi \rightarrow 0$ . В таком случае твердые частицы грунта находятся во взвешенном состоянии от избыточного порового давления и уменьшается объемный вес, определяемый по формуле  $\gamma_{\text{sw}} = \gamma_s - \gamma_w / 1 + e_0$ , кН/м<sup>3</sup>, где  $\gamma_{\text{sw}}$  – облепченный удельный (объемный) вес, или удельный вес во взвешенном состоянии;  $\gamma_s$  – удельный вес частицы грунта, кН/м<sup>3</sup>;  $\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$  – удельный вес поровой воды;  $e_0$  – начальный коэффициент пористости. Водонасыщенный грунт, имеющий большое из-

быточное давление (до 20 кПа), легко переходит к разжижению при кратковременно действующих динамических нагрузках (ударных, вибрационных, гидростатических давлений) и находится в текучем состоянии, которое может превращаться в любое время в оползні-потоки.

Во избежание взвешенного состояния водонасыщенного грунта необходимо обеспечить фильтрацию провой воды и уменьшить избыточное давление от 20 до 0,1 кПа путем «отжатия» под бóльшим давлением, чем избыточное. Такое давление можно создать кратковременно действующими динамическими нагрузками ударного типа или аэродинамическим напором сжатого воздуха. Избыточное давление поровой воды в водонасыщенном грунте распределяется от поверхности слоя до определенной высоты  $\Delta h = 2 \div 4$  см и держится постоянным ( $P_{\text{изб}} = 20 \text{ кПа} = \text{const}$ ) на всю толщину водоносного слоя. Для уменьшения избыточных давлений от 20 до 10 кПа необходимо 3 удара, а в дальнейшем требуется большее число ударов. При одном ударе с придержкой 1 мин избыточное давление снижается от 20 кПа до 10 кПа и т. д. Эти данные получены в результате лабораторных испытаний образцов высотой 20 см в водонасыщенном пылеватом песке при разжижении, когда избыточное давление составило 20 кПа.

Под действием кратковременных динамических воздействий в водонасыщенном грунте при  $W = W_{\text{sat}}$  резко изменяется поровое давление воды. С увеличением плотности разжижение уменьшается. Эпюры распределения избыточных давлений (кПа) в поровой воде для различного количества ударов (рис. 3, а) и различных моментов времени (рис. 3, б) приложения динамического воздействия свидетельствует о наличии для каждого момента времени границы раздела между уплотнённой частью песчаного грунта и грунтом, ещё находящимся в полностью разжиженном состоянии. Процесс переукладки частиц песка начинается в нижней части слоя и постепенно распространяется вверх. Вертикальный участок эпюры избыточных давлений соответствует зоне переупакованного грунта, а горизонтальный участок – времени подхода границы между разжиженным и уплотнённым песком к точке, в которой измеряется давление. Таким образом, давление в любой точке определяется весом вышележащей зоны разжиженного водонасыщенного массива, которая постепенно уменьшается. Скорость перемещения границы между разжиженным и уплотнёнными слоями определяется скоростью отжатия воды из пор грунта под действующими динамическими нагрузками.

Опыты показали, что при увеличении сжимающей однократно динамической нагрузки в разжижаемых водонасыщенных грунтах

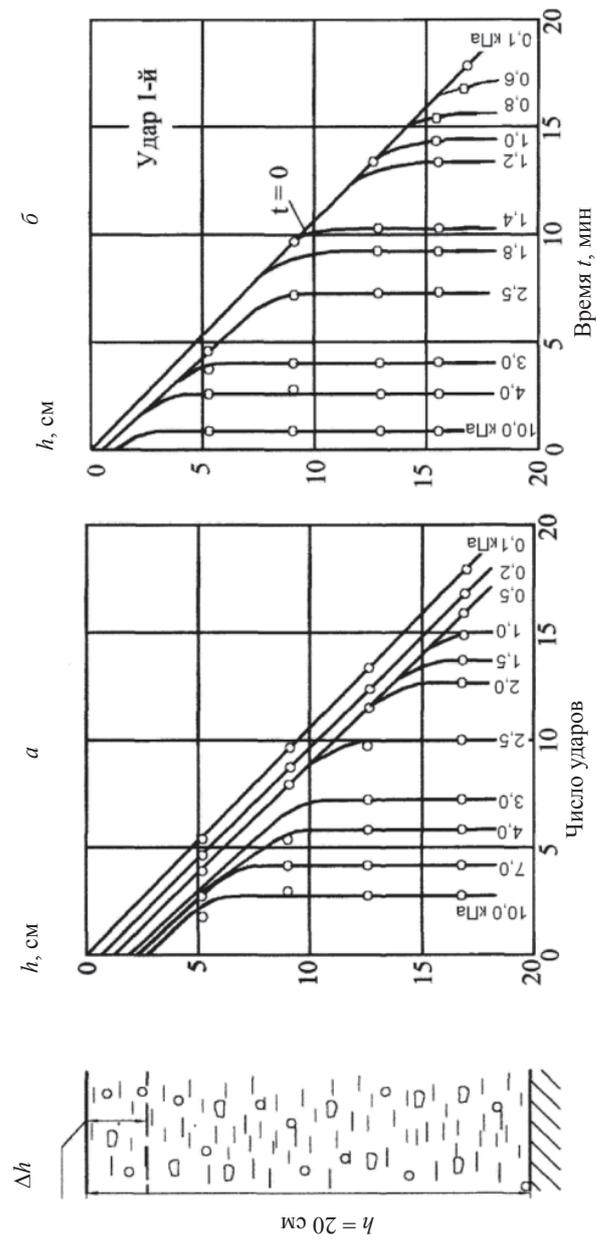


Рис. 3. Избыточные давления в поровой воде при последовательных ударах (а) и изменение давлений в поровой воде во времени после перехода (б)

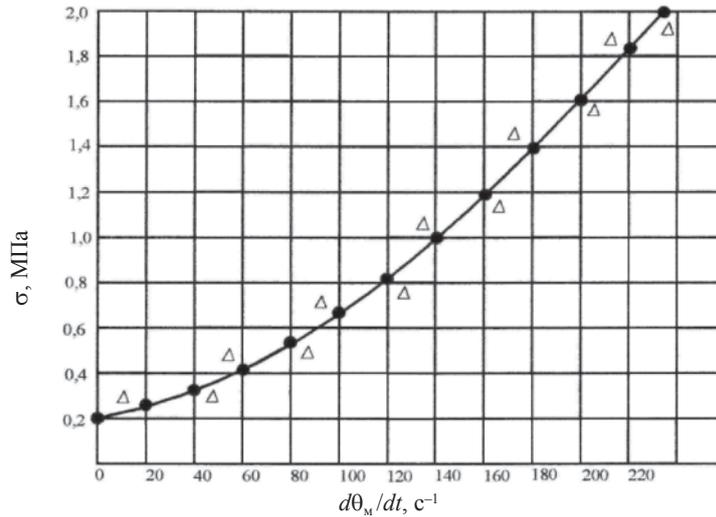


Рис. 4. Влияние скорости действующих динамических нагрузок на предел пропорциональности:

● – усреднённые значения опытных данных;  $\Delta$  – опытные данные

одновременно развиваются упругие  $\theta_u$  и пластические  $\theta_{pl}$  деформации, сумма которых равна полной объемной деформации  $\theta$ . На участке нагружения  $0 < \sigma < \sigma_s$  имеем  $\theta_u > \theta_{pl}$ , а при  $\sigma > \sigma_s$  продолжается рост как упругих, так и пластических деформаций, причем значения пластических могут превышать значения упругих. Упругие и пластические деформации при действующих динамических нагрузках в водонасыщенном разжиженном грунте являются функциями скорости динамического нагружения. При различных скоростях динамического воздействия изображения зависимости  $\sigma - \theta$  изменяются (рис. 4). С увеличением скорости динамического воздействия на разжиженном песчаном грунте начальный модуль деформации  $E_0$  уменьшается. Представляется оправданным при малых напряжениях аппроксимировать исходную зависимость  $\sigma - \theta$  схемой с кусочно-линейным упрочнением (рис. 5), которая может быть представлена тремя уравнениями:

$$\sigma = \sigma_0 \pm E_0\theta \text{ при } \sigma \leq \sigma_s;$$

$$\sigma = \sigma_s \pm E_1(\theta - \theta_s) \text{ при } \sigma > \sigma_s;$$

$$\sigma = \sigma_m \pm E_2(\theta - \theta_m) \text{ при загрузке } \sigma_m > \sigma_s,$$

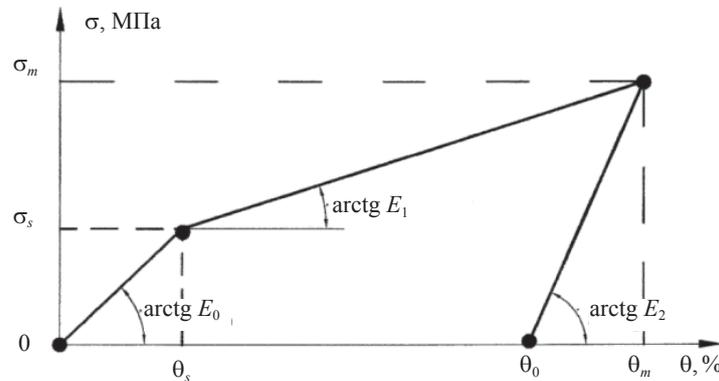


Рис. 5. Кусочно-линейная диаграмма  $\sigma - \theta$  неводонасыщенного грунта

где  $E_0, E_1, E_2$  – собственно модуль деформации начального нагружения и разгрузки, причём  $E_0 > E_1 > E_2$ ; индекс  $m$  соответствует максимальным значениям переменных величин. Эти формулы характеризуют увеличение модуля деформации (+) при динамической нагрузке, т. е. уплотнение неводонасыщенных грунтов, а разжижение (знак минус) в водонасыщенном грунте. Если происходит разжижение, модуль деформации уменьшается. Значит, формулы можно принимать с обратными знаками (со знаком минус).

Можно сделать следующие выводы: в водонасыщенных грунтах от динамических воздействий подвижного состава может происходить разуплотнение до разжижения; под действием динамических воздействий подвижного состава в водонасыщенном грунте резко изменяется поровое давление воды. Эпюры распределения избыточных давлений в поровой воде зависят от времени приложения динамической нагрузки; процесс переукладки частиц грунта в разжиженном массиве начинается в нижней части слоя и постепенно распространяется вверх, по аналогии с процессом уплотнения грунта.

#### Литература

1. Влияние динамических воздействий на разжижения пылеватых песков, супесей и суглинков / В.Г. Кравец и др. // Miedzynarodna Konferencja Vi Szkola Geomechaniki, Gliwice-Ustran 21 – 24 pazdziernike 2003. – Б. м.: Б. и., 2003. – С. 107 – 119.
2. Самедов А.М. Смещение разжиженного (Sivillasma) массива вдоль линии подпорных стен / А.М. Самедов, Т. Исмаилов // Miedzynarodna Konferencja Vi Szkola Geomechaniki, Gliwice-Ustran 21 – 24 pazdziernike 2003. – Б. м.: Б. и., 2003. – С. 151 – 158.
3. Разжижение пылеватых песков, супесей и суглинков при фильтрационных воздействиях / А.М. Самедов и др. // Вісник Житомирського Державного Технологічного Університету. – 2003. – випуск 3(27). – С. 204 – 208.

УДК 550.8: 625.7

**УТОЧНЕНИЕ БЕЗОПАСНОГО РАСПОЛОЖЕНИЯ  
АВТОМОБИЛЬНОЙ РАЗВЯЗКИ  
С ПОМОЩЬЮ ГЕОФИЗИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ**

*А.С. Ведерников, Д.В. Григорьев*

Из года в год транспортный поток в России возрастает и все чаще возникает необходимость в строительстве новых и реконструкции старых дорожных развязок, особенно на направлениях, связывающих областные центры. Одним из таких объектов стала развязка близ села Кашино (рис. 1). Так как участок, где будет расположена проектируемая развязка, обладает сложным геологическим строением, для учета возможных опасных факторов при эксплуатации мостового перехода проведены геофизические исследования.

В геологическом отношении Сысертский район располагается в северной части Сысертско-Ильменогорского мегантиклинория Восточно-Уральского поднятия. Тектоника района сложная. В результате горообразовательных процессов палеозойские осадочно-вулканогенные породы интенсивно дислоцированы, перемяты, рассланцованы и перешли в метаморфические сланцы, собранные в многочисленные антиклинальные и синклинальные складки. Мощность коры выветривания небольшая, от 1 до 10 м. Глубина залегания уровня подземных вод изменяется от 10 м до выхода на поверхность, где наблюдаются родники и заболоченные участки. Воды безнапорные, местами слабо напорные.

Для определения возможного наличия и расположения тектонических нарушений, неоднородностей и прочего были применены два вида разведки – электроразведка методом срединного градиента (МСГ) и спектральное сейсмопрофилирование (ССП).

При методе срединного градиента используется система из двух точечных заземлений разной полярности, а изучение электрического поля производится в средней части планшета между заземлениями. По результатам электроразведочных работ были получены планы распределения кажущегося удельного электрического сопротивления пород на глубине 30 м (рис. 2). Участок имеет неоднородное строение. Северная его часть представлена породами, обладающими относительно невысокими значениями кажущегося электрического сопротивления (до 400 Ом·м). Пониженное сопротивление обусловлено повышенной трещиноватостью, а следовательно, и обводненностью массива пород. Неоднородность массива в пер-

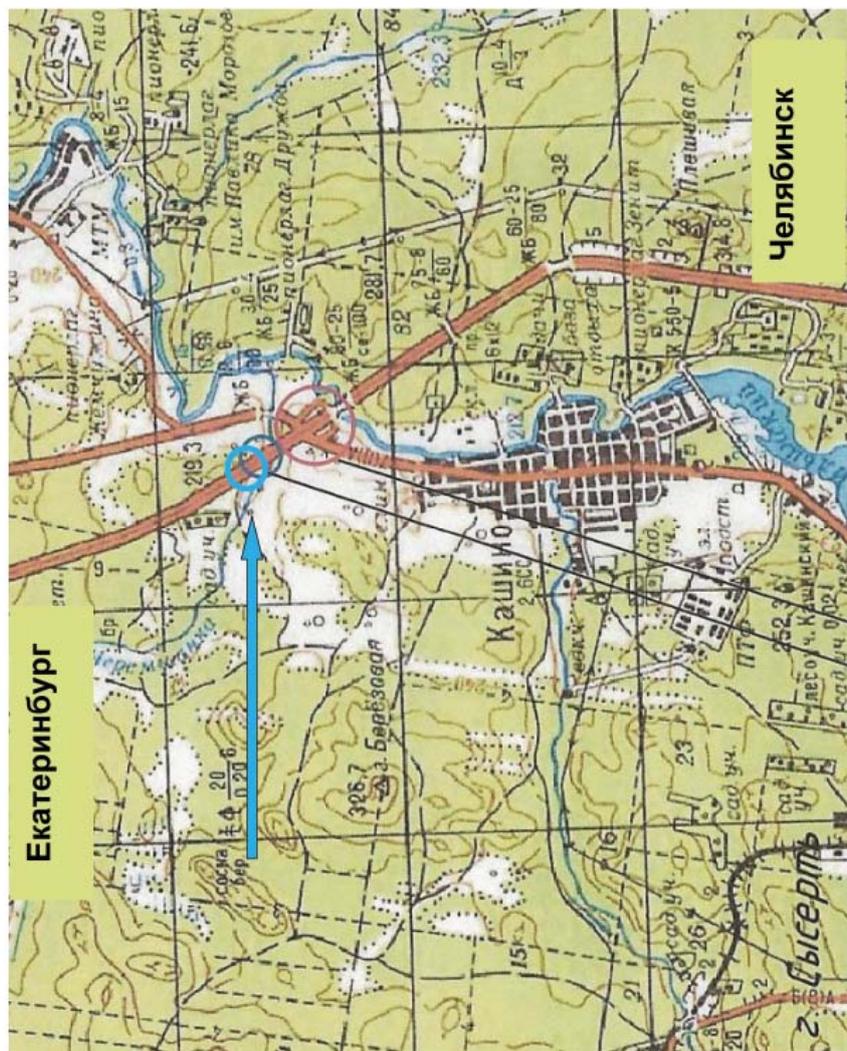


Рис. 1. Схема расположения автомобильной развязки у с. Кашино

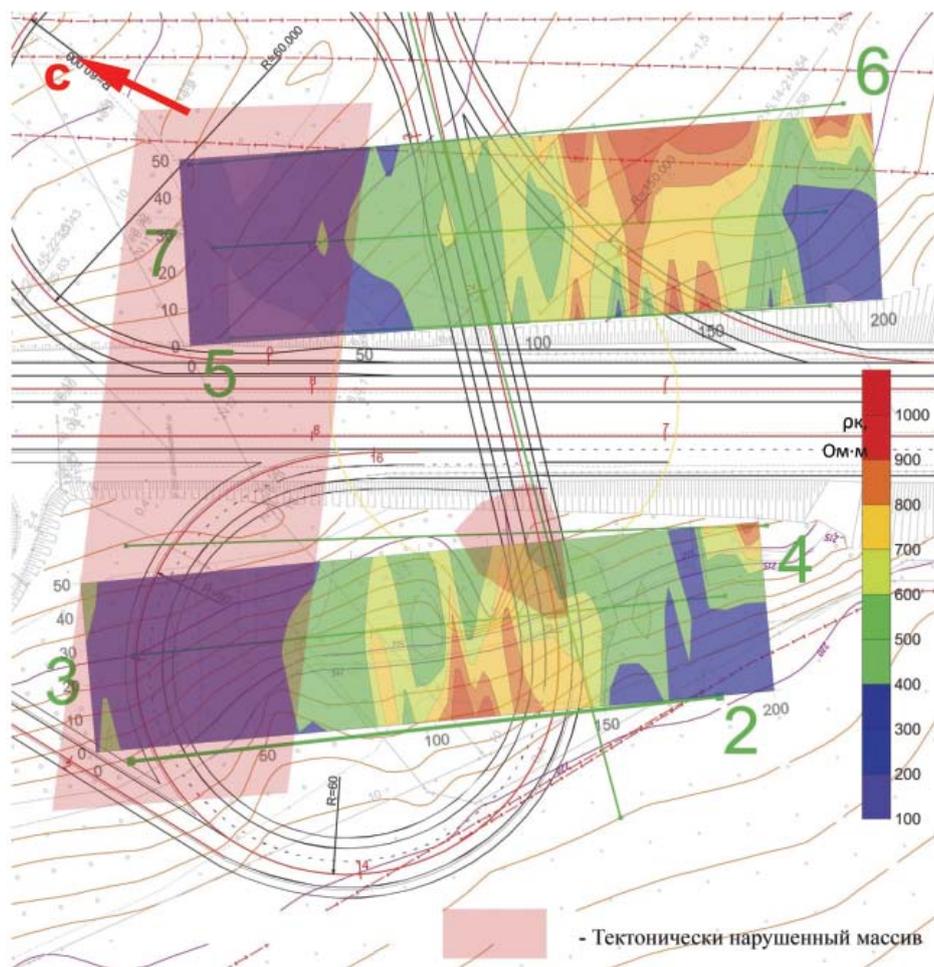


Рис. 2. Результаты геофизических измерений и структурно-тектоническая схема участка

вую очередь связана с тектонической нарушенностью, находящейся в северной части участка.

В районе непосредственного расположения путепровода над автодорогой центральной части планшетов распространены скальные горные породы, обладающие высокими значениями кажущегося удельного электрического сопротивления (500 – 1000 Ом·м), а соответственно, низкой тектонической нарушенностью и высокой прочностью. Скальные породы, обладающие такими значениями электросопротивления, скорее всего, порфиритоиды или гнейсы, более точно можно сказать только после проведения разведочного бурения. Непосредственно по результатам электроразведки можно сделать следующие выводы:

- участок строительства имеет неоднородное строение. С севера, в районе расположения круговых развязок, располагается тектоническое нарушение, обладающее повышенной трещиноватостью и обводненностью;

- ось проектируемого путепровода над автодорогой проходит в пределах одного комплекса пород, представленных крепкими скальными грунтами.

Метод спектрального сейсмопрофилирования основан на использовании зависимости между спектральным составом собственного колебательного процесса, возникающего при ударном воздействии на поверхность породного обнажения, и структурным строением зондируемой породной толщи. Для проведения замеров используется мелкосерийная аппаратура НТФ «Геофизпрогноз». Упругие колебания массива возбуждаются вручную нанесением короткого удара по породному обнажению в непосредственной близости от сейсмоприемника. Аппаратурно-методический комплекс ССП позволяет выявлять зоны тектонических нарушений. Сущность метода описана по материалам его разработчика\*. Основные объекты, выявляемые методом ССП, – поверхности скольжения, а также сомкнутые трещины и их совокупности, т. е. зоны микро- и макротрещиноватости.

Поверхности скольжения в земной толще формируются в тех случаях, когда соседние породы не диффундируют одна в другую, или, можно сказать, не прилипают одна к другой. Таким свойством обладают поверхности, по которым контактируют карбонатные породы с терригенными. Поэтому методом ССП надежно выявляются в земной толще известняки. Кроме того, такими свойствами обла-

---

\* Гликман А.Г. Физика и практика спектральной сейсморазведки.  
<http://www.newgeophys.spb.ru/ru/book/index.shtml>.

дает граница между породами кристаллического фундамента и залегающими на них осадочными породами при небольшой мощности осадочных пород. Зоны повышенной трещиноватости формируются в результате разного рода подвижек. В первую очередь источником и стимулятором постоянно протекающих подвижек в осадочных породах являются находящиеся в породах кристаллического фундамента тектонические нарушения. Поэтому метод ССП оказался инструментом, с помощью которого могут выявляться зоны тектонических нарушений. Получаемые в результате компьютерной обработки распечатки представляют собой изображение спектров сейсмосигналов и одновременно изображение конкретных геологических объектов в геомеханическом аспекте либо изображение разного рода подвижек.

На данном объекте исследования массива методом ССП проводились с целью выявления структурных неоднородностей и тектонических нарушений, которые могли бы повлиять на устойчивость сооружения. Измерения проводились с шагом 5 м. При обработке полученных данных построены спектральные разрезы до глубины 80 м с целью изучения глубинного строения массива. Схема расположения профильных линий приведена на рисунке 2 (зелёные линии). Пример результатов измерений в виде спектрального сейсмо-разреза представлен на рис. 3.

Расположение профилей совпадало с расположением профилей электроразведки. Кроме того, пройден профиль по оси моста путепровода над автодорогой (профиль 1). На данном участке прослеживается зона повышенной трещиноватости в интервале глубины 50 – 80 м. Она расположена в районе пикетов 240 – 190 м, что соответствует западному примыканию путепровода к существующей автодороге (выделена красным цветом на рис. 2). Крупные трещины свидетельствуют о наличии глубинных подвижек в этом интервале глубины, на этом же участке наблюдается погружение относительно земной поверхности кровли крепких скальных пород до 15 – 20 м. Более точную информацию можно дать, только имея данные по пробуренным инженерно-геологическим скважинам, используя их в качестве эталона. Эта зона не нашла отражения в результатах электроразведочных работ, поскольку глубина зондирования не превышала 30 м, а первые крупные трещины расположены глубже 40 м.

Поскольку исследования проводились без информации по бурению, кровля скальных грунтов определена по косвенным признакам, по проявлениям трещиноватости, как правило, отсутствующей в покровных отложениях. Исходя из этой характеристики по оси пу-

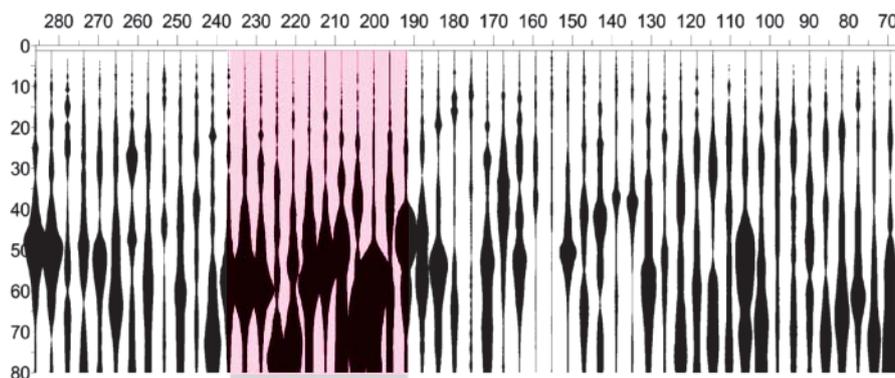


Рис. 3. Спектральный сейсмограммный разрез по профилю 1

теппровода кровля скальных грунтов залегает на глубине от 5 – 10 м до 20 м, при средней глубине около 8 – 10 м.

Выполненный комплекс инженерно-геофизических исследований позволил построить обобщенную схему структурно-тектонического строения участка строительства развязки (см. рис. 2).

Основной структурной особенностью исследуемого участка является наличие тектонического нарушения, проходящего к северу под острым углом к надземному тепловому кабелю. Глубина распространения трещин начинается от 20 – 25 м и выходит за пределы 80 м. По оси теппровода и в непосредственной близости от него выявлена серия трещин локального характера, не проявившихся по результатам электроразведочных работ в связи большой глубиной их залегания. Образование их, скорее всего, связано с действием основного тектонического нарушения в прошлое время.

В целом основное тектоническое нарушение не представляет опасности для надземной части теппровода, так как его направление практически совпадает с направлением оси моста и пересекает ось по наземной части автодороги.

УДК 622.2.013:504.05

**ПОКАЗАТЕЛЬ ЭКОНОМИЧЕСКОГО УЩЕРБА И УЧЁТ  
ТЕХНОЛОГИЧЕСКОГО РИСКА ПРИ НЕДРОПОЛЬЗОВАНИИ  
НА УРБАНИЗИРОВАННЫХ ТЕРРИТОРИЯХ**

*Ю.О. Славиковская*

При освоении месторождения твердых полезных ископаемых недр наносится ущерб в двух основных направлениях: истощение ресурсов и нарушение самой природы недр. С другой стороны, на поверхности формируются техногенные образования, объёмы которых превышают объёмы добытых полезных ископаемых. Они представлены минеральными массами, забалансовыми рудами, металлсодержащими породами и хвостами обогатительного передела, извлечение полезного компонента из которых в полном объёме зачастую невозможно на существующем уровне развития технологии обогащения и металлургии. Рядом с горными выработками расположены обогатительные фабрики со шламохранилищами, отстойниками оборотных вод, искусственными водоемами, что в совокупности представляет собой техногенный ландшафт. Всё это приводит к трансформации окружающей среды не только в границах горного отвода предприятия, но и за его пределами, что характерно в целом для территории с развитым горнопромышленным комплексом. При этом необходимо учитывать, что многие горные предприятия Урала являются градообразующими и их развитие связано с дальнейшим развитием территории.

В ИГД УрО РАН в течение многих лет под руководством доктора технических наук А.Д. Сашурина ведутся работы по геомеханике, в УГГУ под руководством профессора О.Н. Грязнова выполнен комплекс исследований по трансформации окружающей среды в Уральском регионе. Профессор Е.В. Рюмина – один из ведущих экономистов, занимающихся проблемами природопользования, со ссылкой на работы Н.Ф. Реймерса указывает, что ущерб возникает от прямого разрушения материальных ценностей, ухудшения предпосылок ведения хозяйства и воздействия на здоровье человека. Отсюда ущерб от экологических нарушений целесообразно определять не тем, что происходит в окружающей среде, а тем, что происходит в экономической системе [1].

При нарушении состояния природной среды возможны действия со стороны экономической системы, сопряжённые с определёнными расходами на восстановление нарушенной окружающей среды, т.е. расходами на ликвидацию вреда, наносимого природной

среде, и расходами в виде дополнительных затрат и потерь экономической системы из-за функционирования в нарушенной среде, необходимых для поддержания условий хозяйствования и жизнедеятельности. Исходя из этого экономическую оценку имеет только ущерб, наносимый экономическим субъектам. Поскольку окружающая среда таковой не является, нельзя измерить в денежных единицах наносимый ей вред. Такой вред может быть увязан с другой экономической характеристикой – затратами на восстановление окружающей среды.

В современной практике эколого-экономической оценки воздействия горнопромышленного комплекса на окружающую среду используются в основном в качестве индикаторов показатели, отражающие «сопряжённое» влияние техногенного воздействия предприятий ГПК. При этом предлагаемые в настоящее время системы индикаторов в наибольшей степени отражают общие социально-экономические тенденции, обусловленные происходящими процессами (показатели экономического ущерба, наносимого земельным, водным ресурсам, атмосферному воздуху, объектам растительного и животного мира, здоровью человека). Так, суммарный ущерб, наносимый природным средам при разработке месторождений полезных ископаемых, можно определить как сумму следующих ущербов: ущерба, обусловленного снижением (вследствие загрязнения природной среды) почвенного плодородия и продуктивности сельскохозяйственных земель ( $Y_{1i}$ ), падением продуктивности лесных угодий ( $Y_{2i}$ ); ущерба, связанного с загрязнением водоемов, используемых в производственных целях и для питьевого водопотребления ( $Y_{3i}$ ), а также вследствие снижения рыбохозяйственной ценности ( $Y_{4i}$ ) и, наконец, ущерба, причиняемого природоохранным и рекреационным территориям, видовому разнообразию растительного и животного мира ( $Y_{5i}$ ) [2].

$$Y_{\text{общ}} = \sum_{i=1}^n Y_{1i} + \sum_{i=1}^n Y_{2i} + \sum_{i=1}^n Y_{3i} + \sum_{i=1}^n Y_{4i} + \sum_{i=1}^n Y_{5i} \quad (1)$$

Учитывая невозобновимость ресурсов недр, понятие ущерба от экологических нарушений связано с необходимостью нести дополнительные затраты и потери из-за нарушения природной среды недр (при этом возможно частичное её восстановление). Количественно этот ущерб может быть равен этим дополнительным затратам и потерям.

Недра Уральского региона, несмотря на их многовековую эксплуатацию, по-прежнему богаты минеральными ресурсами, а де-

фицит рудного сырья, который испытывает металлургический комплекс, предопределяет необходимость развития местной сырьевой рудной базы. В условиях Урала экологических издержек при современном состоянии окружающей среды избежать невозможно: надо тратить средства либо на недопущение экологических нарушений, либо на их компенсацию. Примером может служить экономический ущерб, наносимый земельным ресурсам, и затратность проведения земельной рекультивации. В Свердловской области нейтрализация шахтных вод закрытых рудников Левихинской группы составляет 25 млн руб/год, Дегтярского рудника 16,8, расходы на удаление и обезвреживание сточных вод на Березовском руднике 33; ущерб от подтопления поселка Крылатовский в результате закрытия Крылатовского рудника оценивается в 35 млн руб.

За последнее время в мировой горнорудной практике существенно изменились взгляды на использование территорий ГПК в постотрабочный период, в связи с чем в специальной литературе понятие рекультивация рассматривается как неотъемлемая часть таких направлений, как ревитализация, ренатуризация, санация территорий, что означает возвращение нарушенных территорий к жизни во всем разнообразии [4], поскольку в современных условиях простое возвращение земель преимущественно для сельскохозяйственного использования зачастую уже недостаточно эффективно. Как показала практика, затратность этих мероприятий весьма существенна. Примером может служить санация территории Семеновской ЗИФ в Башкирии: ориентировочная стоимость работ, включая проектную документацию, демонтаж сооружений фабрики, рекультивацию хвостохранилища, обойдется в 1 млрд руб.

Техногенное воздействие предприятий ГПК, как при освоении минеральных ресурсов, так и в постотрабочный период, наносит окружающей среде экологический ущерб, размеры которого угрожающе растут и предопределяют необходимость регламентации нагрузок на территории. В связи с этим формирование геотехнологий освоения месторождения невозможно без определения допустимых техногенных нагрузок, обеспечивающих безопасность горного производства. Оценить в целом ущерб, наносимый недрам, в настоящее время не представляется возможным из-за отсутствия соответствующих методик. Однако при выборе способа разработки месторождения показатель недроемкости геотехнологий, на наш взгляд, может являться определяющим индикатором степени воздействия ГПК на природную среду недр, позволяющим рассчитать нагрузку на природу недр. На уровне предприятия данный показатель должен отражать отношение геометрических параметров нарушенно-

сти недр (объём техногенных пустот, образующихся при отработке месторождений) к объёму добычи полезного ископаемого.

$$K_{\text{недр},1} = V_{\text{техн}}/Q_{\text{д}}, \quad (2)$$

где  $K_{\text{недр},1}$  – показатель недроемкости геотехнологии для условий горнодобывающего предприятия;  $V_{\text{техн}}$  – объём техногенных пустот, м<sup>3</sup>;  $Q_{\text{д}}$  – объём добычи полезного ископаемого, т [3].

Как отмечалось выше, сегодня не уделяется должного внимания оценке величины экономического ущерба, наносимого непосредственно природе недр в процессе добычи полезного ископаемого. Ряд рекомендаций прописан в «Методике исчисления размера вреда, причиняемого недрам» (Нижний Новгород, 2007 г.), где предлагается оценивать ущерб в результате изъятия полезного ископаемого и его потерь в денежном выражении. Оценка ущерба в результате образования техногенных пустот не производится, несмотря на значимость данного показателя на всех этапах жизненного цикла предприятия, особенно в постотработочный период.

На наш взгляд, в общую систему оценочных показателей экономического ущерба, наносимого окружающей среде в результате деятельности ГПК, целесообразно включать показатель экономического ущерба, наносимого недрам в результате формирования техногенных пустот в процессе разработки месторождений. В общем виде данный ущерб должен включать ущерб, наносимый недрам в пределах горного отвода ( $Y_{\text{н1}}$ ), и ущерб, наносимый недрам за пределами изымаемого земельного участка ( $Y_{\text{н2}}$ ). Тогда

$$Y_{\text{общ}} = \sum_{i=1}^n Y_{\text{п}}, \quad Y_{\text{н1}} = V_{\text{техн}} Y_{\text{п}} K_{\text{р}}, \quad (3), (4)$$

где  $V_{\text{техн}}$  – объём техногенных пустот, формирующихся в результате добычи полезного ископаемого, м<sup>3</sup>;  $Y_{\text{п}}$  – потери, обусловленные необходимостью компенсационных затрат на восстановление или придание новой потребительской ценности, руб.;  $K_{\text{р}}$  – коэффициент экологического риска в результате формирования техногенных пустот.

$$Y_{\text{н2}} = (\sum_{j=1}^m Y_j) K_{\text{р}} K_{\text{т}} K_{\text{в}} K_{\text{о}}, \quad (5)$$

где  $Y_j$  – убытки, обусловленные необходимостью компенсационных затрат на возмещение утраты материальных ценностей; упущенная выгода, характеризующаяся недополучением дохода; убытки, определяемые величиной затрат на восстановление или ликвидацию по-

следствий; убытки, связанные с недополучением природных ресурсов, используемых на собственные нужды, руб.;  $K_p$  – коэффициент экологического риска возникновения техногенных нарушений;  $K_t$  – коэффициент удобства местоположения или поправки на территорию;  $K_v$  – поправочный коэффициент, учитывающий территорию в границах водоохранной зоны;  $K_o$  – поправочный коэффициент для учёта особо охраняемых природных территорий.

Частичное восстановление недр связано с обязательным проведением горнотехнической рекультивации техногенных пустот. Однако на сегодня она рассматривается как этап земельной рекультивации. Согласно действующему законодательству РФ, земельная рекультивация является основным направлением экологического оздоровления территории ГПК. Однако техногенные массивы, расположенные около карьеров и зон обрушения шахт, влияют на экологическую обстановку, принося существенный ущерб. Как показали исследования, проведенные в ИГД УрО РАН даже по небольшому по мощности Малышевскому руднику, при существующих низких ставках платежей за загрязнение окружающей среды плата за размещение отходов на поверхности может достигать 2,2 млн руб/год. В случае применения систем с закладкой выработанного пространства, помимо получаемой экономии на ресурсах, предприятие предотвращает ущерб от загрязнения природной среды в размере 5,4 млн руб/год. Таким образом, за счёт эколого-экономического эффекта предприятие может в целом повысить эффективность на 3 – 4 %.

Особое место занимает риск возникновения чрезвычайных ситуаций (ЧС). Примером может являться катастрофа на Первом Березниковском руднике. Общие расходы, связанные с ней, для предприятия составили 7,8 млрд руб. Однако в основном возникновение ЧС и величина ущерба обусловлены конкретными источниками, а также необоснованным изменением технологии ведения горных работ, нарушением установленных проектом нормативов и т. д.

До начала 1970-х годов стратегия безопасности ориентировалась на достижение «абсолютной безопасности», т. е. на сведение техногенного риска (эколого-экономического риска техногенного воздействия) к нулю путём создания абсолютно безопасных технологий, инженерных мер по полному предотвращению техногенного воздействия, что при применении относительно простых технологий, ограниченном уровне энергетических мощностей производств и проявлении опасностей только локального и временного характера соответствовало реальным возможностям самовосстановления биосферы и её очистки от загрязняющих веществ. К настоящему

времени позиция обеспечения «нулевого риска» дискредитировала себя, так как стремление к максимизации надёжности промышленных объектов, в том числе хранилищ отходов, чрезмерно удорожает технические системы безопасности и ведёт к материальным потерям при незначительном снижении уровня техногенного риска. Предложенный американскими учеными принцип ALARA (As Low As Reasonable Achievable – настолько низко, насколько это достижимо в пределах разумного) ознаменовал переориентацию инженерной защиты окружающей среды от политики «нулевого риска» к политике «приемлемого риска». Политика «приемлемого риска» предполагает учёт эколого-экономических факторов и соотношения затрат и выгод от такого уровня риска, вероятность реализации или возможный ущерб от которого позволяет человеческому обществу сознательно и добровольно рисковать.

Риск техногенного воздействия является многофакторной величиной, характеризующей последствия этого воздействия, и включает величину как фактического, так и возможного эколого-экономического ущерба от влияния конкретных негативных факторов с учётом вероятности их возникновения. В случае достоверных событий величина риска эквивалентна величине ущерба. Эколого-экономический риск воздействия техногенных массивов на природную среду ( $R$ ) предполагается определять как сумму рисков воздействия ( $R_{ij}$ ) на компоненты природной среды ( $i$ ) с учетом возникновения ( $j$ ) последствий воздействия. Суммарный риск можно рассчитать как

$$R = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m R_{ij}, \quad (6)$$

где  $R_{ij} = K_{ij}^R Y_{ij}$  – коэффициент риска техногенного воздействия на  $i$ -й компонент природной среды с учетом возникновения  $j$ -х последствий воздействия, при этом  $Y_{ij}$  – эколого-экономический ущерб от возможного воздействия техногенного массива на  $i$ -й компонент природной среды с учётом возникновения  $j$ -х последствий воздействия.

В ряде работ, посвящённых территориальным рискам возникновения ЧС, отмечается, что в большинстве случаев применяемые подходы носят технократический характер и не учитывают комплексности проявления риска в различных сферах и направлениях. Следует отметить, что с позиции территориальных интересов представляется целесообразным применение именно комплексного подхода к оценке рисков возникновения чрезвычайных ситуаций.

Риск возникновения ЧС обычно оценивается как сочетание вероятности неблагоприятного события и объёма негативных послед-

ствий этого события в виде убытков, ущерба, потерь, основанный на постфактной оценке вероятности возникновения ЧС. С целью получения комплексной оценки предрасположенности территории к чрезвычайным ситуациям целесообразно учитывать широкий набор факторов социально-экономического и экологического характера. Риск возникновения ЧС связывается с устойчивостью развития территории. В качестве критерия различия между устойчивым и неустойчивым развитием предлагается характеристика предела насыщенности территории экономическими, социальными, экологическими и прочими процессами. В качестве одного из подходов к оценке риска возникновения ЧС с позиции территории предлагается использование комплексного подхода, сочетающего их технико-технологическую, социальную, эколого-экономическую, психологическую оценку. С учетом сказанного предлагается следующая градация рисков:

- отраслевой риск – риск возникновения ЧС вследствие наличия на территории отраслей, обладающих повышенной опасностью. К таким отраслям относят угольную промышленность (16 % от общего числа аварий), горнорудную и нерудную промышленность – 7 %. По среднему количеству смертельно травмированных лидирует угольная промышленность (26 %), в горнорудной и нерудной промышленности этот показатель 23 %;

- технологический риск – риск применения технологий, характеризующихся повышенной аварийностью и высоким уровнем износа технических объектов;

- финансовый риск – связан с недостаточностью ресурсов для предотвращения ЧС и ликвидации их последствий;

- институциональный риск – оценивается по наличию и степени готовности муниципальных органов территорий к предотвращению ЧС;

- инфраструктурный риск – связан с возможностью отказа технических объектов, обеспечивающих безопасность жизнедеятельности населения и устойчивого развития территории;

- психологический риск – оценивается по степени готовности населения, органов местного управления территорий и спецорганов к ЧС и преодолению их последствий.

Также следует отметить, что на сегодня разработана методика выделения различных территориальных кластеров по уровню сбалансированного социально-экономического и экологического развития и, соответственно, предрасположенности к чрезвычайным ситуациям. Такой подход необходим для совершенствования междисциплинарных систем мониторинга, прогнозирования и ранне-

го предупреждения ЧС и для разработки механизмов использования комплексных показателей рисков на различных уровнях, включая систему государственного планирования, управления и прогнозирования.

#### Литература

1. *Рюмина Е.В.* Ущерб от экологических нарушений: больше вопросов чем ответов / Е.В. Рюмина // Экономика природопользования. – 2004. – № 4. – С. 55 – 65.
2. *Игнатьева М.Н.* Методический инструментарий экономической оценки последствий, обусловленных воздействием горнопромышленных комплексов на окружающую среду / М.Н. Игнатьева, А.А. Литвинова, В.Г. Логинов. – Екатеринбург: Институт экономики УрОРАН, 2010. – 168 с.
3. *Славиковский О.В.* Недроемкость геотехнологий как основополагающий фактор воздействия горнопромышленного комплекса на окружающую среду / О.В. Славиковский, Ю.О. Славиковская, Н.Г. Валиев // Изв. вузов. Горный журнал. – 2011. – № 2. – С. 70 – 76.
4. *Гайдин А.М.* От геотехнологии к геоэстетике / А.М. Гайдин // Горный журнал. – 2009. – № 4. – С. 72 – 73.

## МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЯ ГЕОМЕХАНИЧЕСКИХ ПРОЦЕССОВ

---

УДК 622.833.5

### НОВАЯ МЕТОДИКА НАТУРНЫХ ЗАМЕРОВ НАПРЯЖЁННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ БОЛЬШИХ УЧАСТКОВ ГОРНОГО МАССИВА

*А.Е. Балек*

Основу деформационных методов оценки напряжённно-деформированного состояния (НДС) горного массива составляет решение обратной геомеханической задачи по замеренным деформациям, вызванным воздействием тех или иных возмущений первоначального поля напряжений. На практике обычно используют целенаправленные перераспределения напряжений, произошедшие вследствие выемки в напряжённном массиве полостей с известными формой и размерами: скважин, щелей, выработок, выработанных пространств и пр. При выполнении расчётов предполагается, что имеет место упругое деформирование сплошной однородной и, как правило, изотропной среды с однородным полем первоначальных напряжений (именуемых также естественными, природными, фоновыми, напряжениями нетронутого массива и т. п.).

В практике ИГД УрО РАН для натуральных замеров наиболее крупномасштабных (для объектов геомеханики) полей напряжений, соизмеримых с размерами месторождений и горных отводов, в качестве возмущающих полостей рассматриваются карьеры и провалы зон обрушения от подземных разработок. Упругие деформации окружающего массива определяются по замерам смещений тех реперных пунктов, которые были заранее установлены в пределах будущей области упругого деформирования, т. е. в зоне влияния полости, но вне мульды гравитационного оседания породной толщи. Обычно используются репера маркшейдерских наблюдательных станций, закладываемые на шахтах и карьерах для мониторинга процессов сдвижения.

Поскольку основной целью натуральных замеров является выявление тектонической компоненты НДС, которая действует в горизонтальной плоскости и определяется величиной и направлением глав-

ных нормальных напряжений окружающего массива, решение обратной геомеханической задачи осуществляется для условий плоского напряжённого состояния по смещениям точек земной поверхности. Карьер или воронка зоны обрушения аппроксимируется полостью в форме прямого (с перпендикулярной основанию образующей) цилиндра, имеющего в основании эллипс или, в частном случае, круг.

Полные векторы горизонтальных смещений, обусловленные выемкой цилиндрической полости в упругой изотропной полуплоскости, представляют собой разность между векторами смещений точек поверхности напряжённой среды. Из векторных компонентов  $U'_X$  и  $U'_Y$ , вызванных образованием полости, вычитаются смещения  $U''_X$  и  $U''_Y$ , произошедшие по тем же направлениям до выемки полости, вследствие нагружения полуплоскости по внешним границам первоначальными напряжениями.

$$U_X = U'_X - U''_X, \quad (1)$$

$$U_Y = U'_Y - U''_Y, \quad (2)$$

где  $U_X$  и  $U_Y$  – результирующие составляющие (соответственно, по оси  $X$  и по оси  $Y$ ) полного вектора  $U$  горизонтальных смещений рассматриваемой точки земной поверхности;  $U = \sqrt{U_Y^2 + U_X^2}$ , м;

$U'_X$  и  $U'_Y$  – составляющие полного вектора горизонтальных смещений, обусловленные выемкой карьера или зоны обрушения в напряжённом горном массиве, м;

$U''_X$  и  $U''_Y$  – по тем же направлениям первоначальные составляющие вектора, обусловленные нагружением массива тектоническими напряжениями, м.

Значения векторов смещений определяются на основе функций комплексных переменных Н.И. Мусхелишвили [1] по формулам, вывод которых подробно представлен в монографии А.Д. Сашурина [2]. Для полости с круглым основанием расчётные формулы существенно упрощаются и сводятся к нахождению результирующих составляющих вектора горизонтальных смещений в полярной системе координат:

$$U_r = -\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{4G} A \cos 2\theta + \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{4G} C; \quad (3)$$

$$U_{\theta} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{4G} B \sin 2\theta, \quad (4)$$

где  $A = \frac{C^2}{r} - C(\chi + 1)$ ,  $B = \frac{C^2}{r} + C(\chi - 1)$ ,  $C = \frac{R^2}{r}$ ;

$\sigma_1, \sigma_2$  – главные нормальные напряжения нетронутого горного массива, действующие в горизонтальной плоскости за пределами зоны влияния цилиндрической полости (сжимающие напряжения приняты со знаком минус, т. е.  $\sigma_1 > \sigma_2$ ), МПа;

$G = 0,5 E / (1 + \mu)$  – модуль сдвига горного массива, МПа;

$E$  – модуль упругости массива, МПа;

$\mu$  – коэффициент Пуассона массива;

$R$  – радиус цилиндрической полости, аппроксимирующей карьер или воронку обрушения, м;

$r$  и  $\theta$  – полярные координаты расчётной точки земной поверхности относительно центральной оси цилиндрической полости (угол  $\theta$  отсчитывается от  $\sigma_1$  против часовой стрелки), м и град;

$U_r, U_{\theta}$  – результирующие составляющие вектора горизонтальных смещений рассматриваемой точки земной поверхности

$U = \sqrt{U_r^2 + U_{\theta}^2}$ , соответственно, в радиальном и тангенциальном

(т. е. по касательной к окружности цилиндрической полости) направлениях, м.

Измерение полных векторов горизонтальных смещений точек земной поверхности, сравнительно недавно представлявшее существенную проблему, в настоящее время с достаточной точностью и оперативностью осуществляется технологиями спутниковой геодезии: GPS, ГЛОНАСС и др. Решение системы уравнений, составленных из выражений (1) – (2) либо (3) – (4) по комбинациям замеренных векторов, позволяет находить неизвестные характеристики НДС горного массива: силовые – величину и ориентировку главных компонентов  $\sigma_1$  и  $\sigma_2$  тензора первоначальных напряжений, и деформационные – модуль упругости и коэффициент Пуассона массива. Однако сложность заключается в том, что не все искомые неизвестные представляют собой независимые физические параметры. В частности, имея данные только о геометрии возмущающей полости и о смещениях окружающего массива при сколь угодно большом числе замеренных векторов и любом их расположении невозможно определить ни значения главных напряжений  $\sigma_1$  и  $\sigma_2$  без знания модуля упругости массива (и наоборот), ни соотношения глав-

ных напряжений, не зная величину коэффициента Пуассона массива (и, соответственно, наоборот). На разрешение данной проблемы и была направлена новая методика.

Анализ уравнений (1) – (4) свидетельствует, что в общем случае влияние коэффициента Пуассона на их решение при его изменениях в пределах, характерных для скальных горных пород ( $\mu = 0,2 \div 0,3$ ), не превышает нескольких процентов и, таким образом, для большинства задач геомеханики является несущественным. При принятии же коэффициента Пуассона в качестве известной величины нахождение остальных параметров НДС возможно двумя способами.

*Первый способ.* Задавая различные значения модуля упругости массива  $E$  для каждого замеренного вектора горизонтальных смещений решением системы из двух уравнений ((1) – (2) – при выемке эллипсовидной в плане полости или (3) – (4) – при круглой) определяют соотношение главных нормальных напряжений  $\sigma_2/\sigma_1$  и ориентировку их осей. Для условий круглой в плане полости при задании  $\sigma_1 = -1$  МПа решение системы уравнений (3) – (4) имеет следующие корни:

$$\sin 2\theta = \frac{-CTk_4 \pm \sqrt{C^2T^2 - (k_4^2 + A^2T^2)(C^2T^2 - A^2T^2)}}{k_4^2 + A^2T^2}, \quad (5)$$

$$\sigma_2 = \frac{T + B \sin 2\theta}{-B \sin 2\theta}, \quad (6)$$

где  $T = 4 G U_0$ ;  $D = 4 G U_r$ ;  $k_4 = B (D + 2C)$ .

Из двух корней  $\sigma_2$  принимается значение, соответствующее сжимающим напряжениям и отвечающее условию  $\sigma_1 > \sigma_2$ . Уточнение значения угла  $\theta$ , определяемого выражением (5) по всему диапазону от  $0$  до  $360^\circ$ , производится путем подстановки  $\sigma_2$  в уравнение (3) и вычисления косинуса угла  $2\theta$ . В итоге принимается тот угол  $2\theta$ , где квадранты для синуса и для косинуса совпадают.

Для эллипсовидной полости аналогичное решение, которое не приводится по причине громоздкости, имеет система уравнений (1) – (2).

После нахождения первоначальных напряжений массива по всем замеренным векторам выполняется сравнительный анализ вариации полученных данных при различных значениях модуля упругости массива  $E$ . В итоге принимается то значение модуля, а также соответствующие этому модулю соотношения главных нормальных напряжений массива  $\sigma_2/\sigma_1$  и их ориентировки, при котором средне-

квадратическое отклонение расчетных углов  $\alpha$  от их среднеарифметического значения оказывается минимальным.

Способ выгодно отличается сравнительной простотой и возможностью нахождения всех неизвестных параметров через строгие аналитические решения. Однако он имеет и существенный недостаток, обусловленный нелинейностью базовых зависимостей (1) – (4): вне зависимости от положения той или иной реперной точки и вектора ее смещений с увеличением задаваемых значений модуля упругости расчетное направление большой оси тензора напряжений  $\sigma_2$  начинает быстро приближаться к азимутальному направлению этой точки – углу  $\theta = 90^\circ$ . В итоге конечный результат оказывается в зависимости от равномерности распределения реперов вокруг полости. На соотношение  $\sigma_2/\sigma_1$  при этом начинает сильно влиять коэффициент Колосова – Мухелишвили и, соответственно, коэффициент Пуассона. Кроме того, при данном подходе модуль упругости массива принимается одинаковым для всех точек. А это допущение само по себе требует обоснования.

*Второй способ.* Путем перебора попарных комбинаций замеренных векторов решением системы из четырех уравнений, составленных из выражений (1) – (2) или (3) – (4), находятся три неизвестных параметра: соотношение главных напряжений  $\sigma_2/\sigma_1$ , направление их осей (через угол  $\theta$ ) и модуль упругости массива  $E$ , определяемый через модуль сдвига, выраженный в долях максимальных напряжений –  $G/\sigma_2$ . Для облегчения задачи и удобства анализа результатов расчёты осуществляются в два этапа. Первоначально для каждого из замеренных векторов решением системы из двух уравнений определяется совокупность возможных значений  $E$  и  $\sigma_2/\sigma_1$  по всему диапазону азимутов оси  $\sigma_2$  от 0 до  $180^\circ$ , удовлетворяющих критерию наличия сжимающих напряжений и соблюдению условия  $\sigma_1 > \sigma_2$ .

Для круглой в плане полости при задании  $\sigma_1 = -1$  МПа в корнях  $E$  и  $\sigma_2/\sigma_1$  система уравнений (3) – (4) имеет следующее аналитическое решение:

$$\sigma_2 = \frac{CU_\theta - BU_r \sin 2\theta - AU_\theta \cos 2\theta}{CU_\theta + BU_r \sin 2\theta + AU_\theta \cos 2\theta} \quad (7)$$

$$E = \frac{-B \sin 2\theta (\sigma_2 + 1)(1 + \mu)}{2U_\theta} \quad (8)$$

Аналогичное решение, не представленное по причине громоздкости, в корнях  $E$  и  $\sigma_2/\sigma_1$  имеет и система уравнений (1) – (2) для эллипсовидной полости.

Дальнейшие расчёты сводятся к отысканию таких попарных комбинаций векторов смещений, которые при одинаковых значениях  $\sigma_2/\sigma_1$  и  $E$  имеют одно и то же направление осей главных напряжений. Очевидно, что такая задача аналитического решения уже не имеет и может быть решена только численно, поскольку по сути представляет собой отыскание точки пересечения трех кривых в трехмерном пространстве или в двухмерном – четырех независимых нелинейных функций  $f(\alpha, \sigma_2/\sigma_1)$  и  $f(\alpha, E)$  для каждой из пар векторов, где  $\alpha$  – азимут оси  $\sigma_2$ . На практике решение удобнее всего осуществлять графически: наложением кривых на экране компьютера при заданной точности выявлять общие углы  $\alpha$  для точек пересечений этих функций на двухмерных графиках: в осях  $\alpha - \sigma_2/\sigma_1$  и  $\alpha - E$ . При этом для угла  $\alpha$  задается определенный уровень точности, например  $\pm 5^\circ$ , и рассматривается реально возможный диапазон соотношений между главными напряжениями нетронутого массива:  $1 \leq (\sigma_2/\sigma_1) < 5$ .

Примером практического применения методики являются выполненные ИГД УрО РАН замеры НДС массива горных пород месторождения «Трубка Удачная» АК «АЛРОСА», где по результатам анализа натуральных наблюдений за деформациями бортов карьера Удачный впервые на базах порядка нескольких километров получена экспериментальная информация о поле первоначальных напряжений и об относительных деформационных характеристиках горного массива. Были использованы результаты инструментальных GPS-наблюдений ООО ЦПИП «ГЕНЕЗИС-ЦЕНТР» [3] за период с 1997 – 2000 по октябрь 2009 г. за горизонтальными смещениями реперных пунктов, отражающими деформирование горного массива вследствие отработки карьера. На основании анализа с использованием оригинальной методики ИГД УрО РАН [4] обоснована правомерность применения аналитических методов и модели механики сплошной упругой среды для расчетов НДС по векторам смещений 29 реперных пунктов. Размеры карьера Удачный составляли: по земной поверхности  $2000 \times 1900$  м; по днищу  $600 \times 260$  м. Вынутые за период с 1999 – 2000 по октябрь 2009 г. объемы породы (порядка 40 млн м<sup>3</sup>) были аппроксимированы полостью в форме прямого (с перпендикулярной основанию образующей) цилиндра, имеющего в основании эллипс с полуосями  $a = 300$  м ;  $b = 130$  м.

Вмещающие породы представлены песчанистыми, глинистыми и водорослевыми известняками и доломитами, слабыми и весьма слабыми, с пределом прочности на одноосное сжатие 10 – 35 и 4 – 10 МПа, соответственно. По степени нарушенности породный массив районировался следующим образом: восточный борт карье-

ра – нарушенность очень высокая (более 12 систем трещин); южный борт – нарушенность высокая (10 – 12 систем трещин); юго-западный и западный борта – нарушенность средняя (8 – 10 систем трещин); северный борт – нарушенность низкая (6 – 8 систем трещин).

Расчеты НДС выполнены обоими вышеизложенными способами для следующих граничных условий:  $a = 130$  м,  $b = 300$  м,  $\mu = 0,3$ ;  $\sigma_1 = -1$  МПа. Решение системы уравнений (1) – (2) первым способом (т. е. в корнях  $\sigma_2/\sigma_1$  и  $\alpha$  путем перебора задаваемых значений модуля упругости массива  $E$ ) дало 29 пар корней, удовлетворяющих критерию наличия сжимающих напряжений и соблюдению условия  $\sigma_1 > \sigma_2$ . Сопоставительный анализ полученных значений углов  $\alpha$  показал, что минимальное стандартное отклонение ( $52^\circ$ ) достигается при  $E = 1700$  МПа. Решение той же системы вторым способом (т. е. в корнях  $E$ ,  $\alpha$  и  $\sigma_2/\sigma_1$ ) показало, что в диапазоне  $1 \leq (\sigma_2/\sigma_1) < 5$  с точностью  $\pm 5^\circ$  общие азимуты направления оси  $\sigma_2$  имеются у 48 точек пересечений функций  $f(\alpha, \sigma_2/\sigma_1)$  и  $f(\alpha, E)$ . Преобладающее соотношение главных напряжений окружающего горного массива  $\sigma_2/\sigma_1$  повсеместно оказалось близко к 2, а в распределении расчётных направлений оси максимального сжатия  $\sigma_2$  проявились две выборки: преобладающая – северо-восточного направления и менее четко выраженная – юго-восточного.

Для анализа независимости переменных по критерию «хи квадрат»  $n = 29$  расчётных разностей между азимутом оси  $\sigma_2$  и дирекционным углом, определяемым эллиптической координатой соответствующего реперного пункта, были сопоставлены с ожидаемой частотой их равномерного распределения со среднеарифметической разностью в  $67^\circ$ . Полученное значение  $\chi^2 = 381$  при  $n - 1 = 28$  степенях свободы в 6,5 раза превышает табличное  $\chi^2 = 59,3$  даже для уровня значимости 0,05 %. Это свидетельствует о существенной независимости выявленных направлений осей  $\sigma_2$  от неравномерности размещения реперов вокруг карьера.

Для взаимного сопоставления полученных выборок результаты двух способов сведены в таблицу. Сопоставительный анализ свидетельствует о статистической значимости обеих выборок расчётных азимутов оси  $\sigma_2$ , поскольку среднеквадратическая ошибка расхождения  $S_d$  между совокупностями северо-восточного и юго-восточного направлений составила: для 1-го способа  $S_d = 7,6$ , а для 2-го  $S_d = 7,8$ . Среднеквадратические ошибки более чем на порядок меньше расхождений между среднеарифметическими значениями азимутов, составляющими  $80 - 95^\circ$ , что не позволяло исключить из рассмотрения выборки юго-восточного направления (несмотря на их боль-

**Замеренные параметры НДС массива карьера Удачный**

Параметры НДС	Способ определения			
	первый (по 29 реперам)	второй (по 48 парам реперов)		
	Северо-восточное	Юго-восточное	Северо-восточное	Юго-восточное
Направление оси $\sigma_2$	$n_{1(1)} = 17$ реперов (59 %)	$n_{2(1)} = 12$ реперов (41 %)	$n_{1(2)} = 32$ пары реперов (67 %)	$n_{2(2)} = 16$ пар реперов (33 %)
Объем выборки				
Азимут оси $\sigma_2$	$50^\circ (20^\circ - 70^\circ)$ $49^\circ$ $S_{1(1)} = 15^\circ$	$69^\circ (103^\circ - 172^\circ)$ $144^\circ$ $S_{2(1)} = 23^\circ$	$44^\circ (22^\circ - 66^\circ)$ $45^\circ$ $S_{1(2)} = 13^\circ$	$91^\circ (80^\circ - 171^\circ)$ $124^\circ$ $S_{2(2)} = 30^\circ$
Отношение $\sigma_2 / \sigma_1$	$3,1(1,2 - 4,3)$ $2,3$ $1,0$	$1,5(1,2 - 2,7)$ $2,1$ $0,4$	$2,3(1,5 - 3,8)$ $2,1$ $0,5$	$2,5(80^\circ - 171^\circ)$ $1,2$ $3,7$
Размах вариации				
Среднеарифметическое значение				
Среднеквадратическое отклонение				
Модуль упругости $E$ (в долях напряжения $U_1$ )	Параметры не определены			
Размах вариации			$3700 \sigma_1$ (от $800 \sigma_1$ до $4500 \sigma_1$ )	$4100 \sigma_1$ (от $400 \sigma_1$ до $4500 \sigma_1$ )
Среднеарифметическое значение			$2125 \sigma_1$	$1519 \sigma_1$
Среднеквадратическое отклонение			$810 \sigma_1$	$1331 \sigma_1$

шую вариативность) и, таким образом, сделать однозначный вывод о преобладающем направлении наибольшего сжатия  $\sigma_2$  в поле первоначальных напряжений окружающего горного массива.

Проблема была решена путем привлечения расчетных модулей упругости различных участков массива, определенных вторым способом, и геологических данных об их нарушенности. Результаты замеров выявили приуроченность северо-восточной выборки к участкам массива со средней и низкой нарушенностью. Наиболее же высокая нарушенность концентрировалась в крайнем юго-восточном секторе. Это дало основания для выдвижения рабочей гипотезы, что статистически более «слабая» и вариативная юго-восточная выборка обусловлена процессами деформирования трещиноватых участков массива как иерархически блочной среды: с хаотичными разнонаправленными подвижками разномасштабных породных блоков и, соответственно, установленных в них реперов. По критерию нарушенности пород вся совокупность второго способа из  $n = 48$  расчетных данных была подразделена на  $m = 2$  выборки:

1) 20 пар реперов, установленных на участках исключительно с низкой и средней степенью нарушенности (6 – 10 систем трещин), со среднеарифметическим значением модуля упругости  $E_{\text{ср}} = 2345 \sigma_1$ ;

2) 28 пар реперов на участках, включающих высокую и очень высокую нарушенность (более 10 систем трещин), со среднеарифметическим модулем упругости  $E_{\text{ср}} = 1621 \sigma_1$ .

Дисперсия между выборками со степенью свободы  $(m - 1) = 1$  составила  $S^2_{\text{межд}} = 6290112 \sigma_1$ , а внутривыборочная дисперсия со степенями свободы  $(n - m) = 46$  не превышает  $S^2_{\text{внутр}} = 972101 \sigma_1$ . Отношение между дисперсиями  $F = S^2_{\text{межд}} / S^2_{\text{внутр}} = 6,47$  больше табличного значения критерия Фишера  $F = 4,05$  для уровня значимости 5 % (или, иначе говоря, для 95 %-ной доверительной вероятности). Это позволило принять гипотезу о различных источниках формирования междувыборочной дисперсии и, следовательно, рассматривать для цели определения параметров первоначального поля напряжений только результаты, полученные по 20 парам реперов на участках с низкой и средней степенью нарушенности. По данным реперам расчетные азимуты оси  $\sigma_2$  оказались сконцентрированы в довольно узком секторе  $31 - 60^\circ$ , а по оставшимся – более или менее равномерно распределены по сектору от  $22$  до  $171^\circ$ .

Итоговые результаты оценки НДС горного массива для 95 %-ного доверительного интервала  $\pm \Delta X$ , определяемого из выражения  $\pm \Delta X = 1,96 \frac{S}{\sqrt{N}}$  (где  $N = 20$  – величина выборки,  $S$  – сред-

неквадратическое отклонение соответствующего параметра), следующие:

- соотношение главных осей тензора первоначальных напряжений нетронутого массива  $\sigma_2/\sigma_1 = 2,2 \pm 0,3$  ( $S = 0,6$ );
- азимут оси  $\sigma_2$   $45^\circ \pm 4,4^\circ$  ( $S = 10,1^\circ$ );
- модуль упругости породного массива  $E = 2345 \sigma_1 \pm 410 \sigma_1$  ( $S = 931\sigma_1$ ).

Таким образом, предлагаемая методика впервые позволила получить экспериментальные данные о первоначальном напряжённо-деформированном состоянии и упругих характеристиках горного массива на максимально больших базах (пространственных – порядка 5 – 10 км, временных – около 10 лет) и при этом учесть статистическую «разновесность» результатов натуральных замеров, обусловленную иерархически блочной структурой деформируемой породной толщи.

#### Литература

1. *Мухелишвили Н.И.* Некоторые основные задачи математической теории упругости. Основные уравнения. Плоская теория упругости. Кручение и изгиб / Н.И. Мухелишвили. – М.: Наука, 1966. – 707 с.
2. *Сашурин А.Д.* Сдвижение горных пород на рудниках черной металлургии / А.Д. Сашурин. – Екатеринбург: ИГД УрО РАН, 1999. – 268 с.
3. Технический отчет о специализированных маркшейдерских работах по наблюдению за деформациями бортов карьера «Удачный». Цикл «осень 2009» / ООО ЦПИП «ГЕНЕЗИС-ЦЕНТР»; отв. исп. Ю.В. Шехавцова. – М., 2009. – 97 с.
4. *Балек А.Е.* Связь модельных представлений о деформировании скальных горных массивов с пространственными и временными масштабами / А.Е. Балек // Геомеханика в горном деле: доклады научно-техн. конф. 14 – 15 октября 2009 г. / ИГД УрО РАН. – Екатеринбург, 2009. – С. 3 – 13.

УДК 528.33

### ВЛИЯНИЕ ЦИКЛИЧЕСКИХ ИЗМЕНЕНИЙ РАЗМЕРОВ ЗЕМЛИ НА ТОЧНОСТЬ ОПРЕДЕЛЕНИЯ КООРДИНАТ СИСТЕМАМИ GPS И ГЛОНАСС

*А.В. Зубков*

Измерениями на подземных рудниках мира и детально на Урале с 1960 г. по настоящее время установлено, что напряжённо-деформированное состояние массива горных пород и, следовательно,

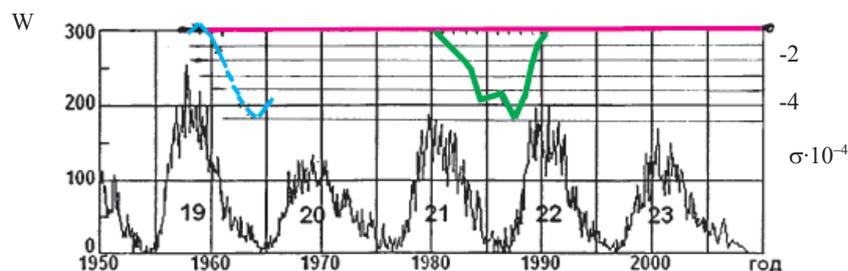


Рис. 1. Циклы (19 – 23) солнечной активности ( $W$  – число Вольфа) и относительная деформация массива  $\varepsilon$ :

- – по данным GPS
- – по измерениям на шахте Северопесчанская
- – по данным триангуляции

но, земной коры изменяется с периодичностью 9 – 13 лет, коррелируя с циклами солнечной активности СА (рис. 1):

– напряженное состояние массива изменяется на  $\sigma_{ТП} = 10 \div 20$  МПа;

– относительная деформация массива изменяется на  $\varepsilon_{ТП} = (1, \div 3, 0) 10^{-4}$ , где ТП – тектоническая пульсирующая составляющая.

На Урале по измерениям маркшейдерско-геодезическими методами на рудниках городов Краснотурьинск, Нижний Тагил, Березовский и Гай с 2002 по 2010 г. наблюдалось сжатие массива горных пород и к 2010 г. достигло  $\sigma_{ТП} = -10$  МПа, а  $\varepsilon_{ТП} = -1,5 \times 10^{-4}$ .

Математический аппарат спутниковых навигационных систем (СНС) GPS и ГЛОНАСС сориентирован на неизменный и максимальный размер Земли. Распоряжением Правительства Российской Федерации от 20 июня 2007 г. № 797-Р Минобороны России и Роскосмос должны обеспечить исполнение уточненной версии государственной геоцентрической системы координат «Параметры Земли 1990 года» (ПЗ-90.02) при эксплуатации системы ГЛОНАСС, где по аналогии с GPS радиус и форма Земли приняты максимальными и неизменными, что характерно для 1990 г. и уточнено к 01.01.2002 года. В соответствии с вышеуказанным распоряжением независимо от времени измерения системами СНС определяемые координаты и измеряемые базы проецируем на максимальный размер Земли, т. е. к реальным размерам баз производится добавка и получаем псевдобазы. Следовательно, при изучении относительной деформации массива горных пород к реальной деформации  $\varepsilon_p$  приплюсовыв-



Таблица 1

Относительная деформация базовых линий  $\varepsilon \cdot 10^6$  на полигоне

Дата	База									
	00-ВП	12-ВП	15-ВП	СУ-ВП	15-СУ	12-СУ	00-СУ	15-12	15-00	12-00
					Азимут					
	21	30	73	104	128	161	171	186	186	186
	Длина, км									
	4,92	3,02	1,36	2,80	1,79	3,50	5,39	2,21	4,23	2,02
02.07.03	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
14.05.04	-0,8	-1,0	0	-1,8	-7,8	-3,1	-2,8	+2,3	-0,5	-3,5
13.04.05	-2,2	-1,7	-0,7	-2,1	-8,4	-2,3	-5,7	+2,3	+0,9	-0,5
09.11.07	-2,8	-2,6	+2,2	0	-7,2	-2,6	-4,8	+0,9	+1,6	+2,5
14.05.09	-3,8	-2,7	-2,9	-3,5	-12,8	-4,6	-6,8	+2,7	-3,5	-10,4
19.05.10	-5,3	-7,6	-11,0	-2,8	-10,0	-1,1	-2,3	+6,3	-0,5	-7,9
11.11.10	-3,4	-4,3	-2,2	-3,9	-11,7	-5,7	-8,8	+0,4	-4,7	-10,4

В то же время одна из баз сжалась меньше и ее псевдодеформация показала растяжение массива на базе 2,2 км по азимуту  $6^\circ$ .  $\varepsilon_{\text{снс}} = +0,033 \times 10^{-4}$ , т. е. её реальная деформация была

$$\varepsilon_p = -1,417 \times 10^{-4},$$

$$0,033 = -1,417 \times 10^{-4} + 1,45 \times 10^{-4}.$$

Произошло это, по-видимому, потому что пункт 15 находился в 20 м от борта карьера, что искажало деформацию массива.

В районе г. Асбест в 1958 – 1960 гг. была создана сеть триангуляции первого уровня (см. рис. 2). Повторное переопределение координат пунктов было сделано в 1996 – 1997 гг. с использованием системы GPS (табл. 2). Определение координат пунктов и расстояний между ними, считая за опорный П77, в 1958 – 1960 гг. производилось в период начала сжатия Земли в 19-м цикле СА, когда могло реализоваться до 10 – 20 % относительной деформации сжатия. При определении координат пунктов системой GPS производилось автоматическое проецирование пунктов сети на поверхность с максимальным радиусом Земли. В результате этого полученные псевдо-

Таблица 2

## Координаты пунктов деформационной сети

№ пункта	1958-60 гг., полигон		1996-97 гг., GPS		$L^T - L^0$ , м	$L_{T-0}$ , м	$\varepsilon \cdot 10^4$
	X	Y	X	Y			
20	45951,829	21094,476	45951,446	21093,793	+0,78	19430	0,36
21	45636,312	15214,975	45635,836	15215,161	+0,51	16483	0,24
27	39132,233	14924,299	39131,958	14924,358	+0,28	10375	0,23
77	30000,000	10000,000	30000,000	10000,000			0
78	29794,549	18554,484	29793,824	18555,822	-1,52	8557	-1,34
80	23854,456	21027,993	23853,948	21029,013	-1,14	11198	-1,14
81	19600,026	16131,692	19598,865	16133,177	-1,88	12073	-1,76
82	18526,536	8721,888	18525,070	8723,540	-2,21	11544	-1,24
83	13428,328	11828,587	13427,234	11830,321	-2,05	16672	-1,30

длины линий между П77 и другими пунктами сети оказались больше.

На 1958 – 1960 гг. относительную деформацию участка земной коры на полигоне можно найти по зависимости

$$\varepsilon_i = \frac{L_{77-i}^T - L_{77-i}^O}{L_{77-i}^O},$$

где  $T, O$  – индексы вида работ, соответственно, при триангуляции и GPS.

К 1960 г.  $\varepsilon_{\text{ср}} = -1,34 \times 10^{-4}$ , к 1996 – 1997 гг.  $\varepsilon$  могла достигать  $-(5 \div 6) \times 10^{-4}$ , а длина линий  $L_{77-i}$  могла уменьшиться на 4 – 10 м. К сожалению, при использовании системы спутниковой навигации подобной деформации участка земной коры не было замечено, а координаты пунктов триангуляции определены в 1996 – 1997 гг. неверно.

По изложенному видно, что в настоящее время спутниковые навигационные системы не учитывают пульсацию Земли и определяемые координаты пунктов и измеряемые базы могут отличаться от истинных в данный момент времени на десятки, сотни и даже тысячи метров. При сравнении  $\varepsilon_p = 1,5 \times 10^{-4}$  и  $\varepsilon_n = 1,45 \times 10^{-4}$  видно, что они отличаются на 3 %. Следовательно, относительная деформация земной коры на Урале при изменении размера Земли практически совпадает с относительной деформацией земной коры в экваториальной зоне, где расположены станции слежения за спутниками GPS (Гавайские острова и атолл Кваджалейнд в Тихом океане, остров Диего Гарсия в Индийском океане, остров Вознесения в Атлантическом океане). Поэтому можно считать, что Земля при ее периодическом расширении и сжатии деформируется равномерно.

Работа выполнена по Программе президиума РАН № 4.

УДК 622.83:550.3

**ВЛИЯНИЕ СТРУКТУРНЫХ ОСОБЕННОСТЕЙ  
ГОРНОГО МАССИВА НА ДОСТОВЕРНОСТЬ  
ГЕОДИНАМИЧЕСКОГО РАЙОНИРОВАНИЯ НА ОСНОВЕ  
РЕЗУЛЬТАТОВ РЕЖИМНЫХ НАБЛЮДЕНИЙ  
ЗА ПОЛЕМ РАДОНОВЫХ ЭМАНАЦИЙ**

*Т.Ш. Далатказин*

Одним из направлений практического применения радонометрии в геодинамической диагностике является использование её для изучения изменений напряжённого состояния горных пород на основе анализа изменений поля радона во времени с целью прогнозирования развития деформационных процессов [1, 2].

Наиболее обоснованная точка зрения на вариации объёмной активности радона в поровом пространстве – это изменение объёма пор и трещин трещиновато-пористой среды при изменениях напряжённого состояния горных пород. Закрывание и раскрытие пор и трещин приводит к существенным изменениям проницаемости и, как следствие, к изменению эсхалиции радона [3]. Однако при использовании распределения временных вариаций поля радона для дифференциации горного массива по степени геодинамической активности не учитывается параболическая зависимость проницаемости геологической среды от геометрических параметров трещин и пор. Иными словами, если по ширине трещины разные, а поры – по радиусам сечения будут сжиматься или расширяться на одинаковую величину, то проницаемость их при этом будет изменяться по-разному. Для трещин, согласно уравнению Буссинеска, проницаемость находится в кубической зависимости от ширины её раскрытия [4].

$$q = \frac{g\delta^3}{12\nu},$$

где  $q$  – единичный расход, м<sup>3</sup>/с;  
 $g$  – ускорение свободного падения;  
 $\delta$  – ширина раскрытия щели, м;  
 $\nu = 1,51 \cdot 10^{-5}$  – кинематическая вязкость воздуха, м<sup>2</sup>/с;  
 $I$  – градиент напора, м.

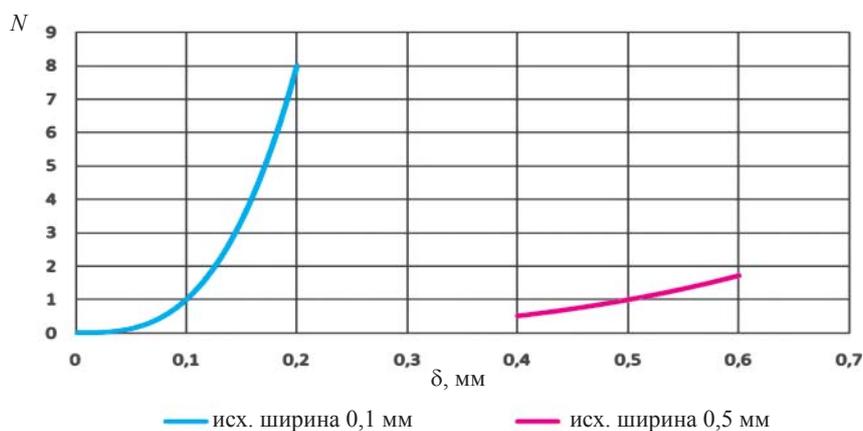


Рис. 1. Изменение расхода газа через трещины разной ширины

На рис. 1 показано, как будет меняться единичный расход двух трещин, если исходная ширина раскрытия первой 0,1 мм, а второй 0,5 мм;  $N = q_i / q_{\text{исх}}$ ;  $v_1 = v_2 = \text{const}$ ;  $I_1 = I_2 = \text{const}$ .

Для пор-капилляров, согласно закону Пуазейля, проницаемость капилляра находится в зависимости от величины радиуса в четвертой степени. По формуле Пуазейля [5] расход через капилляр ( $\text{м}^3/\text{с}$ )

$$Q = \frac{\pi \Delta p r^4}{8 \eta L},$$

где  $\Delta p$  – разность давлений на концах капилляра,  $\text{Н}/\text{м}^2$ ;

$r$  – радиус капилляра, м;

$\eta$  – динамическая вязкость воздуха,  $\text{кг} \cdot \text{с}/\text{м}^2$ ;

$L$  – длина капилляра, м.

На рис. 2 приведены графики, показывающие, как изменяется расход газа через поры  $N$  при изменении радиуса их сечения.

Из графиков на рис. 1 и 2 следует, что при различной исходной ширине раскрытия трещин и различных радиусах пор и при их изменении на одинаковую величину количество фильтрующегося через эти трещины и поры газа изменяется различно. Чем меньше исходная ширина щели или радиус поры, тем интенсивнее изменяется расход газа через них. Таким образом, несмотря на равные по направлению и величине деформации на двух участках горного массива, временные вариации расхода газа будут выше на участке с меньшими значениями  $\delta$  и  $r$ .

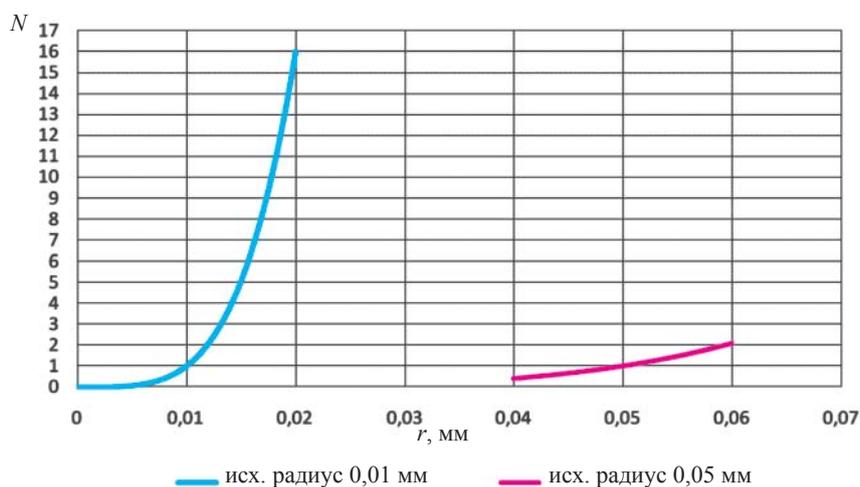


Рис. 2. Изменение расхода газа через поры при изменении радиуса их сечения

Теоретические и экспериментальные исследования показывают, что газы при скоростях, небольших по сравнению со скоростью распространения звука в них, ведут себя как несжимаемые жидкости [6]. Для наблюдения этого явления в натуральных условиях при наличии переменного напряжённо-деформационного поля, с целью изучения закономерностей формирования поля радона в зависимости от морфо-структурных особенностей разломной зоны и геодинамического процесса, в 2007 г. на территории геодинамического полигона, расположенного в Ботаническом саду УрО РАН (г. Екатеринбург), были проведены режимные измерения концентрации радона в почвенном воздухе по профильной линии в зоне активного тектонического разлома.

Нетектоническим фактором, способным дифференцированно (в зависимости от различий по гранулометрическому составу, положению в рельефе и т. п.), изменять фильтрационно-диффузионные свойства покровных отложений, является степень увлажнения. В период проведения эксперимента выпадения атмосферных осадков не наблюдалось. Ход исследований заключался в следующем – в зоне ранее выявленного разрывного нарушения была проложена профильная линия для режимных измерений величины объемной активности радона в почвенном воздухе. Местоположение наблюдательной профильной линии определилось по результатам эманиционной съёмки, проведённой на полигоне в 2006 г. В ходе этой съём-

**Результаты режимных измерений объёмной активности радона  
в почвенном воздухе по профилю в октябре 2007 г.**

№ точки наблюдения	Объёмная активность радона в почвенном воздухе, кБк/м <sup>3</sup>									Коэф. вариации $V$
	18.10.07	19.10.07	20.10.07	21.10.07	22.10.07	23.10.07	24.10.07	25.10.07	26.10.07	
1	26,4	30,0	29,8	28,0	28,2	35,0	29,3	31,2	29,8	0,081
2	29,8	31,8	30,2	31,9	36,3	37,6	37,3	35,0	39,7	0,101
3	24,8	22,2	22,7	12,4	18,8	11,6	21,6	25,2	24,6	0,253
4	25,4	18,5	28,3	25,1	32,4	36,3	37,4	31,3	31,2	0,201

ки на локальном участке рядом с домом сторожа было зафиксировано максимальное для территории исследований значение объёмной активности радона в почвенном воздухе, равное 42,9 кБк/м<sup>3</sup>. Данная аномалия объёмной активности радона связана с разрывным тектоническим нарушением северо-западного простирания.

Измерения проводились в 4 точках (расстояние между точками 10 м) ежедневно с 19.10.07 по 26.10.07 в период с 14-00 по 15-00 часов местного времени. Использовали прибор РГА-500, который согласно руководству по эксплуатации в диапазоне 0,3 – 10,0 кБк/м<sup>3</sup> имеет предел допустимой основной относительной погрешности не более 30 %, а в диапазоне измерений 10 – 1000 кБк/м<sup>3</sup> – не более 15 %. Результаты режимных наблюдений за параметрами поля радона представлены в таблице и на графиках (рис. 3, 4).

Коэффициент вариации значений объёмной активности радона определялся по формуле  $V = S/X_c$ , где  $S$  – дисперсия изучаемого параметра;  $X_c$  – среднее значение изучаемого параметра  $S = \sqrt{S^2}$ ;

$$S_i^2 = \sum_{i=1}^n (X_i - X_c)^2 / n - 1.$$

В ходе режимных наблюдений была выявлена обратная зависимость между значениями объёмной активности радона и соответствующими им значениям коэффициента вариации, т. е. наблюдается увеличение коэффициента вариации от осевой части разлома, где значения объёмной активности максимальны, к периферии, где объёмная активность снижается. Это может быть объяснено большей исходной шириной раскрытия трещин в осевой части разлома по сравнению с периферией.

Таким образом, характер распределения коэффициента вариации, вычисленного для величин объёмной активности радона в по-

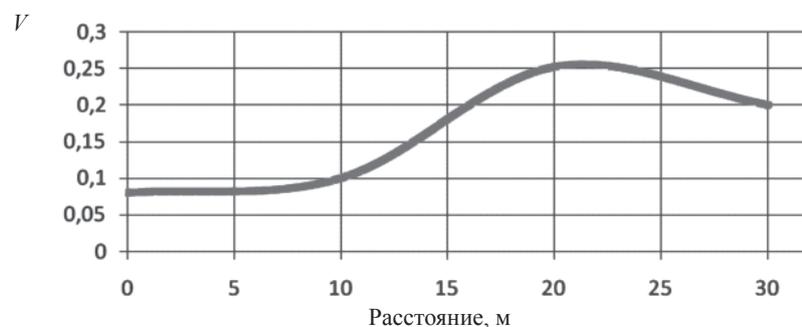


Рис. 3. Распределение коэффициента вариации  $V$  по профилю объёмной активности радона в почвенном воздухе

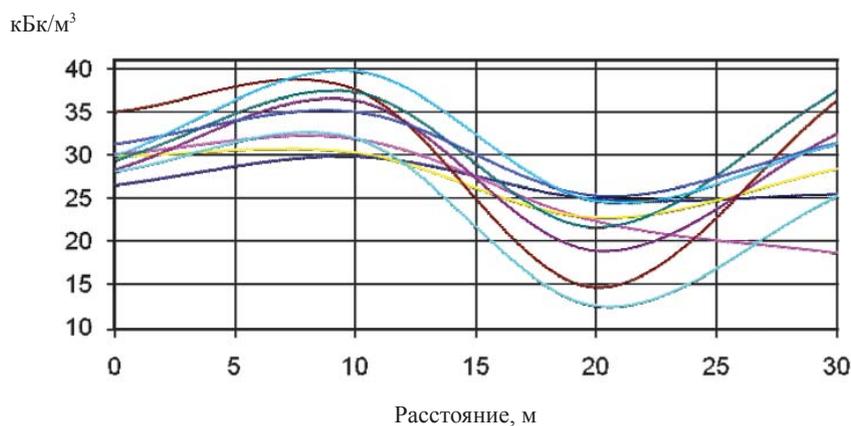


Рис. 4. Распределение объёмной активности радона по профилю за период ежедневных наблюдений

ченном воздухе за период режимных наблюдений, зависит не только от распределения параметров современной геодинамической активности, но и от зональности по ширине раскрытия трещин и пор. Геодинамические подвижки одного направления и величины по-разному изменяют проницаемость пор и трещин, имеющих различную размерность. Экспериментальные исследования в природных условиях подтвердили предположение о наличии закономерностей изменчивости поля радона в зависимости от зональности по ширине открытия трещин и пор.

Подтвержденные в натуральных условиях горного массива закономерности необходимо учитывать при использовании режимных наблюдений за полем радона при изучении геодинамических процессов. В частности, вышеизложенное свидетельствует о непригодности режимных наблюдений за полем радона при проведении геодинамического районирования – площадных исследований, направленных на дифференцирование горного массива по степени современной геодинамической активности. Другое дело – использование для геодинамического районирования результатов эманационной съёмки. Методика геодинамического районирования по данным эманационной съёмки основана на прямой зависимости между интенсивностью эманации радона из горных пород и степенью воздействия на них напряжённо-деформационного поля, поскольку поле радоновых эманаций надразломных участков формируется в соответствии:

- с дифференциацией по степени проницаемости, характерной для подвижных участков разломной зоны и определяющей условия миграции флюидов;

- с распределением степени воздействия упругих волновых колебаний на горные породы;

- со свойствами радона.

Экспериментальные и промышленные исследования подтвердили эффективность использования радонометрии в варианте эманационной съёмки для геодинамического районирования горного массива [8, 9].

Применение геодинамического районирования с использованием данных эманационной съёмки при проведении геодинамической диагностики горного массива улучшает экономические показатели исследований в целом, повышает достоверность конечных результатов, направленных на обеспечение безопасности ответственных объектов недропользования.

#### Литература

1. Новые методы инженерной геофизики / В.М. Бондаренко и др. – М.: Недра, 1983. – 224 с.
2. *Рынский М.А.* О влиянии динамики земной коры на поступление радона к земной поверхности / М.А. Рынский, М.И. Автушко // *Литасфера* / Института геохимии и геофизики НАН Беларуси. – 2008. – № 1 (28). – С. 162 – 165.
3. *Козлова И.А.* Мониторинг радиогенных газов при изучении геодинамических процессов: дис. ... канд. геол.-мин. наук / И.А. Козлова. – Екатеринбург, 2008. – 104 с.
4. *Шестаков В.М.* Гидрогеодинамика: учебник / В.М. Шестаков. – М.: КДУ, 2009. – 334 с.

5. Справочник гидрогеолога / под ред. М.Е. Альтовского. – М.: ГНТИ литературы и охраны недр, 1962. – 61 с.

6. Валландер С.В. Лекции по гидроаэромеханике / С.В. Валландер. – Л.: Изд-во ЛГУ, 1978. – 296 с.

7. Далатказин Т.Ш. Создание геодинамического полигона на территории г. Екатеринбурга / Т.Ш. Далатказин // Горный информационно-аналитический бюллетень. – 2008. – № 1. – С. 181 – 184.

8. Инструментальный контроль процесса сдвижения при разработке Естюнинского месторождения: отчет о НИР / ЗАО «УИГ»; рук. А.Д. Сашурин; отв. исп. В.И. Ручкин. – Екатеринбург, 2011. – 72 с.

9. Далатказин Т.Ш. Использование радонометрии при структурно-геодинамическом исследовании горного массива для обеспечения безопасности ответственных объектов недропользования / Т.Ш. Далатказин // ТехНАДЗОР. – 2008. – № 2. – С. 94.

УДК 528.482

## **ПРИМЕНЕНИЕ ТЕХНОЛОГИИ ЛАЗЕРНОГО СКАНИРОВАНИЯ ДЛЯ МОНИТОРИНГА ДЕФОРМАЦИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ**

*О.Д. Желтышева*

Здания и сооружения, попадающие в зону влияния горных работ, испытывают постоянные нагрузки, вызванные оседанием земной поверхности, сдвижением горных пород и микросейсмическими колебаниями. Для своевременного принятия мер по охране и защите зданий и сооружений от катастрофических деформаций и разрушений необходимо отслеживать их состояние точно и оперативно. Основным методом определения осадок сооружений является геометрическое нивелирование. Однако нивелирование позволяет отслеживать движения только в вертикальной плоскости, оставляя без внимания горизонтальные деформации. Тахеометрическая съёмка предоставляет более широкие возможности: измерение двух углов – горизонтального и вертикального – позволяет вычислить трёхмерные пространственные координаты точки. Однако дискретные и разреженные координатные данные не позволяют с максимальной точностью описать объект съёмки: слишком мало информации. До недавнего времени для измерения различных деформаций сооружений наиболее эффективным оставался стереофотограмметрический метод. Но и он имеет существенные недостатки, такие как необходимость получения стереопары, трансформиро-

вания снимков, значительные искажения при съёмке удалённых (например верхних) частей здания, недостаточно высокая метрическая точность фотографий для использования их в качестве достоверного основания для промеров и др.

Принципиально новым методом проведения геодезических съёмок является технология лазерного сканирования. Принцип работы лазерного сканера тот же, что и электронного тахеометра, это измерение расстояния до объекта и двух углов – горизонтального и вертикального, – что в конечном итоге даёт возможность вычислить пространственные координаты точки. Основное отличие этого метода от традиционных тахеометров – сервопривод, поворачивающий измерительную головку инструмента с заранее заданным шагом (например,  $0,1^\circ$ ), а самое главное – скорость (до нескольких сотен тысяч измерений в секунду) и плотность (десятки точек на  $1 \text{ см}^2$  поверхности). Кроме того, в большинстве современных сканеров имеется встроенная цифровая камера, позволяющая для каждой точки объекта определить показатели интенсивности отражения и истинного цвета.

Точность определения положения точки определяется в основном размером лазерного пятна, который зависит от расстояния до точки и от расходимости лазерного луча. Например, для сканера Trimble GX расходимость лазерного луча составляет  $0,068$  мрад, что определяет точность измерения горизонтальных и вертикальных углов:  $0,060$  и  $0,070$  мрад, соответственно. Измерять углы точнее нет смысла из-за физических характеристик лазера. Размер лазерного пятна при использовании автофокуса для данного сканера составляет  $3 \text{ мм}$  на расстоянии  $50 \text{ м}$  и возрастает с увеличением расстояния. СКО определения расстояния составляет  $1,4 \text{ мм}$  при дальности до  $50 \text{ м}$  и также возрастает с увеличением расстояния до объекта. Добиться повышения точности можно увеличением количества измерений на одну точку. Некоторые модели сканеров снабжены электронным уровнем, что позволяет автоматически компенсировать наклон в реальном времени. Таким образом, технология лазерного сканирования позволяет проводить измерения с миллиметровой точностью, достаточной для выявления сдвижений в горизонтальной и вертикальной плоскостях. Кроме того, данный метод даёт возможность отслеживать динамику трещин, контролировать кривизну стен и их отклонение от вертикали, перекосы оконных и дверных проёмов, а также предоставляет широкие возможности для визуализации полученной информации, будь то трёхмерные модели или двумерные чертежи, карты изолиний и др.

Перед проведением сканирования вокруг здания необходимо построить геодезическую опорную сеть, которая послужит основой

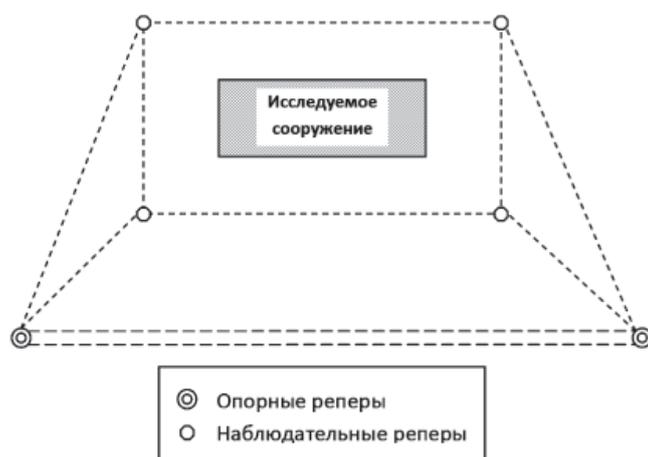


Рис. 1. Схема размещения опорных и наблюдательных реперов

для привязки марок лазерного сканера. Если нет точек съёмочного обоснования, необходимо закрепить на местности наблюдательные реперы (рис. 1) – точки стояния сканера, которые, в свою очередь, должны быть закоординированы – привязаны к ближайшим знакам государственной или городской геодезической сети. Устойчивое положение этих знаков должно быть подтверждено данными многолетних наблюдений. Координаты наблюдательных реперов относительно опорных должны периодически переопределяться.

После того, как произведены измерения в полевых условиях, начинается процесс обработки. Изначально «сырые измерения» представляют собой облако точек, имеющих трёхмерные координаты и дополнительные характеристики, такие как цвет и интенсивность отражённого сигнала. На первом этапе обработки определяется качество полученных сканов, удаляются некачественные измерения, шумы и т. п. На втором этапе производится объединение сканов («сшивка»). Как правило, во время съёмки объекта производится несколько сканов для полного покрытия поверхности. Для создания единого скана необходимо произвести объединение отдельных сканов. У каждого отдельного скана, производимого с определённой точки, начало системы координат находится в центре измерительной головки сканера, т. е. при смене точки сканирования происходит перемещение центра сканирования. Для связи координат объекта, полученных из разных сканов, необходимо выбрать единую систему координат и трансформировать в неё все полученные координаты.

Сшивка сканов производится либо по характерным точкам облака, либо по специальным маркам или с использованием геопривязки. Для сшивки по характерным точкам необходимо отметить одни и те же точки на двух разных сканах. При сшивке по маркам в качестве связующих точек выступают центры специальных марок, которые отображаются на смежных сканах и после сканирования определяются автоматически. Для осуществления геопривязки точкам на сшиваемых сканах можно присвоить известные координаты, полученные с помощью стандартных геодезических инструментов. Эти точки могут быть как центрами марок, так и какими-либо характерными точками на объектах съёмки. Данные методы могут применяться и совместно. Программы для обработки данных лазерного сканирования автоматически производят оценку точности сшивки.

Основной и наиболее сложный процесс камеральной обработки заключается в представлении облаков точек математически описываемыми поверхностями. Как правило, математический аппарат прикладного программного обеспечения позволяет создавать простейшие правильные математические поверхности, такие как плоскость, сфера, цилиндр и пр., либо аппроксимировать поверхность триангуляционным методом в виде TIN-поверхности. Созданные таким образом поверхности можно трансформировать в планы и схемы, чертежи и разрезы, построить изолинии.

Итак, применительно к мониторингу деформаций зданий и сооружений можно предложить провести по облаку точек и его трёхмерной модели следующее:

1. Построение сечений облака точек в трёх основных взаимно перпендикулярных плоскостях с целью выявления прогиба, выгиба, перекоса, крена и прочих деформаций сооружения.

В зависимости от характера развития неравномерных осадок и от жёсткости здания или сооружения возникают различные виды деформаций. Прогиб и выгиб возникают в протяжённых зданиях и сооружениях, не обладающих большой жёсткостью. В случае развития прогиба (рис. 2, *а*) наиболее опасная зона растяжения находится в нижней части здания или сооружения, а при развитии выгиба (рис. 2, *б*), наоборот, в верхней части сооружения. Перекос зданий и сооружений характерен при резком проявлении неравномерности осадок на участке небольшой протяжённости при сохранении относительной вертикальности несущих конструкций (рис. 3). Крен (наклон) – поворот фундамента относительно горизонтальной оси, проявляющийся при несимметричной загрузке основания (рис. 4). Наибольшую опасность данный вид деформации представляет

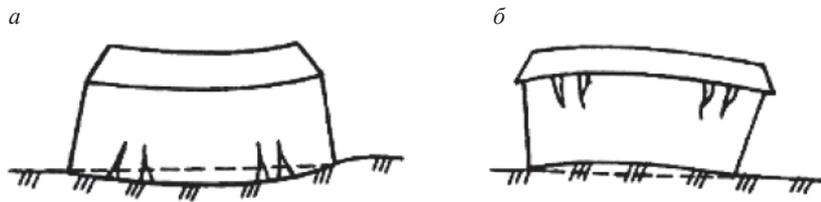


Рис. 2. Схема прогиба (а) и выгиба (б) сооружения

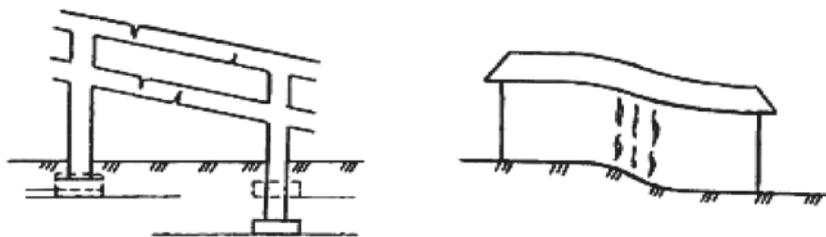


Рис. 3. Перекос сооружения

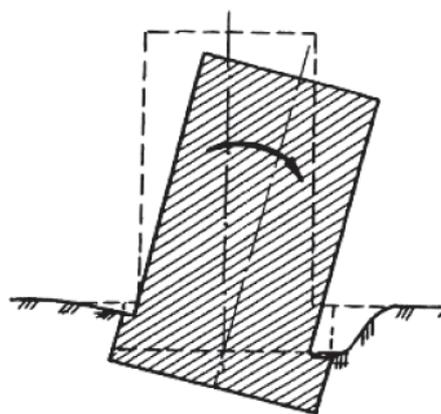


Рис. 4. Крен сооружения

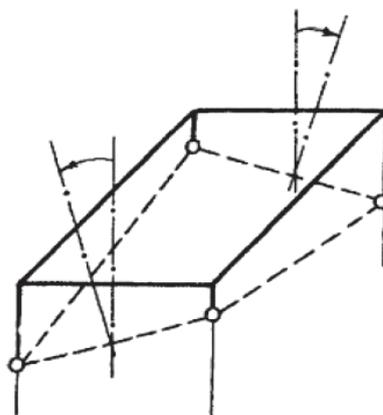


Рис. 5. Кручение сооружения

для высоких сооружений – дымовых труб, узких зданий повышенной этажности и др., характерен для жёстких сооружений. Кручение возникает при неодинаковом крене здания или сооружения по длине, при этом происходит развитие крена в двух сечениях сооружения в разные стороны (рис. 5).

2. Построение проекций стен на эталонные плоскости с целью выявления их отклонения от них, а также от вертикального направления.

3. Сравнение между собой двух облаков точек, полученных в разные серии наблюдений, с целью изучения динамики процессов (например оседания, изменения длины, трещинообразование и прочие изменения конструкции).

Как и в традиционных методах геодезических съёмок, для выявления сдвижений нужно иметь минимум две серии наблюдений, разделённых установленным временным интервалом и представленных в единой системе координат.

4. Прочие измерения, зависящие от конкретного объекта.

Таким образом, можно сделать вывод, что на сегодня лазерное сканирование – это самый быстрый, а главное, информативный способ получения данных об объекте. Этот метод уже нашёл широкое применение в самых различных областях и остаётся надеяться, что он будет столь же широко использоваться в качестве основной технологии мониторинга зданий и сооружений как на подработанных территориях, так и для других геодезических изысканий.

УДК 622.833

## **СТРУКТУРНО-ДЕФОРМАЦИОННЫЙ МОНИТОРИНГ ПРОЦЕССА СДВИЖЕНИЯ**

*А.Д. Сашурин, С.В. Усанов, В.В. Мельник, А.Л. Замятин*

Мониторинг геомеханических явлений и процессов традиционно осуществляется с помощью геодезических методов и инструментов. Неоспоримые преимущества – это непосредственное измерение высотных отметок и длин межреперных интервалов, по которым вычисляются деформации, характеризующие опасность движений горного массива для объектов и сооружений. Пожалуй, наиболее существенным недостатком маркшейдерско-геодезического контроля является то, что инструментально на поверхности фикси-

руются уже произошедшие процессы, а контроль зарождения и развития их в горном массиве остается недоступным.

Исследование геомеханических процессов в массиве доступно в основном дистанционными (геофизическими) методами, которые не дают количественных оценок сдвижений и деформаций, а отражают структурную модель горного массива. При мониторинге дистанционными методами критерием оценки протекающих геомеханических процессов является изменение структуры массива в результате естественного или техногенного воздействия [1].

В практике исследования сдвижения горных пород на разрабатываемых месторождениях встречаются случаи нетипичного развития деформационных процессов, которые расходятся с современными теоретическими представлениями. Исследование природы их возникновения и закономерностей развития требует комплексного экспериментального подхода, сочетающего геодезические наблюдения за деформационными процессами с геофизическими исследованиями структурных преобразований массива горных пород. В качестве примера комплексного экспериментального подхода ниже приведены результаты мониторинга деформационных процессов и структурных преобразований в горном массиве и на земной поверхности над изолированным участком Восточно-Ревдинских залежей Высокогорского железорудного месторождения [2]. Залежь представлена свитой из трех рудных тел (2, 4 и 7), которые обрабатываются в интервале глубины 410 – 650 м системой с обрушением (рис. 1). По предварительным расчетам устойчивости выработанного пространства изолированных рудных тел [3] установлено, что отработка залежи не вызовет опасных деформаций земной поверхности. Коэффициент надежности прогнозных оценок составил 1,70.

На поверхности, где расположена товарная станция рудника и промышленные трехэтажные здания, оборудована наблюдательная станция. За девять лет наблюдений оседания поверхности составили от 50 до 110 мм, а деформации  $\varepsilon = 0,5 \div 1,0 \times 10^{-3}$  и  $\tau = 1 \div 2 \times 10^{-3}$ . При этом обрушение выработанных пространств практически не развивалось и произошло зависание пустот.

В марте 2009 г. пропласток между рудными телами резко обрушился и вызвал воздушную волну в выработках рудника. При этом обрушилась и часть горных пород над отработанными залежами, образовав свод обрушения, который из существовавших выработок отслежен до глубины 330 м. На гор. –210 м ( $H = 410$  м) по всем доступным выработкам зафиксировано классическое развитие процесса сдвижения с зоной обрушения и зоной трещин с затухаю-

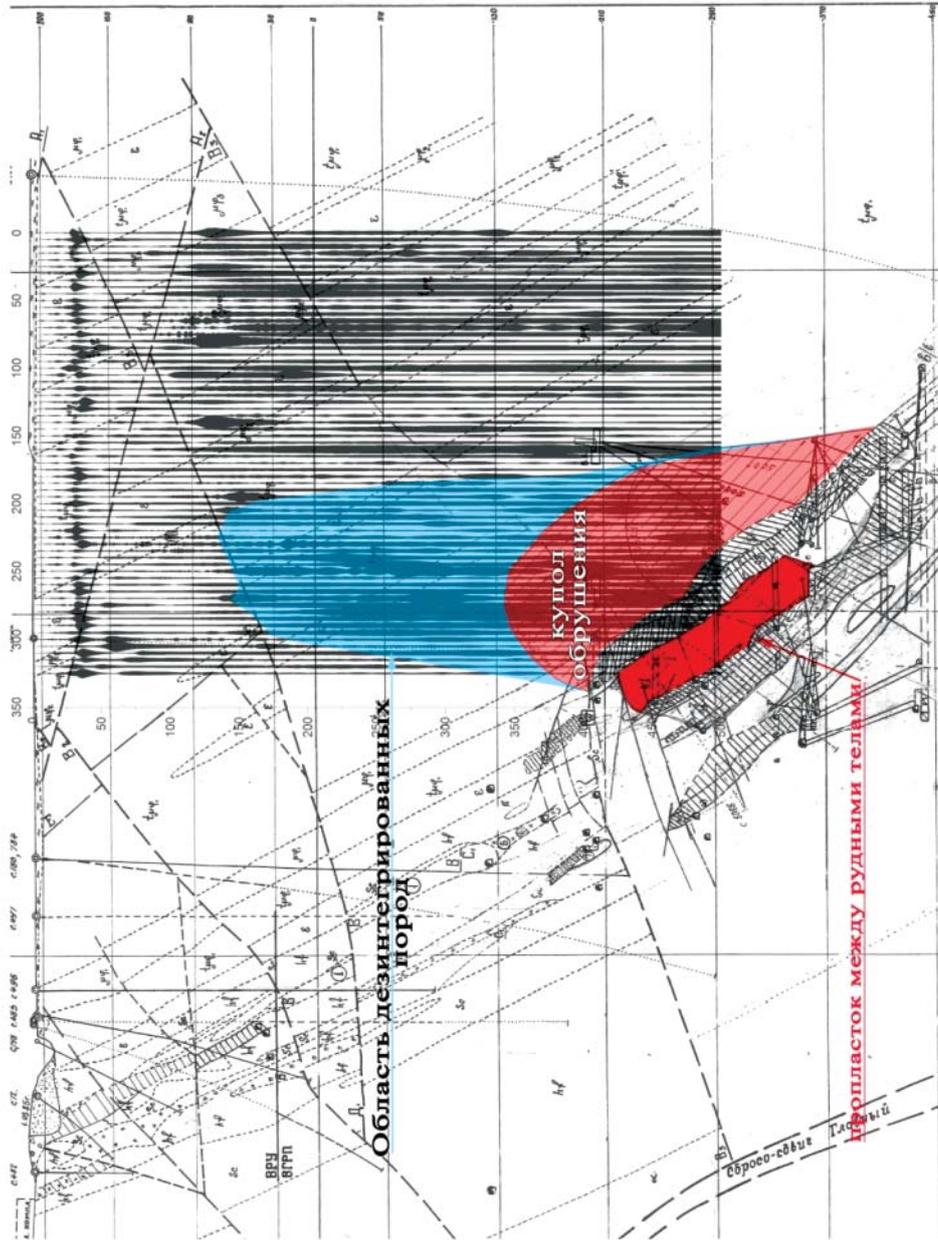


Рис. 1. Разрез вкрест простираения залежей, совмещённый с сейсмограммой ССП, на момент обрушения пропластка между рудными телами

щими параметрами смещений и раскрытий. Для уточнения контура свода обрушения в мае 2009 г. методом спектрального сейсмопрофилирования [4] были проведены исследования структуры массива с поверхности и в горных выработках. Было установлено, что породы, дезинтегрированные развитием обрушения, не распространяются до поверхности и мощность пород между куполом дезинтеграции и поверхностью составляет порядка 120 м (см. рис. 1). По сети профилей ССП, пройденных на поверхности, была очерчена область дезинтеграции в плане (рис. 2). Процесс сдвижения над рассматриваемым участком локализовался в налегающей толще пород и не представлял опасности для охраняемых объектов на земной поверхности.

В 15:00 часов дня 1 октября 2009 г. в районе исследуемого участка произошло геодинамическое событие, сила которого, по данным Пермской и Артинской сейсмостанций, оценена в 2,2 балла. Это вызвало неклассическое развитие процесса сдвижения, проявившееся на земной поверхности в виде мульды оседания размером 200×300 м (рис. 3), оседание в центре мульды составило 1,5 м. Образовались террасы и трещины раскрытием до 0,5 м. Рельсы железнодорожных путей изогнуло в вертикальной и горизонтальной плоскостях (рис. 4). Необратимым деформациям подверглось трехэтажное здание бывшей проходной завода, а трехэтажное здание диспетчерской, находящееся практически в эпицентре деформаций, осталось совершенно невредимым. Примерно в 22:00 часа того же дня Пермской и Артинской сейсмостанциями было зафиксировано сейсмическое событие силой 2 балла в районе Естюнинского месторождения, приблизительно в 10 км от места описываемых событий. Однако ввиду слабой освоенности местности на поверхности следов проявления этого события не найдено.

На следующий день (2 октября 2009 г.) произведено повторное сейсмозондирование массива исследуемого участка с целью выявления изменений структурного строения. На сейсмограмме (рис. 5) отчетливо видно изменение структуры массива по сравнению с предыдущими измерениями (см. рис. 2). Прежде всего непосредственно в зоне максимальных оседаний поверхности, ограниченной террасами с уступом до 0,5 м, в массиве на глубине 40 – 50 м образовалась корытообразная структура, соответствующая модельным представлениям о расслоении массива при оседании. Пробуренные с поверхности 4 скважины подтвердили наличие этой структуры, которая характеризовалась наличием воздушной прослойки. За контуром корытообразной структуры образовались крупные трещины, прослеживающиеся на сейсмограмме до глубины 100 – 120 м и за-

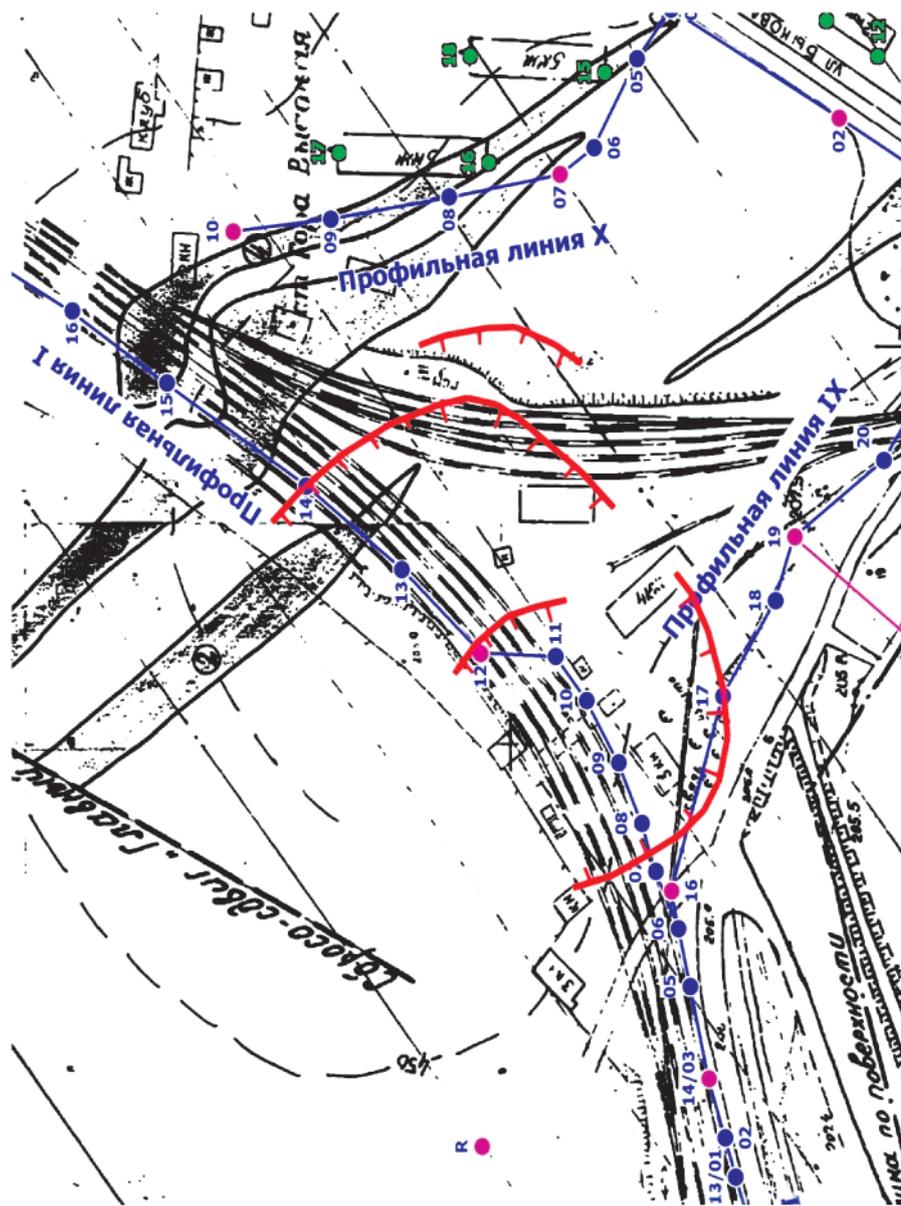


Рис. 2. Контуры дезинтегрированных пород по состоянию на май 2009 г., совмещенные с планом поверхности

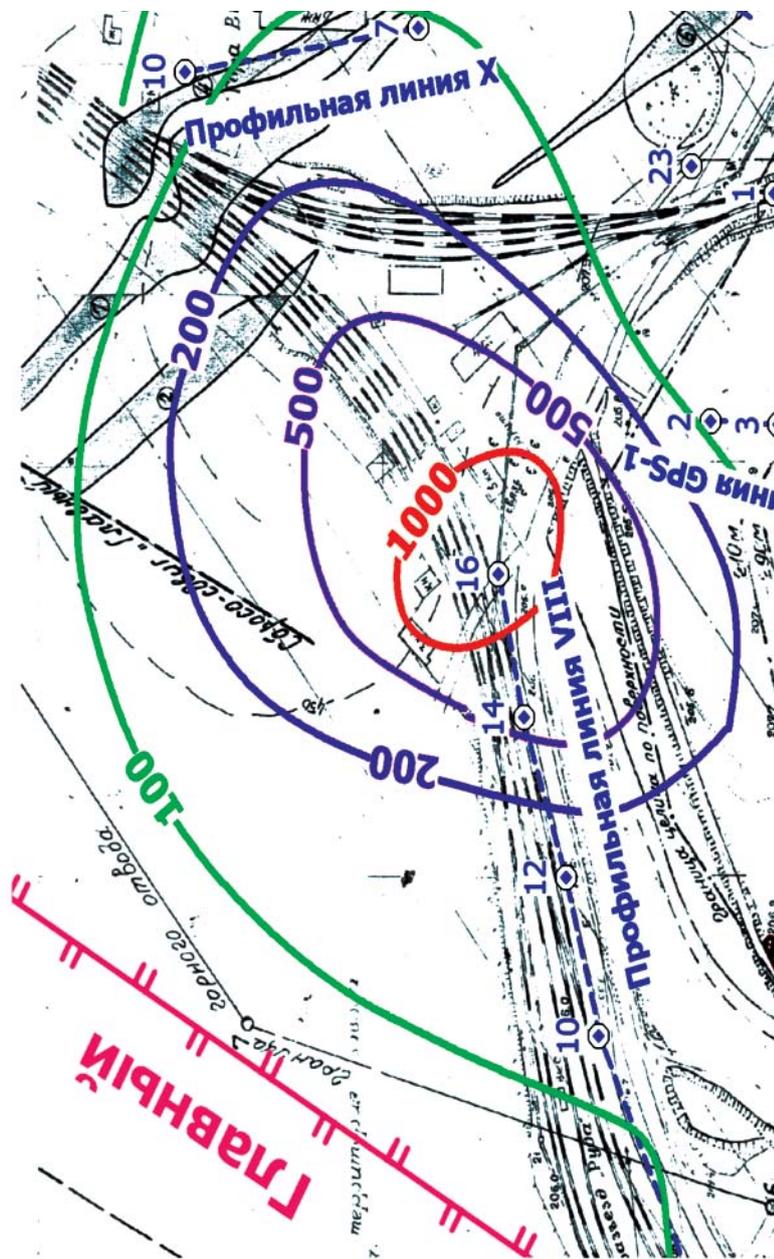


Рис. 3. Мульда оседания поверхности над участком УЗР после геодинамической подвижки 01.10.2009 г.



Рис. 4. Деформации железнодорожных путей и здания проходной в результате геодинамической подвижки



фиксируемые как вкрест залегания рудных тел, так и по простиранию. Трещины на поверхности и на сейсмограммах полностью совпадают. Данные с пройденных профилей ССП были проанализированы, и в результате интерполирования получена схема распределения структурных нарушений массива, зафиксированных после геодинамической подвижки (рис. 6). Фактически произошло резкое оседание поверхности с разрывом сплошности массива.

Одновременно с геофизическими исследованиями маркшейдерской службой рудника проводились и инструментальные наблюдения за сдвижением поверхности. По результатам ежедневных, а затем еженедельных наблюдений до июля 2010 г. установлено, что деформации не имеют трендового характера. Оседания периодически сменяются поднятиями, а изменение отметок колеблется в пределах  $\pm 5 \div 15$  мм. При этом происходило преобразование структуры массива, которое чётко зафиксировано в результате ССП (рис. 7), выполненного спустя месяц (ноябрь 2009 г.). Сопоставление результатов двух серий (октябрь и ноябрь 2009 г.) показывает, что вокруг эпицентра структурных трансформаций формируется вторичное кольцо, которое захватывает гораздо большую область горных пород.

После проведения 11.07.2010 г. взрыва по погашению потолочины и временного целика на гор. – 450 м на поверхности были обнаружены трещины, просадка железнодорожных путей и крен опор, удерживающих контактный провод (рис. 8). В близлежащих зданиях свежих трещин не обнаружено.

12.07.2010 г. маркшейдерскими наблюдениями зафиксировано резкое оседание поверхности с максимальной величиной 130 мм. После этого наблюдения осуществлялись ежедневно и уже 13.07.2010 г. ежесуточное изменение высотных отметок реперов колеблется в пределах 0 – 5 мм. При этом характер изменения высотных отметок восстановился и стал знакопеременным. К этому событию была приурочена четвёртая серия наблюдений методом спектрального сеймопрофилирования (рис. 9). Структура массива, зафиксированная в 2009 г., изменилась приращением второй кольцевой зоны, которая ещё более распространилась от эпицентра. При этом массив стал ещё более разбитым субвертикальными структурными ослаблениями.

В июле 2011 г. на участке УЗР была проведена пятая серия мониторинга структуры горного массива (рис. 10). За прошедший промежуток времени между сериями резких подвижек не отмечалось. Однако наметившаяся тенденция расширения зоны структурных ослаблений сохранилась, проявившись в дальнейшем развитии и расширении второй кольцевой структуры. В первой кольцевой струк-

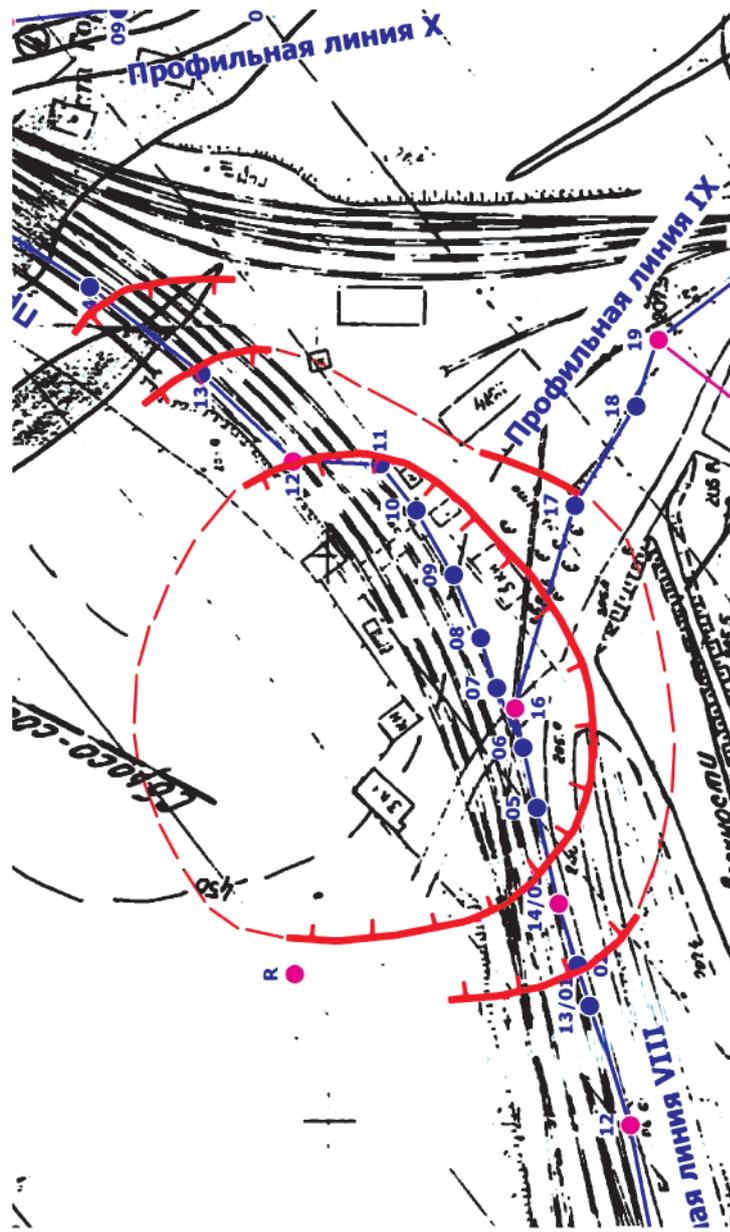


Рис. 6. Контуры структурных нарушений горного массива, зафиксированные после геодинамической подвижки 01.10.2009 г.

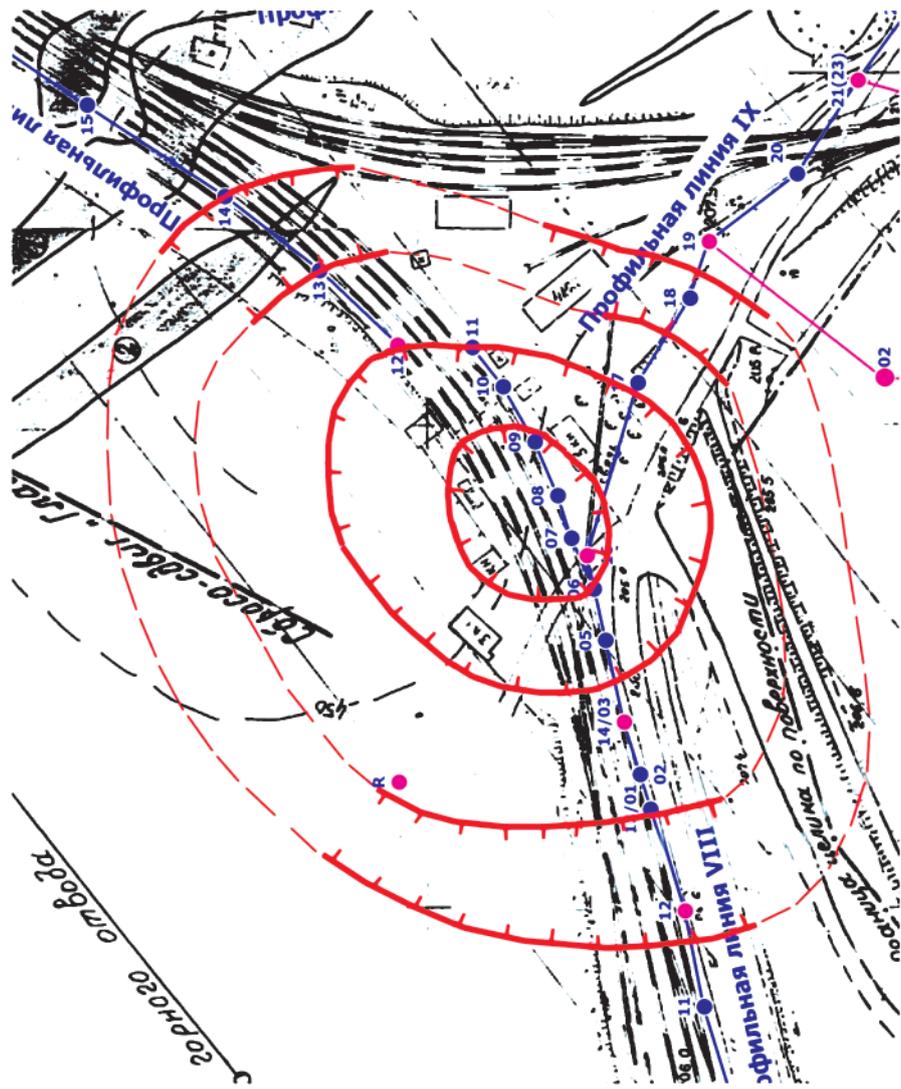


Рис. 7. Контуры структурных нарушений горного массива, зафиксированные в ноябре 2009 г.



Рис. 8. Крен опор контактного провода после проведения взрыва 11.07.2010 г.

туре также произошли изменения, проявившиеся в виде сокращения её размеров.

Маркшейдерские инструментальные наблюдения свидетельствуют об отсутствии постоянного трендового процесса деформирования участка. Геофизические же наблюдения показывают наличие постоянного процесса, который проявляется в виде трансформации структуры горного массива.

Проведённый комплекс исследований свидетельствует об эффективности сочетания геодезических и геофизических методов и позволяет сформулировать новую версию об источниках и причине аномального развития процесса сдвижения. В соответствии с ней, первоисточником развития деформационного процесса на рассматриваемом участке выступают современные геодинамические движения, создавшие депрессионную зону и вызвавшие деструктивные преобразования массива горных пород над выработанным пространством. Последующее формирование мульды сдвижения происходит в результате проседания массива и земной поверхности в депрессионной зоне, а также уплотнения пород, подвергшихся деструктивным преобразованиям. Последующий комплексный мониторинг позволит подтвердить или дополнить эту версию.

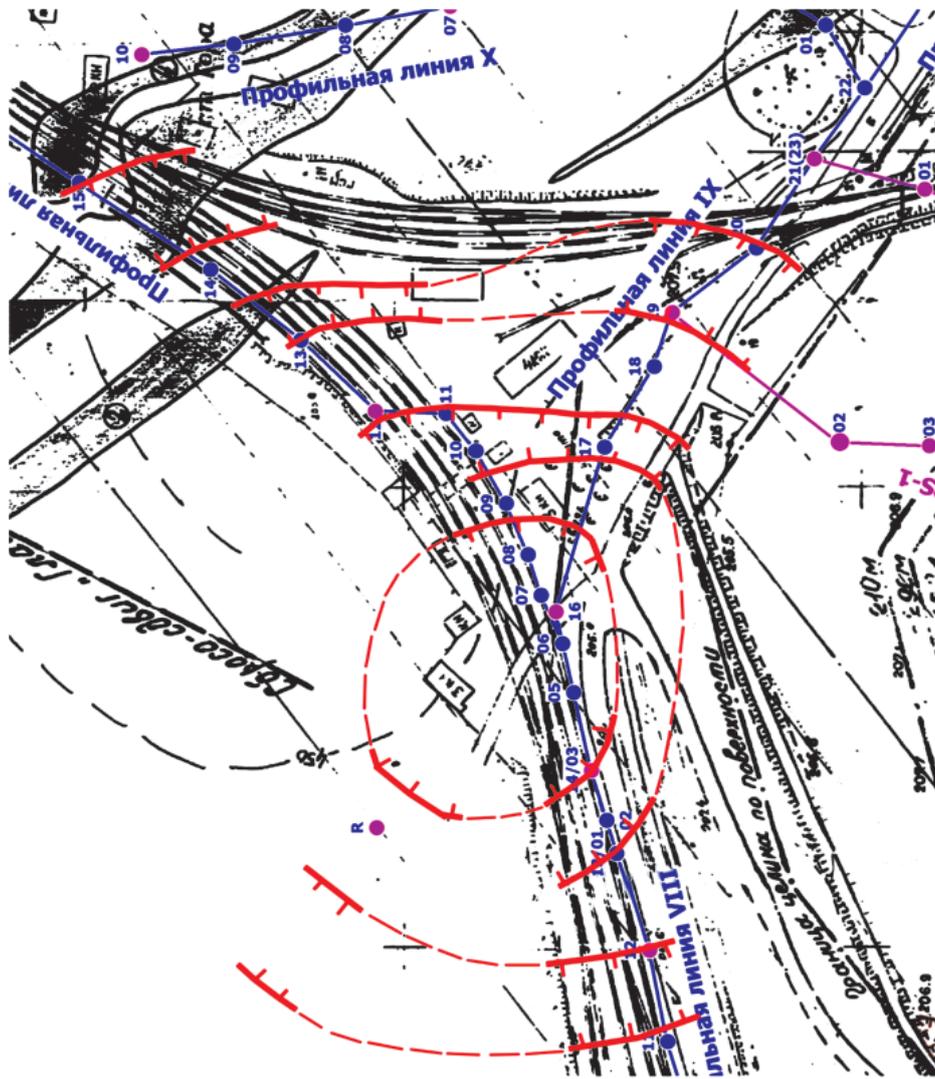


Рис. 9. Контуры структурных нарушений горного массива, зафиксированные в июле 2010 г.

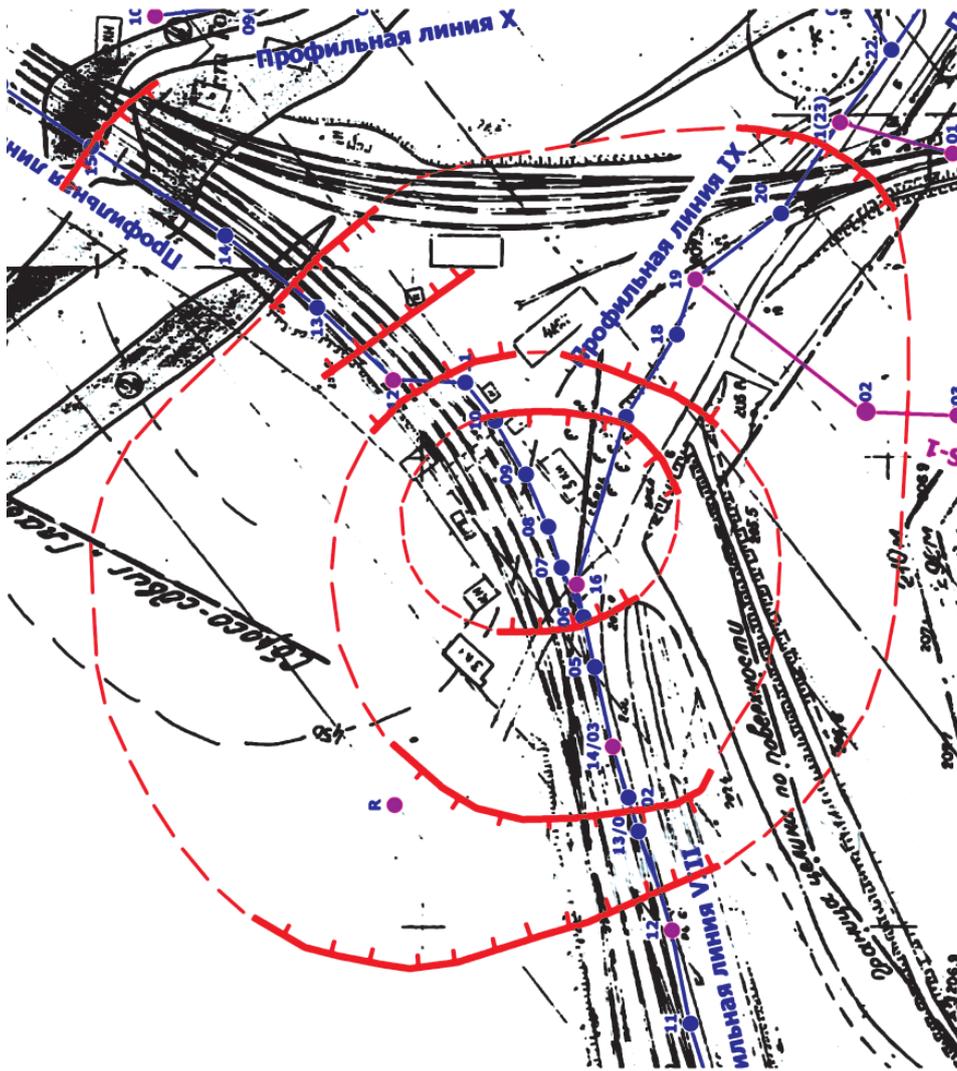


Рис. 10. Контуры структурных нарушений горного массива, зафиксированные в июле 2010 г.

## Литература

1. *Усанов С.В.* Геомеханическая оценка возможности использования подработанных территорий: автореф. дис. ... канд. техн. наук / С.В. Усанов; ИГД УрО РАН. – Екатеринбург, 2011. – 22 с.
2. *Усанов С.В.* Геодинамические движения горного массива Высокогорского железорудного месторождения под воздействием сложного горнодобывающего комплекса / С.В. Усанов // Proceedings of the X-th Jubilee national conference with international participation of the open and underwater mining of minerals / International House of Scientists “Fr. J. Curie” Varna, Bulgaria. – Varna, 2009. – С. 338 – 343.
3. Правила охраны сооружений и природных объектов от вредного влияния подземных разработок на месторождениях руд черных металлов Урала и Казахстана: утв. Минметом СССР 02.08.90. – Свердловск: ИГД Минмета СССР, 1990. – 64 с.
4. *Гликман А.Г.* Физика и практика спектральной сейсморазведки [Текст] / А.Г. Гликман [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.newgeophys.spb.ru/ru/book/index.shtml>.

УДК 622.83:[528.2:629.78]

### **О РЕШЕНИИ ПРОБЛЕМЫ «УСЛОВНО НЕПОДВИЖНОГО» ПУНКТА ПРИ ИССЛЕДОВАНИИ ПРОЦЕССА СДВИЖЕНИЯ НА ОБЪЕКТАХ НЕДРОПОЛЬЗОВАНИЯ**

*А.А. Панжин, Н.А. Панжина*

При исследовании процесса сдвижения на горнодобывающих предприятиях, предприятиях по добыче углеводородного сырья, а также объектах недропользования, не связанных с добычей полезных ископаемых, одним из основных вопросов является выбор и обоснование методики инструментальных измерений. При этом особенно важен выбор опорных (исходных) реперов, пространственное положение которых остается неизменным на весь период мониторинговых наблюдений. Фактически же выбор опорных реперов, являющихся относительно свободными от влияния деформационных процессов как естественного (криповые подвижки), так и техногенного (сопровождающих разработку месторождения) происхождения превращается в сложноразрешимую проблему.

Иерархически блочная структура породного массива, являющаяся вмещающей средой месторождений полезных ископаемых и основанием для всех видов недропользования, предопределяет формирование в массиве горных пород напряжённо-деформированного состояния. В условиях нарушения межблочных связей происходит деформирование среды по границам структурных блоков. В рабо-

тах [1, 2] показано развитие активных зон нарушения сплошности верхней части земной коры на территории Екатеринбурга, свободной от влияния техногенных нагрузок. Влияние зон повышенной подвижности верхней части земной коры в данном случае выражается в криповых межблоковых подвижках, имеющих выраженный дискретный характер, который фиксируется при проведении мониторинговых наблюдений на геодинамическом полигоне (рис. 1). Эти

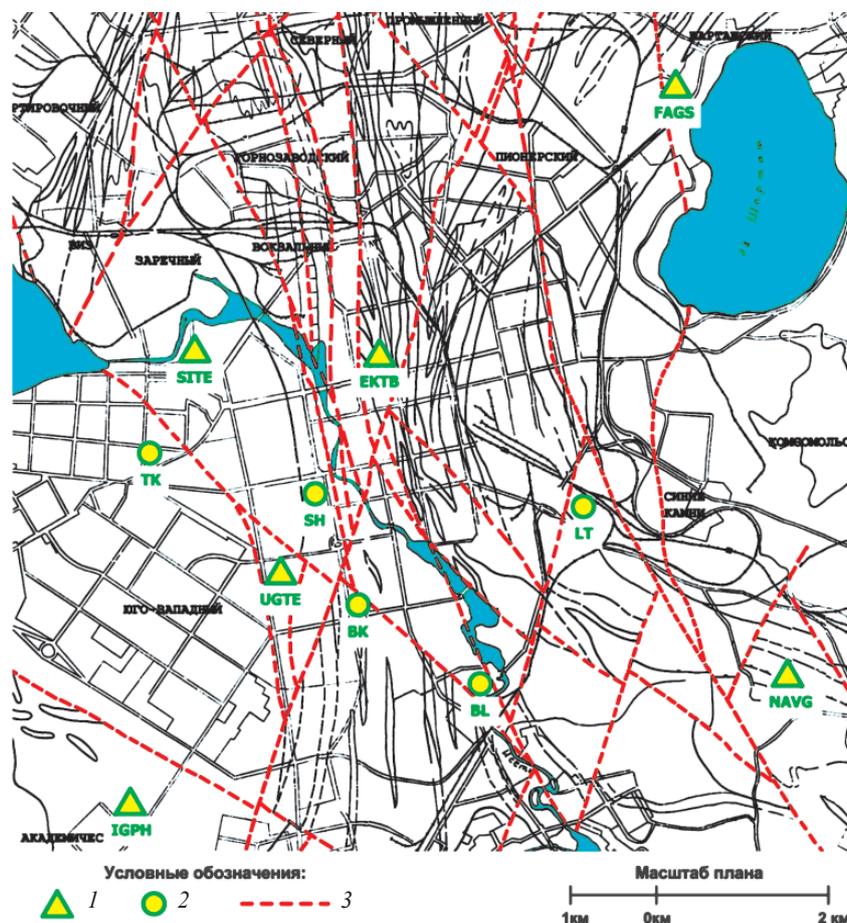


Рис. 1. Основные структурно-тектонические нарушения верхней части земной коры территории г. Екатеринбурга и схема геодинамического полигона:  
1 – постоянно действующие GPS-станции; 2 – репера геодинамического полигона; 3 – тектонические нарушения

подвижки в основном не превышают 25 мм, но в ряде случаев достигают 100 и более миллиметров [3], что приводит к нарушению строительных конструкций (здание УрАГС).

При масштабной разработке месторождений полезных ископаемых, подвижки, вызванные суммарным воздействием естественных и техногенных факторов геодинамических процессов, достигают значительных величин и зачастую превышают 200 – 300 мм в области упругого деформирования [4]. Так, в районе г. Нижний Тагил, в черте города и ближайших окрестностях горные разработки ведутся более 250 лет, их глубина достигает 750 м. Пересекающие город крупные тектонические нарушения – разломы Туринский и Главный, а также ряд второстепенных оперяющих структурных нарушений являются поверхностями ослаблений, по плоскостям которых происходит потеря устойчивости на локальных участках, в том числе в динамической форме [5, 6]. Фиксация подвижек, сопровождающих отработку месторождений тагильского рудного узла, осуществляется по сети специально оборудованных наблюдательных станций, заложенных на шахтах Магнетитовой, Естюнинской и Эксплуатационной и объединенных в геодинамический полигон (рис. 2).

По действующим нормативным документам [7], регламентирующим проектирование и создание наблюдательных станций для исследования процесса сдвижения, считается, что опорный репер, находящийся на расстоянии более трёхкратной глубины разработки, не подвержен влиянию горных работ, поэтому исходные пункты геодезической и маркшейдерской сети, находящиеся вне мульды сдвижения, считаются абсолютно неподвижными в плановой и высотной плоскостях. Такое положение обусловлено существующими в настоящее время представлениями о развитии процесса сдвижения только под влиянием гравитационных сил – обрушением горных пород в сторону выработанного пространства. В соответствии с ним вектора сдвижения реперов наблюдательной станции должны быть направлены в сторону выработанного пространства, иное направление векторов сдвижения зачастую трактуется как ошибка измерения.

Фактически современными исследованиями в области геомеханики доказано, что формирование напряжённо-деформированного состояния в области недропользования подчиняется более сложным геомеханическим процессам, влияние которых распространяется на значительные территории. Так, ИГД УрО РАН теоретически обосновано и инструментальными измерениями установлено, что деформирование породного массива, вызванное горными работами, охватывает территории площадью несколько сотен квадратных ки-



Рис. 2. Схема расположения техногенных объектов, тектонических нарушений и узловых реперов геодинамического полигона г. Нижний Тагил:  
 1 – Высокогорское месторождение; 2 – Лебяжинское месторождение; 3 – Естонинское месторождение;  
 4 – Гальяновское месторождение; 5 – отвал шлаков НТМК; 6 – Турьинский разлом; 7 – Главный разлом;  
 8 – постоянно действующая GPS-станция; 9 – репера геодинамического полигона

лометров [3, 4]. В этих условиях использование в качестве опорных пунктов наблюдательной станции реперов, пространственное положение которых является нестабильным, приводит к неполному учёту параметров процесса сдвижения.

В последние годы, в связи с развитием систем спутникового позиционирования и широким внедрением их в маркшейдерско-геодезическую практику, появилась возможность при производстве мониторинга сдвижения привязку наблюдательной станции, расположенной в мульде сдвижения или прибортовом массиве, производить от исходных пунктов, как правило, Государственной геодезической сети, расположен-

ных вне зоны влияния горных работ. Однако в этом случае минимизация влияния на пространственное положение опорных реперов техногенных факторов не приводит к неизменности их положения вследствие воздействия естественных факторов, таких как криповые подвижки по границам структурных блоков, суммарные величины которых достигают 600 мм за период в 40 лет [3].

Контрольные измерения, проводимые между опорными реперами наблюдательной станции, также не раскрывают полных закономерностей деформирования породного массива, поскольку в данном случае определяются относительные смещения и деформации между реперами  $\Delta X^n$ ,  $\Delta Y^n$  и  $\Delta Z^n$  на  $n$ -ю серию мониторинговых измерений (рис. 3). Так, по изменению величины вектора между опор-

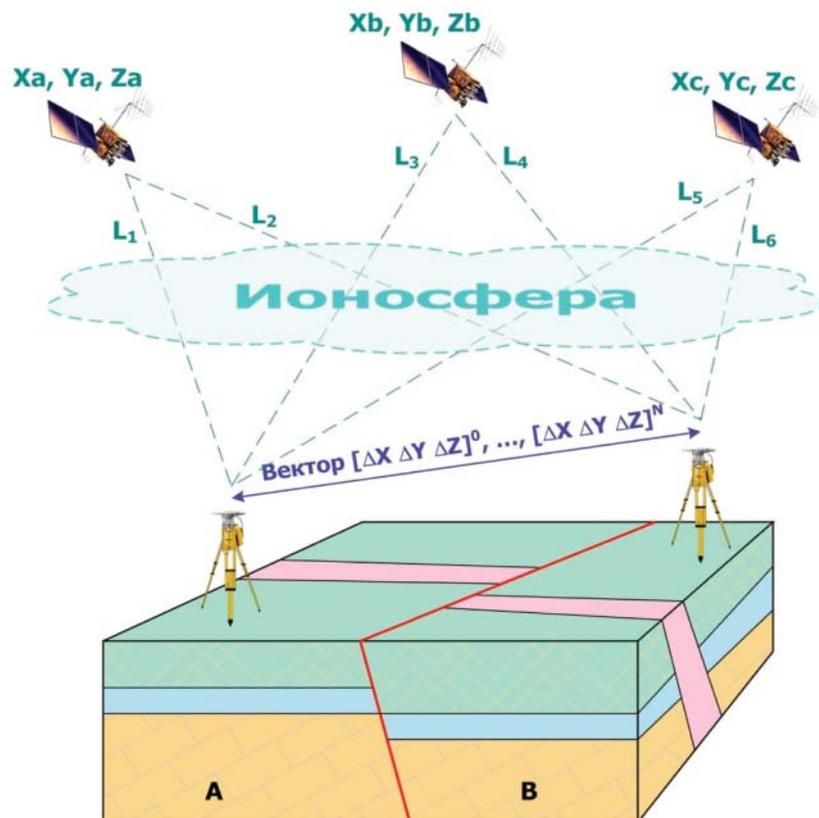


Рис. 3. Схема определения деформаций методом спутниковой геодезии: А, В – условные подвижные геоблоки

ными реперами невозможно сделать однозначного вывода о том, какой из условных геоблоков (А или В) является неподвижным. В зависимости от принятой геомеханической модели подвижка каждого геоблока по любой из осей координат может лежать в пределах от 0 (неподвижен) до максимального значения, численно соответствующего измеренным  $\Delta X^n$ ,  $\Delta Y^n$  и  $\Delta Z^n$ .

Достаточно детально проблемы изучения деформационных процессов в современной геодинамике, связанные с идентификацией относительных деформаций междуреперных интервалов и установлением их взаимосвязи с абсолютными подвижками, приведены в работе [8], в которой были сделаны выводы о невозможности отделения собственного движения самой среды (участка литосферной плиты) от локальных движений внутри нее при использовании результатов только одного типа геодезических измерений – абсолютных или относительных. Для решения данной проблемы предложено сочетание различных методов наблюдений за деформациями земной поверхности, в том числе проведение долговременных серий мониторинговых наблюдений, что не всегда реализуемо на практике, поскольку зачастую необходима экспресс-оценка уровня деформационного воздействия на сам породный массив и объекты недропользования, расположенные на нём.

Другим путём частичного разрешения указанной проблемы, позволяющим оперативно получать данные об изменении напряжённо-деформированного состояния породного массива, является применение площадного принципа построения наблюдательной станции, что позволяет получить полные трёхмерные пространственные компоненты поля деформаций на земной поверхности при разработке месторождений открытым и подземным способами [9, 10]. При этом отсутствует необходимость использования «условно неподвижных» опорных реперов, поскольку при расчётах, в зависимости от поставленных задач и применяемых инструментов, возможно использование как относительных, так и абсолютных координатных определений.

В ходе дальнейших исследований по идентификации относительных деформаций и установлении их взаимосвязи с абсолютными подвижками была установлена возможность построения наблюдательных станций, пространственная привязка которых осуществляется от пунктов глобальной сети IGS, абсолютные координаты которых определяются в динамической системе координат ITRF. Для условий Среднего Урала и Западной Сибири длина вектора до ближайших стабильно работающих станций MOBN (Москва), ZECK (Зеленчукская), NVSK (Новосибирск) и SELE (Алматы) со-



Рис. 4. Схема привязки постоянно действующих GPS-станций к глобальной геодезической сети: 1 – пункты глобальной сети IGS; 2 – локальные постоянно действующие GPS-станции

ставляет 1600 – 1800 км (рис. 4), поэтому для обеспечения необходимой точности координатных определений необходимо поддержание базовых приёмников в круглосуточном режиме, что не всегда достижимо в реальных полевых условиях. Для практического использования привязка опорных реперов наблюдательной станции к сети IGS была осуществлена с использованием постоянно действующих наблюдательных станций, накопление данных на которых происходит в круглосуточном режиме. Так, для месторождений г. Нижний Тагил (NTAG) привязка геодинимического полигона, охватывающего всю территорию города, осуществляется с использованием постоянно действующей GPS-станции, поддерживаемой архитектурным бюро (см. рис. 2). При этом среднеквадратическая ошибка определения пространственных координат, по результатам статистической обработки серии из 10 суточных измерений составляет 2 – 3 мм по каждой координатной оси в геоцентрической системе координат [11]. Такой же уровень среднеквадратических ошибок определения пространственных координат был получен для сети постоянно действующих GPS-станций г. Екатеринбург-

га ЕКТВ, SITE и UGTE (см. рис. 1), что является достаточным для привязки геодинимического полигона.

Определение координат постоянно действующих станций проводится с использованием сервиса SCOUT Института геофизики и планетарной физики (США). Для получения пространственных координат определяемого пункта сети пользователь сервиса загружает сырые данные в формате RINEX и подготавливает в диалоговом режиме задание на проведение расчёта. Дальнейшие вычисления производятся автоматически в программном пакете GAMIT/GLOBK, окончательный результат высылается на электронную почту. В результате указанных вычислений доступны текущие координаты постоянно действующих GPS-станций в динамической системе координат ITRF, что позволяет анализировать трендовые смещения станций в пространстве. В дальнейшем привязка локальных геодезических построений, основанных на реперах геодинимических полигонов к GPS-станциям с известными координатами, позволяет центрировать и ориентировать в принятой динамической системе координат сети наблюдательных станций более низкого иерархического уровня, охватывающие непосредственно мультисдвигения при подземном и прибортовой массив при открытом способе разработки.

Поскольку основной особенностью исследования деформаций породного массива в мониторинговом режиме является многократное, от цикла к циклу, выполнение точных геодезических измерений на одних и тех же пунктах сети, по одной программе работ с дальнейшим анализом изменений геометрических взаимосвязей между реперами, при выполнении исследований отсутствует необходимость перевода координат реперов наблюдательной станции в принятую статичную государственную или местную систему координат с установлением достаточно сложных коэффициентов перехода между статичной и динамической системами.

Одним из ограничений, препятствующих широкому применению привязки опорных реперов наблюдательных станций к сети IGS, является необходимость использования в качестве связующего звена постоянно действующих GPS-станций, или поддержание базовых приемников в круглосуточном режиме, что не всегда достижимо в реальных полевых условиях. В настоящее время в ИГД УрО РАН проводятся исследования по возможности высокоточной привязки опорных реперов к сети IGS с использованием локальных базовых станций, состоящих из двух и более синхронно работающих GPS-приёмников. Как правило, при проведении мониторинговых наблюдений обеспечивается накопление спутниковых данных на полевых референсных станциях в течение нескольких дней подряд, по 8 – 10 часов на серию, что дает пред-

посылки для их использования в качестве переходного звена в привязке к глобальным геодезическим сетям. Поставлен ряд экспериментов, в ходе которых прорабатывались альтернативные варианты геодезической привязки опорных реперов геодинамических полигонов Качканарского ГОКа и Пунгинского подземного хранилища газа, при этом установлена принципиальная возможность получения координат полевых станций с точностью порядка 5 мм от пунктов глобальной сети IGS, в настоящее время прорабатываются варианты практической реализации.

Работа выполнена в рамках федеральной целевой программы «Научные и научно-педагогические кадры инновационной России» на 2009 – 2013 годы.

#### Литература

1. Предполагаемые зоны повышенной подвижности верхней части земной коры на территории Екатеринбурга / А.Ю. Дёмина (Осипова) и др. // Изв. вузов. Горный журнал. – 2007. – № 6. – С. 115 – 119.
2. Современные активные зоны нарушения сплошности верхней части земной коры на территории Екатеринбурга / А.Н. Гуляев и др. // Инженерная геология. – 2008. – № 1.
3. *Панжин А.А.* Опыт проведения геодинамического GPS-мониторинга на объектах недропользования / А.А. Панжин // Геодинамика и напряженное состояние недр Земли: труды научной конференции с участием иностранных ученых / ИГД СО РАН. – Новосибирск, 2008. – С. 91 – 101.
4. *Панжин А.А.* Мониторинг геодинамических процессов на горных предприятиях и урбанизированных территориях / А.А. Панжин, Н.А. Панжина // Горный информационно-аналитический бюллетень. – 2007. – № 3. – С. 171 – 183.
5. *Зубков А. В.* Геомеханика и геотехнология / А.В. Зубков. – Екатеринбург: ИГД УрО РАН, 2001. – 335 с.
6. *Зубков А.В.* Напряженное состояние земной коры Урала / А.В. Зубков // Литосфера. – 2002. – № 3. – С. 3 – 18.
7. Инструкция по наблюдениям за сдвижением горных пород и земной поверхности при подземной разработке рудных месторождений: утв. Госгортехнадзором СССР 03.07.86. – М.: Недра, 1988. – 111 с.
8. *Кузьмин Ю.О.* Проблемные вопросы изучения деформационных процессов в современной геодинамике / Ю.О. Кузьмин // Горный информационно-аналитический бюллетень. – 2008. – № 3.
9. *Панжин А.А.* Геомеханическое обоснование метода площадных инструментальных исследований сдвижений горных пород при разработке месторождений: дис. ... канд. техн. наук / А.А. Панжин; ИГД УрО РАН. – Екатеринбург, 2007. – 175 с.
10. *Панжин А.А.* Исследование сдвижений земной поверхности при разработке месторождений с применением площадных инструментальных методов / А.А. Панжин // Изв. вузов. Горный журнал. – 2009. – № 2. – С. 69 – 74.
11. *Панжин А.А.* Исследование деформирования породных массивов на больших пространственно-временных базах с использованием постоянно действующих GPS-станций / А.А. Панжин // Изв. вузов. Горный журнал. – 2008. – № 8. – С. 59 – 66.

## **ПРАКТИКА РЕШЕНИЯ ГЕОМЕХАНИЧЕСКИХ ЗАДАЧ В РАЗЛИЧНЫХ ОБЛАСТЯХ НЕДРОПОЛЬЗОВАНИЯ**

---

УДК 622.281.42

### **ПРОХОДКА И КРЕПЛЕНИЕ СОПРЯЖЕНИЯ СТВОЛА С ГОРИЗОНТОМ В СЛОЖНЫХ ГОРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ**

*В.Е. Боликов, С.А. Рыбак*

Многолетней практикой строительства подземных сооружений отработаны технологические схемы проходки и крепления стволов в различных горно-геологических условиях и успешно использовались на рудных месторождениях до глубины 550 – 600 м.

Строительство подземных сооружений на достигнутой глубине показывает, что при проходке и креплении стволов при совмещенной схеме проходки в тектонически-напряженном горном массиве приводит к достижению высокого уровня напряжений на контуре крепи вплоть до разрушающей величины. Согласно действующему СНиП-II-94-80 «Подземные горные выработки» уровень напряжений в крепи на период окончания строительства капитальных подземных сооружений (стволов, камер) не должен превышать 40 % от предельной несущей способности крепи.

Комплекс натурных исследований по формированию напряжений в крепи ствола проведен на шахтах Донского ГОКа, где горный массив вмещающих пород в серпентинитовом массиве представлен скальными породами с отсутствием связи между блоками по трещинам. Кроме того, характерной особенностью данного месторождения является неравномерное поле напряжений, действующее в массиве, где ниже 500 м уровень напряжений в серпентинитовом массиве превышает прочностные свойства горного массива, т. е. массив находится в запредельном состоянии и приобретает блочный дискретный характер деформирования. В результате, вокруг подземных выработок, сооружаемых по традиционным схемам без учета и нейтрализации этого фактора, образуется обширная область нарушенных пород, перешедших в разуплотненное состояние. В массиве в этой области проявляются блоковые подвижки, вызывающие неравномерное сосредоточенное нагружение крепи, что создает серьезные проблемы в обеспечении устойчивости на стадии строительства и эксплуатации.

Инструментальные измерения напряжений проводились на шахте Центральная Донского ГОКа в натурных условиях методом щелевой разгрузки на большой базе в процессе проходки стволов Вспомогательный и Клетевой в серпентинитовом массиве. В первоначальном напряжённом состоянии массива горных пород шахтного поля присутствуют значительные по своей величине компоненты тектонических напряжений. Второй особенностью явилась достаточно высокая анизотропия тектонических напряжений, выражающаяся в том, что величины горизонтальных тектонических напряжений, действующих по двум главным взаимно перпендикулярным направлениям, отличались в 1,5 раза и более [1]. Вследствие анизотропии первоначальных напряжений в массиве горных пород в бетонной и тюбинговой крепи клетевых стволов напряжения распределены по периметру ствола также неравномерно. В отдельных горизонтальных сечениях разница между минимальными и максимальными величинами достигла 2-кратного значения и явилась одной из причин разрушения крепи клетевых стволов в 1984 г. В течение двух суток пройденный и закреплённый бетонной крепью ствол был разрушен с глубины 420 до 620 м (до забоя), причём разрушение ствола началось от забоя и остановилось на глубине 420 м [2].

Для того чтобы избежать разрушения крепи стволов, пройденных в серпентинитовом массиве пород, была создана по приказу Минчермета СССР творческая группа из представителей Института горного дела, Института Уралгипроруда и Донского ГОКа по изысканию более благоприятных мест заложения стволов второй очереди строительства шахты «10 лет независимости Казахстана» (ДНК). По результатам исследований творческой бригады было установлено наиболее благоприятное место заложения стволов Вентиляционный и Скипо-клетевой в габбро-амфиболитовом массиве пород, где, по данным геофизической разведки, тип пород распространяется на глубину 2 км. В районе выбранного места расположения стволов было определено более благоприятное распределение тектонических напряжений по периметру крепи ствола Вентиляционный, который должен был проходиться первым. Бурением контрольной разведочной скважины в сечении ствола Вентиляционный было установлено, что габбро-амфиболитовые породы распространяются до глубины 930 м от поверхности, а далее следуют серпентинитовые породы.

На основании испытания прочностных и деформационных свойств пород по образцам институтом ВИОГЕМ установлено, что по прочности габбро-амфиболитовые породы близки к серпенти-

нитовым, но в серпентинитовом массиве трещины между блоками заполнены талькобрейнеритом, представленным в виде смазки, поэтому устойчивость этого массива, по данным проходки и крепления первой части стволов шахты, крайне низкая. В габбро-амфиболитовом массиве трещины заполнены кальцитовой спайкой и поэтому устойчивость данных пород выше, чем пород в серпентинитовом массиве. На сегодняшний день пройдено 880 м ствола Вентиляционный по габбро-амфиболитовому массиву. При проходке ствола установлено, что массив является устойчивым при его обнажении. Нагружение крепи ствола происходит (по величине напряжений) в пределах нормативной прочности и не превышает 10 МПа. Есть точки в районе сопряжения камеры водоотлива (600 м) и при рассечке гор. – 400 м, где уровень напряжений в крепи достиг –15 МПа (рис. 1). Распределение напряжений по периметру крепи происходит почти равномерно, с небольшим превышением в противоположном направлении линии действия тектонических напряжений [3].

Таким образом, проходка ствола Вентиляционный по габбро-амфиболитовому массиву подтвердила правильность выводов творческого коллектива по выбору места заложения ствола. С глубины 930 м ствол будет проходить по серпентинитовому массиву с креплением чугунными тубингами. Характер нагружения крепи и распределения напряжений по периметру будет установлен в процессе дальнейшей проходки ствола.

При проходке ствола Вентиляционный (5КС) проводились геомеханические натурные исследования, которые направлены на установление закономерностей влияния усадки забоя на напряжённо-деформированное состояние бетонной крепи и поведение массива пород в закреплённом пространстве. Для этой цели ежемесячно проводятся замеры напряжений бетонной крепи для последующего их прогноза на глубину 500 – 1200 м. Для замеров использовали метод щелевой разгрузки [1], который хорошо себя зарекомендовал для определения напряжённого состояния как монолитной бетонной, так и тубинговой крепи стволов в условиях шахт Донского ГОКа. Практика подтверждает, что в рассматриваемых условиях он даёт достаточно точную оценку напряжённого состояния бетонной крепи и изменения его во времени.

Сложность проходки ствола обусловлена неравномерным полем первоначальных напряжений, действующих в массиве горных пород ствола Вентиляционный на больших глубинах [4]. Состояние массива пород в районе расположения рассечки исследуется с применением геофизических приборов ГРОТ-10 (георадарного зонди-

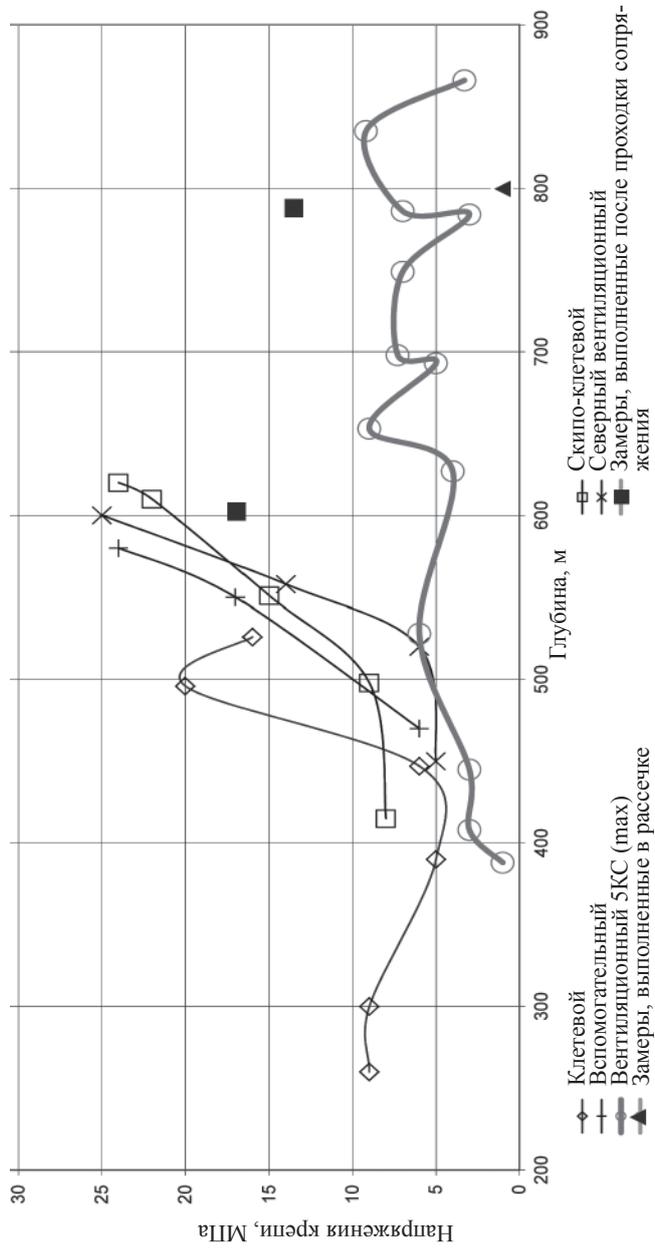


Рис. 1. Изменение с глубиной максимальных горизонтальных напряжений, замеренных на внутреннем контуре бетонной крепи стволов шахты ДНК

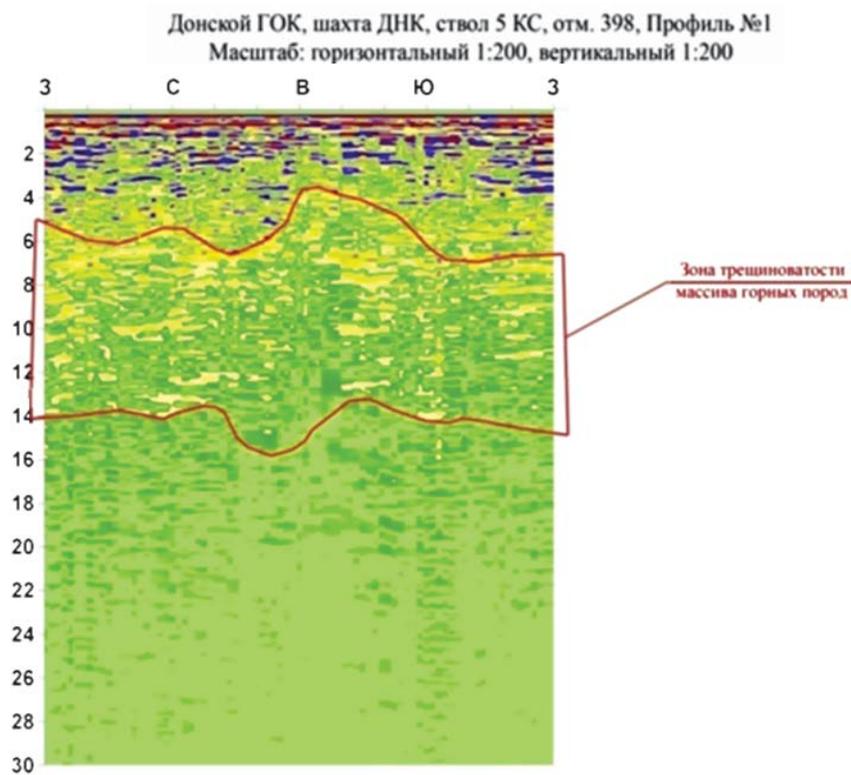


Рис. 2. Результаты исследований георадаром

рования) (рис. 2) и ССП (сейсмо-спектрального профилирования) (рис. 3,4) [6]. Данные приборы позволяют установить распространение зоны трещиноватости массива за пределами контура ствола.

Контроль за состоянием бетонной крепи производился путём определения фактических напряжений в крепи и сравнением полученных данных с прочностными свойствами крепи. Результаты натурных замеров максимальных напряжений, действующих в крепи ствола при его проходке в габбро-амфиболитовом массиве пород, составляет от 0,8 до 9,2 МПа и находится в пределах нормативной прочности бетона.

Повышенный уровень напряжений в бетонной крепи на глубине 602 м (20 МПа) и 788 м (13,5 МПа), на наш взгляд, на этих участках связан с проходкой водоотливной камеры и сопряжения гор. –320 м.

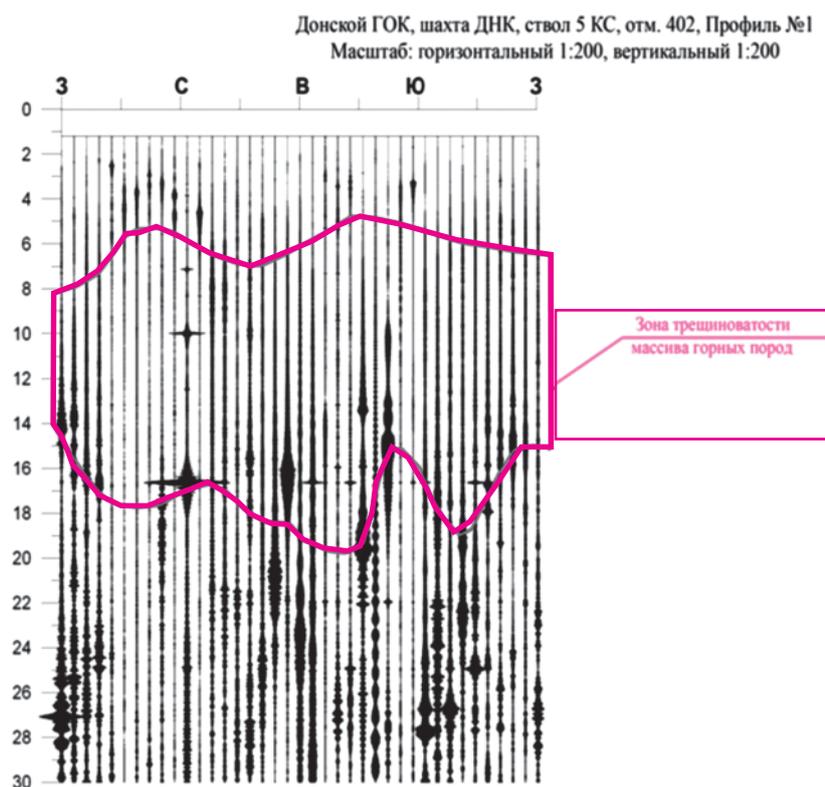


Рис. 3. Результаты исследования методом ССП

По результатам натурных замеров напряжений в крепи ствола построена зависимость (см. рис. 1) в сравнении с напряжениями в крепи действующих стволов на шахте ДНК. Результаты замеров напряжений в бетонной крепи сопоставляли с аналогичными натурными данными, ранее полученными на других стволах шахты, также закреплённых монолитным бетоном класса В 25. В интервале глубины 388 – 860 м крепь ствола Вентиляционный, проходимого в габбровом породном массиве, находится в менее напряженном состоянии, чем крепи действующих стволов шахты, пройденных в серпентинитовом массиве, где уровень напряжений в крепи на глубине 600 м достиг почти предела прочности бетона. При этом следует отметить, что на тех стволах из-за многочисленных обрушений

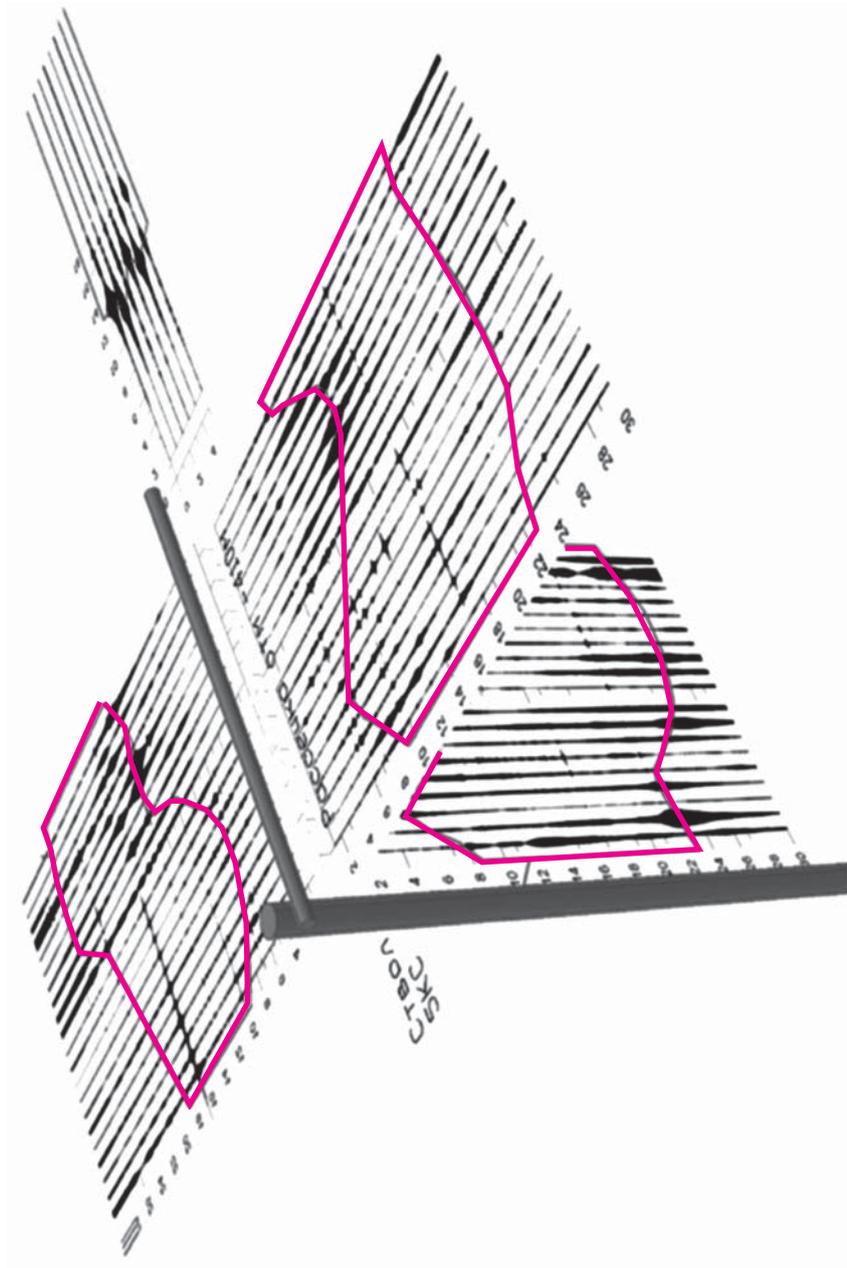


Рис. 4. Результаты исследования методом ССТ на отг. 410, ствол 5КС. Масштаб 1:200



породных стенок толщина бетонной крепи зачастую была больше, чем у рассматриваемого ствола Вентиляционный, где до сих пор существенных отслоений призабойного незакрепленного массива не происходило, что свидетельствует о благоприятности проходки в габбровом породном массиве, более высокая устойчивость которого обусловлена отсутствием низкопрочного серпофитового заполнителя трещин.

Во избежание разрушения сопряжений при проходке устанавливается защитный экран (рис. 5). Из ствола по направлению расщелки в кровле бурятся скважины станком НКР, которые армируются трубами и в них закачивается цементно-песчаная смесь [5]. После её закрепления в скважинах начинается проходка сопряжений. Сначала проходится с применением профиля СВП верхний слой сопряжения, затем крепится и бетонируется. На втором этапе проходится нижний слой сопряжения под креплением верхнего слоя с применением СВП.

Результаты натуральных замеров напряжений, действующих на внутреннем контуре бетонной крепи в стенках сопряжения гор. –400 м свидетельствуют, что в настоящее время окружающий породный массив находится в относительно стабильном и равновесном состоянии, вследствие чего существенных деформаций не происходит.

#### Литература

1. *Боликов В.Е.* Прогноз и обеспечение устойчивости капитальных горных выработок / В.Е. Боликов, С.А. Константинова. – Екатеринбург: УрО РАН, 2003. – 374 с.
2. Изучение инженерно-геологических условий горного массива на западном фланге ш. «Центральная» по материалам контрольно-стволовых скважин скипового и закладочного стволов: отчет о НИР / ВИОГЕМ; рук. К.И. Фоменко. – Белгород, 1994. – 46 с.
3. Создание методики определения нагрузок на крепь стволов, определения напряженного состояния массива, управление горным давлением, разработка мероприятий по обеспечению сокращения потерь руды на 5 %: отчет о НИР / ИГД УрО РАН; рук. Н.П. Влох. – Свердловск, 1990. – 198 с.
4. Диагностика геодинамической активности горного массива в районе промплощадки ш. «ДНК» (вторая очередь). Мониторинг состояния и прогноз устойчивости стволов в процессе их эксплуатации»: отчет о НИР / ИГД УрО РАН; рук. А.Д. Сашурин, В.Е. Боликов. – Екатеринбург, 2002. – 230 с.
5. *Боликов В.Е.* Создание методов обеспечения устойчивости горных выработок рудников в условиях формирующегося поля напряжений: дис. ... д-ра техн. наук / В.Е. Боликов; ИГД УрО РАН. – Екатеринбург, 1998. – 333 с.
6. Инструментальные исследования геомеханическими и геофизическими методами напряженно-деформированного состояния крепи приконтурного массива в процессе проходки ствола «Вентиляционный» (5КС): отчет о НИР / ИГД УрО РАН; рук. А.Д. Сашурин, В.Е. Боликов. – Екатеринбург, 2009. – 53 с.

**ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПАРАМЕТРОВ ПОГАШЕНИЯ  
БОРТОВ КАРЬЕРА ПРИ ДОРАБОТКЕ ПРИКОНТУРНЫХ  
ЗАПАСОВ В УСЛОВИЯХ ОБЕСПЕЧЕНИЯ  
ИХ КРАТКОВРЕМЕННОЙ УСТОЙЧИВОСТИ**

*В.К. Бушков*

При доработке 4-й очереди карьера Восточный Олимпиадинского ГОКа за контурами погашаемых бортов остаются целики полезного ископаемого, которое может впоследствии быть извлечено подземным или открыто-подземным способом. В практике применения комбинированного способа освоения месторождений наиболее распространён последовательный открыто-подземный, реже с частичным совмещением открытых и подземных работ.

Из рис. 1 следует, что в рамках 4-й очереди карьера Восточный часть балансовых запасов месторождения остается за пределами контура как со стороны прибортовой, так и его подкарьерной части. Что касается подкарьерной части запасов, то в настоящее время проводится геологоразведка нижних горизонтов месторождения, в связи с чем на рис. 1, по предварительным данным, показан прогноз характера распространения рудной залежи на глубине, однако мы ограничимся той частью прогнозных запасов, которые приходятся на прибортовое пространство.

С целью извлечения запасов без потерь в приконтурных целиках и увеличения срока эксплуатации карьера предлагается использовать технологическую схему доработки карьера, общим принципом которой является *использование временного снижения запаса устойчивости бортов до допустимых пределов*. Известно, что чем больше запас устойчивости откоса, тем больше срок его бездеформационного существования. Кратковременное снижение устойчивости до величин (согласно источнику [1], на 10 – 20 %), позволяет увеличить углы нижней части откоса борта. Малый срок стояния борта карьера конечных контуров принимается до 5 лет. Таким образом, кратковременное снижение устойчивости борта не выходит за рамки типового подхода и может быть обосновано с позиций обеспечения нормативного значения коэффициента запаса устойчивости  $n_n$ . Данный подход в рамках действующих нормативных документов вполне реализуем и должен удовлетворять требованиям по обеспечению норма-

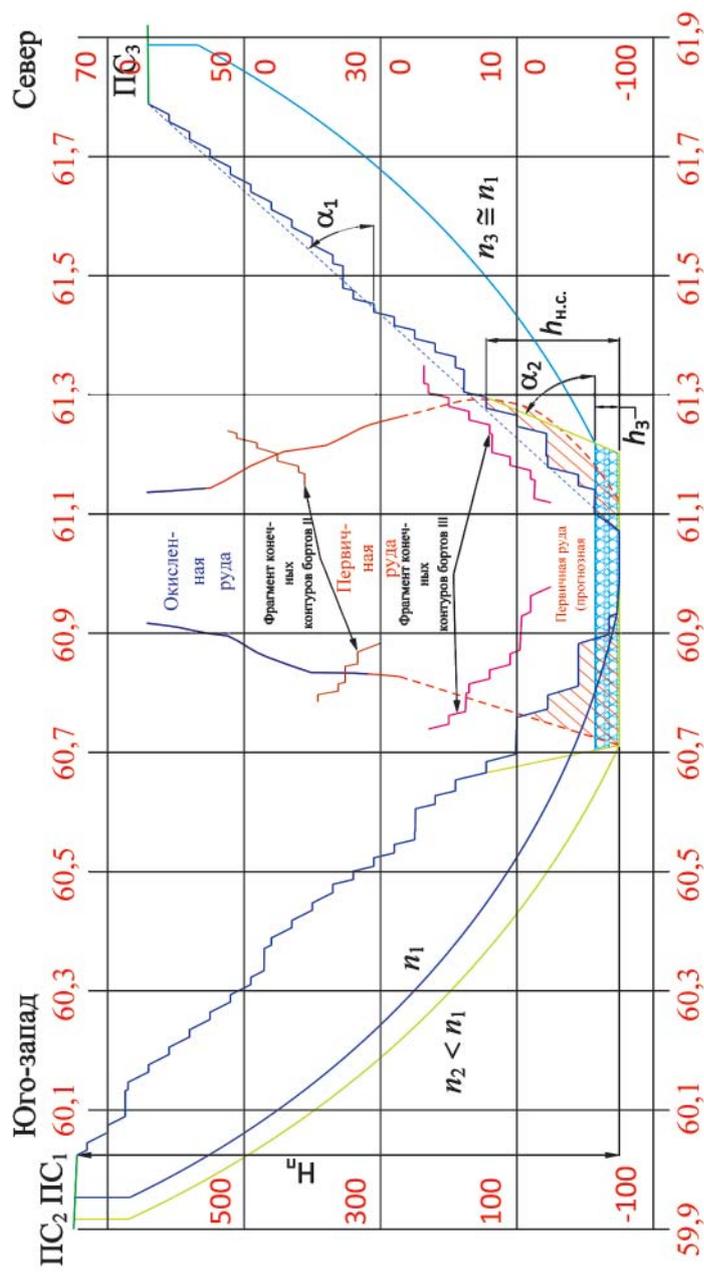


Рис. 1. Положение проектных контуров 4-й очереди карьера Восточный Олимпиадинского ГОКа с технологической схемой доработки прибортовых запасов полезного ископаемого (разрез по разведочной линии 25):

$H_p$  – проектная высота борта, м;  $\alpha_1$  – угол погашения борта карьера с долговременным запасом устойчивости ( $n_1 \geq 1,3$ ), град;  $\alpha_2$  – то же с кратковременным (до 5 лет) запасом устойчивости ( $n_2 = 1,2$ ), град;  $h_1$  – высота искусственного массива, м;  $h_{н.с.}$  – высота нижней секции борта карьера предельного контура, изменяемого под условия погашения оставаемых в приконтурных целых частях балансовых запасов, м; 1 – линия (поверхность) скольжения с долговременным запасом устойчивости (ПС<sub>1</sub>); 2 – линия (поверхность) скольжения с кратковременным запасом устойчивости (ПС<sub>2</sub>); 3 – линия (поверхность) скольжения с частично восстановленным запасом устойчивости (ПС<sub>3</sub>);  $n_i$  – коэффициент запаса устойчивости борта по линиям (поверхностям),  $i = 1, 2, 3$

тивной величины  $n_n$ ; так, согласно [2], при сроке службы борта ( $t_c$ , лет) до 5 лет коэффициент запаса устойчивости должен составлять не менее 1,2 [2, п. 2.11].

Таким образом, предлагаемая схема временного снижения до допустимой величины ( $n_n = 1,2$ ) запаса устойчивости с целью доизвлечения части балансовых запасов, оставляемых в законтурном пространстве карьера 4-й очереди в качестве потерь, предполагает выполнение следующего регламента: первая фаза (см. рис. 1) – доработка карьера проектных параметров ( $H_n, \alpha_1, n_1 \geq 1,3$  [2, 3]), вторая фаза включает в процесс ведения горных работ по извлечению потерь увеличение угла наклона ( $\alpha_2$ , град) нижней секции борта карьера на определенную высоту ( $h_{н.с.}$ , м) с кратковременным снижением его устойчивости ( $n_2 = 1,2$ ) при строгом соблюдении ранее описанных критериев ( $n_n = 1,2$  при  $t_c \leq 5$  лет). В свою очередь высота нижней секции борта определяется исходя из величины среднегодового понижения горных работ ( $v_n$ , м/год) и срока службы борта карьера ( $t_c \leq 5$  лет). Согласно фактическим данным действующего карьера 3-й очереди, среднегодовое понижение горных работ составляет 50 м. Таким образом, высота нижней секции ( $h_{н.с.} = v_n t_c$ , м) может быть определена из расчёта скорости понижения горных работ 40 – 50 м/год и составить 200 – 250 м. Принимая во внимание, что высота рудных целиков, оставляемых в законтурном пространстве, от предельного дна карьера 4-й очереди в среднем составляет 141 м, высота нижней секции должна составлять не более 210 м. Это позволит минимизировать долю пустых пород в общем объёме рудной массы, вынимаемой в процессе извлечения части балансовых запасов из законтурного пространства.

В случае необходимости увеличения срока существования бортов в состоянии пониженного запаса устойчивости ( $t_c > 5$  лет) может быть использована закладка выработанного пространства пустыми породами; для реализации данного мероприятия потребуется увеличение объемов попутно вынимаемых пустых пород, что (как вариант) может повлечь увеличение высоты нижней секции. Высота искусственного массива  $h_3$  (см. рис. 1) определяется по критерию достижения необходимой устойчивости прибортового массива в целом ( $n_3 \cong n_1 \geq 1,3$ ). При ведении комбинированной открыто-подземной разработки месторождения использование подобного рода технологической схемы на этапе эксплуатации месторождения открытым способом позволит: формировать опорный целик посредством размещения внутреннего отвала на дне карьера; сооружать изолиру-

ющую потолочину. В последнем случае формирование изолирующей потолочины будет иметь подчиненное значение, обусловленное классом применяемых систем разработки при подземной добыче.

Помимо вышеописанных критериев, при определении высоты нижней секции при конструировании борта двугранного профиля необходимо руководствоваться положением границы раздела между призмами упора (ПУ) и активного давления (ПАД). Граница раздела между ПУ и ПАД определяется по силовому соотношению удерживающих и сдвигающих сил в точке их раздела, где данное соотношение должно быть нейтрально. Для построения борта двугранного профиля с оптимальными параметрами следует найти положение нейтрального блока (НБ) и его ось (НО):  $r = R/[1 + \text{tg}^2\varphi]^{0.5}$ , где  $R$  – радиус кривизны поверхности скольжения, м;  $\varphi$  – угол внутреннего трения, град. В условиях бортов 4-й очереди карьера Восточный Олимпиадинского ГОКа средняя высота положения нейтральной оси составляет 382 м; таким образом, принятая высота нижней секции в 210 м является приемлемой, но не оптимальной, имеется резерв её увеличения. Как вариант увеличение  $h_{н.с.}$  может быть востребовано при реализации технологической схемы с возведением на предельном дне карьера искусственного массива.

Результаты расчётов параметров бортов карьера в условиях обеспечения их кратковременной устойчивости приведены в таблице. При конструировании борта за отправные параметры (угол наклона борта карьера  $\alpha$ , град; высота борта карьера  $H$ , м) приняты значения и геометрические очертания (профиль) базового варианта 4-й очереди карьера Восточный Олимпиадинского ГОКа. Основные принципы конструирования борта карьера двугранного профиля приведены на рис. 2. Необходимо иметь в виду, что углы наклона нижней секции были рассчитаны под высоту, несколько большую принятой ( $h_{н.с.} = 210$  м), поэтому значения угла наклона ниже искомых – соответствующих 210 м, что в целом идёт в запас устойчивости борта.

Окончательные параметры бортов в условиях обеспечения их кратковременной устойчивости должны отвечать тем же требованиям, что и бортов с долговременной устойчивостью, и определяться из условия (в общем случае [4])

$$\alpha_k = \arctg \frac{nh_{yi}}{\sum_{i=1}^n h_{yi} \text{ctg} \alpha_{yi} + (n-1)B_i + \sum B_{тр}} \leq \alpha_{пр},$$

**Результаты расчёта устойчивости бортов 4-й очереди карьера Восточный  
(при  $h_{н.с.} = 210$  м;  $n_2 = n_n = 1,2$ ;  $t_c = 5$  лет)**

Профиль	Секция	Проектные параметры борта		Коэффициент запаса устойчивости ( $n_p$ ) борта проектного профиля	Расчётный угол наклона борта карьера в градусах при $n_2 = 1,2$
		$\alpha$ , град	$H$ , м		
Северный	-50-648	44,07	698	1,40	51,58
	-50-180	45,50	230	2,58	76,73 <sup>11</sup> (79,85) <sup>211</sup>
Северо-восточный	-50-702	41,41	752	1,44	49,74
	-50-161	43,27	211	3,00	83,94 (84,63)
Восточный	-50-704	41,16	754	1,31	44,95
	-50-310	45,16	360	1,75	57,65 (64,30)
Юго-восточный	-50-740	41,43	790	1,50	47,44 (51,66)
	-50-281	43,56	331	2,15	71,96
Южный	-50-754	41,78	804	1,43	48,61 (49,64)
	-50-256	47,11	306	2,35	78,23
Юго-западный	-50-741	44,10	791	1,49	49,24 (54,47)
	-50-231	45,33	281	1,88	68,58
Западный	-50-716	44,31	766	1,60	51,19 (58,52)
	-50-215	46,27	265	2,19	77,48
Северо-западный	85-673	45,25	588	1,33	52,24
	-50-196	42,90	246	2,65	55,94 (82,54)
				При высоте нижней секции 136 м	

<sup>1</sup> Максимально допустимый по условию обеспечения запаса устойчивости угол наклона участка борта, представленного совокупными параметрами первой и второй секции.

<sup>211</sup> Максимально возможный по условию обеспечения запаса устойчивости угол наклона данной секции борта.

где  $h_{yi}$  – высота  $i$ -го уступа предельного контура, м;  $\alpha_{yi}$  – угол откоса  $i$ -го уступа, град;  $n$  – количество уступов в карьере;  $B_i$  – ширина  $i$ -й предохранительной бермы, м;  $B_{тр}$  – ширина транспортной бермы, м;  $\alpha_k$  и  $\alpha_{пр}$  – конструктивный и предельный углы наклона борта карьера, град.

Что касается параметров откосов уступов нижней секции борта, то, как показывает практика, высота устойчивого вертикального обнажения скальных пород достигает 150 м и более [1, 5, 6]. Данное обстоятельство является отправной точкой изучения возможности использования вертикальных уступов на конечном контуре и их внедрения, однако оптимизация их пре-

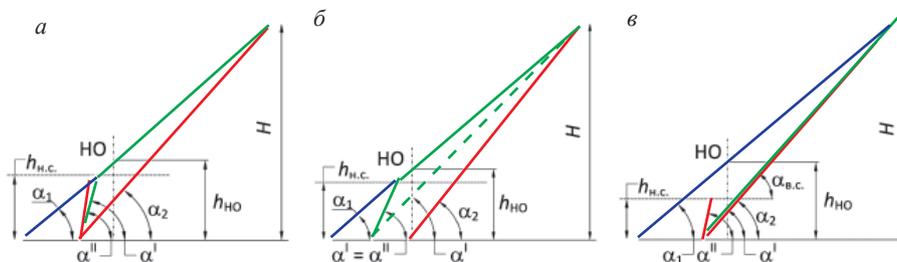


Рис. 2. Принципы конструирования борта карьера двугранного профиля:  
 а, б, в – варианты конструирования в зависимости от геомеханической ситуации, профиль северо-западного борта (в)

дельных параметров зависит в основном от технологии ведения горных работ, итогом влияния которых является степень сохранения природных свойств массива.

#### Литература

1. Кузнецова Т. С. Обоснование параметров карьеров при комбинированной разработке крутопадающих месторождений: дис. ... канд. техн. наук / Т.С. Кузнецова. – Магнитогорск, 2003. – 178 с.
2. Методические указания по определению углов наклона бортов, откосов уступов и отвалов строящихся и эксплуатируемых карьеров / ВНИМИ. – Л., 1972. – 165 с.
3. Правила обеспечения устойчивости откосов на угольных разрезах / ВНИМИ. – СПб., 1998. – 208 с.
4. Яковлев В.Л. Границы карьеров при проектировании разработки сложно-структурных месторождений / В.Л. Яковлев, М.Г. Саканцев, Г.Г. Саканцев. – Екатеринбург: ИГД УрО РАН, 2009. – 302 с.
5. Галустьян Э.Л. Геомеханика открытых горных работ: справочное пособие / Э.Л. Галустьян. – М: Недра, 1992. – 272 с.
6. Общая методология оптимизации конструкций бортов карьеров в массивах скальных тектонически-напряжённых пород / А.А. Козырев и др. // Научное обеспечение развития техносферы Заполярья (мультимедийный диск). – Апатиты: Изд-во КНЦ РАН, 2006. – С. 161 – 171.

УДК 622.253.3

**СОВРЕМЕННОЕ СОСТОЯНИЕ ПРОГНОЗИРОВАНИЯ  
ПРОЧНОСТИ И УСТОЙЧИВОСТИ ЗАМОРАЖИВАЮЩИХ  
КОЛОНОК ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ВЕРТИКАЛЬНЫХ  
ШАХТНЫХ СТВОЛОВ СПОСОБОМ ЗАМОРАЖИВАНИЯ**

*И.М. Паланков*

Одной из характерных особенностей современного подземного способа разработки месторождений и, как следствие, усложнение горно-геологических условий, что сопряжено с увеличением глубины вскрытия неустойчивых обводненных пород, требующих применения специальных способов строительства, в частности искусственного замораживания пород. Эффективность его при проходке шахтных стволов в сложных гидрогеологических условиях подтверждается многолетним опытом и во многом определяется надежностью работы ледопородного ограждения. Безаварийная работа ледопородного ограждения определяется, помимо прочих факторов, сохранностью целостности замораживающих колонок как от действия напряжённо-деформированного состояния, так и от воздействия взрывных нагрузок при ведении буровзрывных работ в забое ствола, которые в некоторых случаях приводят к недопустимым деформациям и разрывам замораживающих колонок. В результате этих нарушений происходит утечка рассола из колонок в толщу ограждения, его размывание, нарушение целостности ограждения и, в конечном счёте, создаётся аварийная обстановка различной степени тяжести.

Очевидно, что причиной нарушения замораживающих колонок является комплекс факторов, в том числе зависящих от свойств замороженных пород и от величины отклонения замораживающих скважин от вертикали, а также от величины незакреплённой части ствола.

Случаи деформирования и разрыва замораживающих колонок упоминаются в технической литературе с 1968 г. Массовое их повреждение наблюдалось при проходке стволов Солигорских калийных комбинатов, Запорожского железорудного комбината (ЗЖРК) и Березниковских калийных комбинатов. Так, на южном стволе ЗЖРК из 33 действующих замораживающих колонок было повреждено 18, на северном стволе того же комбината повреждено 10 колонок. На Березниковском калийном комбинате № 2 при проходке ствола № 1 из 45 колонок были повреждены 3, на стволе № 2 из 45 колонок

были повреждены 4, а на стволе № 3 из 43 колонок были повреждены 6. Аналогичные факты зафиксированы в Германии, Франции и Китае. Например, в Паньцзи-Сяцяоском угольном бассейне из 14 пройденных стволов на 10 стволах случились разрывы замораживающих колонок (разорвалось 123 замораживающие колонки из 416).

Однако до сих пор геомеханическому аспекту потери устойчивости замораживающих колонок как при формировании ледопородного ограждения, так и при поддержании его параметров в заданных пределах уделяется недостаточно внимания; исследованию влияния взрывных нагрузок при ведении БВР и прогнозированию состояния конструкций замораживающих колонок посвящено небольшое количество исследовательских работ; отсутствуют научно обоснованные рекомендации по обеспечению целостности замораживающих колонок. В.А. Федюкин [5] обращал внимание на то, что при глубине замораживания до 100 м повреждения колонок происходят эпизодически и не вызывают больших осложнений, но с увеличением глубины до 200 – 400 м становятся значительно чаще. Этот важный вывод подтверждается констатацией фактов многочисленных разрывов колонок на практике.

Анализируя аварийные ситуации с разрывами замораживающих колонок можно выделить следующие виды повреждений замораживающих колонок: разрыв замораживающей трубы (рис. 1); срезание тела замораживающих труб со смещением частей труб одна относительно другой; смятие труб с приобретением ими U-образной формы без разрыва сплошности (рис. 2); смятие замораживающих труб с образованием трещин (часто продольных).

Следует отметить, что не всегда удается

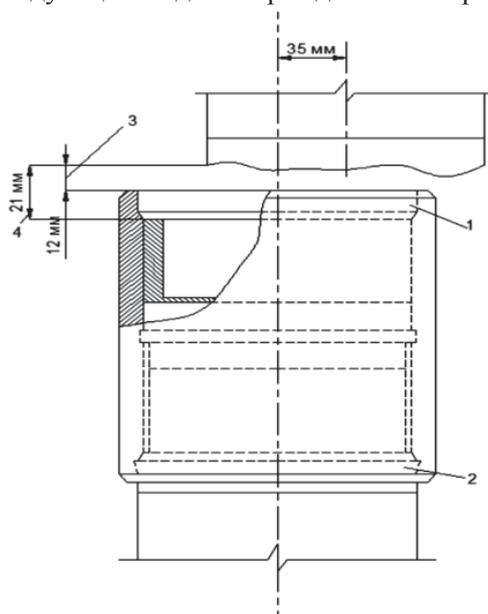


Рис. 1. Характерное повреждение замораживающей трубы в виде среза :

1 – заводское соединение; 2 – монтажное соединение; 3 – видимый разрыв; 4 – фактический разрыв

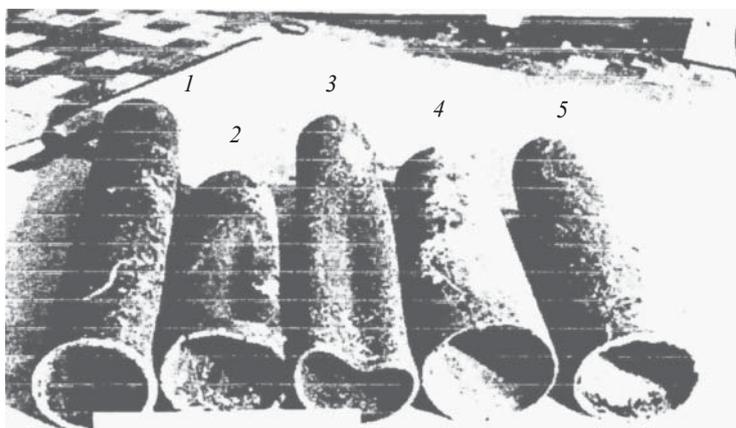


Рис. 2. Характерные повреждения замораживающей трубы:  
1 – продольная трещина; 2,3 – смятие; 4 – нерегулярное деформирование; 5 – оваллизация

установить, какой вид деформации получила та или иная труба, так как замораживающие трубы извлекаются лишь в редких случаях. На (рис. 1) приведена схема характерного повреждения замораживающей колонки в виде среза со смещением, после чего происходит смещение трубы в горизонтальной плоскости. Смещения частей замораживающих труб при разрыве и срезе бывают настолько большими (до 100 мм), что не позволяют опустить в замораживающую колонку трубу меньшего диаметра. При этом из труб выходит охлаждающий рассол в замороженные горные породы, что может привести к размораживанию пород.

Деформации и повреждения колонок могут быть представлены как простыми трещинами, так и смятием или сплющиванием, иногда на три четверти диаметра трубы без разрыва сплошности. При такой деформации колонки могут быть смяты и питающие трубы, в результате чего нарушается нормальная циркуляция охлаждающего рассола, а при смятии с трещинами – выход рассола в породный массив. Размеры вмятин колеблются по глубине 7 – 58 мм, по длине 440 – 530 по ширине 85 – 120.

В большинстве случаев повреждения извлечённых замораживающих колонок находятся в местах соединения труб. Все они носят характер разрыва или среза с разрывом трубы по нитке резьбы и торца муфты. Поперечные смещения разорванных концов труб во всех случаях были ориентированы в направлении ствола. Продольное смещение этих концов труб от торцов муфт в одном случае со-

ставило 12 мм, а во всех других не превышало 5 мм. В одном из новых случаев повреждений обнаружено продольное смещение до 35 мм. Поперечные смещения достигали 35 – 50 мм. Из осмотренных 11 повреждений 10 произошли в соединениях муфт с трубами, которые выполняются на муфтонавёрточных станках. Отсюда многие авторы делали вывод, что наиболее напряжённым местом колонки является поперечное сечение по нитке резьбы трубы у торца муфты, в частности, в месте заводского соединения муфты с трубой, и что на колонку действуют поперечные срезающие и продольные растягивающие усилия.

Причинами возникновения повреждений в виде разрыва и среза труб в работе [2] называются следующие: деформирование пород и недостаточная прочность труб в скважинах; режим замораживания пород; отклонение скважин от вертикали; производство буровзрывных работ в непосредственной близости от колонки. В работе [1] указывается, что в глинах произошло до 85,5 % всех повреждений указанного вида (130 случаев из 152), из них 49 % – на контактах с более устойчивыми породами, в том числе и с замороженными песками. В крепких и устойчивых породах (песчаниках, известняках, доломитах и др.) – менее 10 % повреждений. Эти данные показывают преимущественное влияние деформации пород, в частности глин, и особенно на контактах их с более устойчивыми породами. Повреждения колонок в крепких, практически не деформирующихся породах говорят о том, что на колонки действуют значительные продольные усилия, достигающие величин разрушающих усилий.

По имеющимся материалам отмечаются некоторые особенности проявлений деформаций пород в связи с повреждениями колонок:

- Нарушения структуры пород на обнажённой поверхности – развитие мелкой трещиноватости, слоистости, частичное разрыхление на глубину до 25 – 30 см от поверхности. Наблюдаются в бурых углях, плотных глинах и мергелях в замороженном состоянии. Перемещения стен ствола до 50 – 70 мм. При этих деформациях произошло 23,7 % повреждений колонок (27 случаев из 114).

- Плавное развитие – вспучивание – на заходках ствола. Наблюдается во всех пластических породах в талом и замороженном состоянии. Перемещения стен ствола достигают 300 мм (стволы ЗЖРК № 1); вспучивание забоя в некоторых случаях достигает 1100 мм (ствол В). При этих деформациях произошло 56,9 % повреждений; из них 35 % при пучении только стен ствола и 21,9 % при пучении только забоя ствола или стен и забоя ствола одновременно.

- Внезапное и кратковременное проявление деформаций (19,4 % повреждений) с большими перемещениями пород, образованием крупных

трещин и отслоений – вывалов. Отмечены такие деформации в талых и слабозамороженных глинах на стволах: ЗЖРК № 1, клетевом шахты № 8 в Шурабе (Польша). Предварительные признаки таких деформаций до момента проявления их на заходках практически отсутствуют. Наличие в последнем случае деформаций от производства буровзрывных работ в непосредственной близости от колонки не отмечается, хотя именно они наиболее опасны для колонок.

Известно, что уменьшение высоты заходки является одной из действенных мер ограничения пластических деформаций незакрепленных стен ствола, повышения устойчивости ледопородного ограждения. Однако при этом следует учитывать деформации (а не смещения) самих замораживающих колонок. Для установления оптимальной высоты заходов необходимо указать на работы, помещённые в сборнике [3].

Замораживание пород глубже 200 м в определённых геологических условиях по технико-экономическим соображениям осуществляется зональным способом. Однако обстоятельства повреждения колонок на этих объектах свидетельствуют о серьёзных технологических недостатках при использовании этой схемы.

Изучение режима замораживания пород позволило установить следующие общие явления:

- повреждения колонок произошли после перехода на замораживание пород вторых и последующих зон при неизменном, как правило, направлении циркуляции рассола в колонках – подаче по питающим трубам к нижним границам зон;

- почти все повреждения колонок произошли после резких изменений температур циркулирующего рассола, вызванных изменением числа работающих агрегатов или полными остановками замораживающих станций, отключением части колонок и, особенно, переходом на замораживание новых зон пород или на новый низкотемпературный режим работы (с двухступенчатым сжатием аммиака);

- повреждения колонок обнаруживались по выходу рассола в ствол спустя 2 – 5 суток после указанных резких изменений в режиме замораживания.

Отмеченная закономерность повреждений объясняется наличием температурных напряжений в трубах колонок, когда последние прихватываются замерзающими породами на разных участках длины и не могут свободно укорачиваться при дальнейшем понижении температуры рассола [2].

На ряде объектов отклонения скважин от вертикали оказывают влияние на повреждения колонок. Известно [2], что до 85 % колонок, отклонившихся к стволу, получают повреждения.

Необходимо отметить, что во всех перечисленных случаях для разработки пород в забое применялся буровзрывной способ.

Причинами возникновения повреждений в форме потери устойчивости труб с образованием в них вмятин характерной U-образной формы для различных условий нагружения приведены в работе [4].

На рис. 3 показаны характерные для потери устойчивости труб зависимости внешней нагрузки от их деформации. С целью выяснения механизма распространения вмятины по длине трубы в работе [4] численно исследовалось поведение нагруженного внешним давлением тонкого упругопластического кольца. Было установлено, что при посткритическом деформировании, вследствие пластичности материала труб, при увеличении давления перемещения уменьшаются.

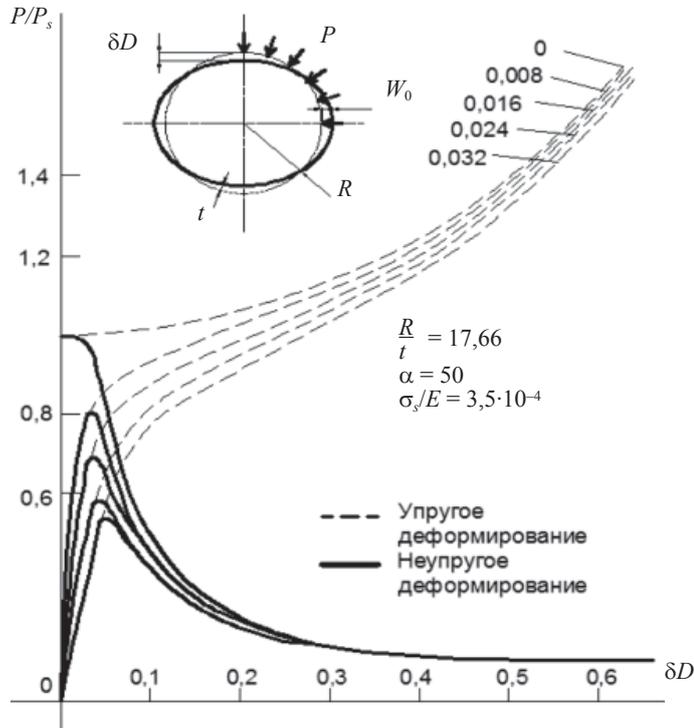


Рис. 3. Посткритическое поведение сечения трубы, нагруженной внешним давлением:

$P$  – внешнее давление,  $P_c$  – критическое давление,  $D$  – диаметр,  $t$  – толщина,  $R$  – радиус,  $W_0$  – начальное отклонение формы сечения от круговой,  $E$  – модуль упругости,  $(\delta_s)$  – предел текучести стали

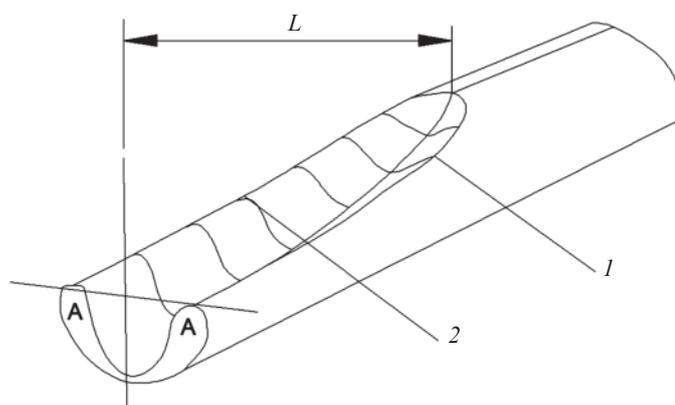


Рис. 4. Эскиз повреждения трубы:  
1 – главная продольная полоса, 2 – линия перегиба

Особенный интерес вызывает вопрос влияния затрубного пространства из смеси замороженного бурового раствора и воды на возможность потери устойчивости замораживающей колонки. Интерес представляет также возможность образования трещин с учётом «охрупчивания» стали при отрицательных температурах и динамических нагрузках по главной продольной полосе и по линии перегиба (рис. 4).

Все описываемые аварии на Верхнекамском калийном месторождении с разрывом колонок происходили при применении буровзрывного способа проходки, при этом разрывы колонок происходили на контакте пропластков гипса с мергелем, глины и песка и т. д. В монолитном породном массиве буровзрывные работы не вызывали разрыва колонок.

В работе [1] приведены данные о проходке стволов способом искусственного замораживания на трёх стволах Яковлевского рудника КМА, сооружённых в водоносных неустойчивых породах. Рудное тело – железная руда – залегает на глубине около 720 м. Обводнённые и неустойчивые покровные горные породы, представленные песками, глинами, мелом и мергелем, залегают на глубине 570 – 585 м. Ниже находятся коренные породы, в верхней части сильно выветрелые, частью разрушенные, малоустойчивые. Два ствола – скиповой № 1 и клетевой № 2 – располагались на одной строительной площадке, а третий – северный вентиляционный – на фланге.

Применение буровзрывных работ никак не проявлялось ни при проходке по известковистым мергелям крепостью по шкале Протодяконо-

ва до 4 в замороженном состоянии, ни при проходке в мелах, и только на контакте полностью промороженных песков с галькой и вязкой глиной 3 сентября 1978 г. на глубине 309 м произошел срез сразу 6 колонок. При следующем взрыве вышло из строя еще две колонки на глубине 311 м. Затем на глубине 375,6 и 376,5 м вышло из строя 3 колонки, потом на глубине 406 м – еще 2 колонки. С выходом из строя пятнадцати колонок внутреннего ряда (из общего количества по проекту 34 колонки) внутренний ряд практически перестал существовать и его отключили, перейдя на замораживающие колонки наружного ряда по диаметру 19 м. Буровзрывные работы продолжались, но колонки наружного ряда при этом не разрушались. Объяснение причин описанного явления в технической литературе отсутствует.

Возникает вопрос, почему в одинаковых условиях деформировались не все замораживающие трубы. На этот счёт автором работы [2] приведены следующие соображения:

- неодинаковое качество материала замораживающих труб в различных замораживающих колонках;
- низкий предел прочности малоувлажнённых глин даже в замороженном состоянии;
- присутствие в геологическом разрезе глин с высокой молекулярной влагоёмкостью, замерзающей лишь при температуре  $-78\text{ }^{\circ}\text{C}$ ;
- искусственное увлажнение глин во время бурения замораживающих скважин, благодаря чему в районе таких скважин предел прочности замороженной глины повысился;
- благодаря сближению замораживающих скважин площадь давления, приходящаяся на одну замораживающую трубу, а следовательно, и внешнее давление на неё оказываются меньше, чем на других участках.

Рассмотрим состояние расчётных методов прогнозирования прочности и устойчивости замораживающих труб. В последнее время расчёт замораживающих колонок большой длины производился на действие различных нагрузок с учётом их спуска в скважину и периода эксплуатации. Исследования А.А. Гайворонского, Т.Е. Еременко, Л.Б. Измайлова, Ю.М. Либермана, В.А. Панькина и др. были посвящены расчётам несущей способности труб на разрыв, срез и смятие. При этом учитывалось, что в материале труб возникают напряжения растяжения, сжатия и изгиба, оказывающие влияние на прочность труб. Расчёты проводились на действие собственного веса труб с заключённой в них жидкостью, на теряемый вес в буровом растворе, на наличие трения наружной поверхности труб о глинистый раствор, находящийся в скважине, на наличие температурного воздействия и действия окружающего породного массива, натяжения при свинчивании труб. Особое внима-

ние уделялось прочности нарезанной части колонн при резьбовом соединении (муфтовом или безмуфтовом). Однако учет параметров соединений на изгиб при определении изгибающих моментов по длине колонны не проводился.

При определении деформации замораживающих труб не учитывалось наличие контакта пород с различными физико-механическими свойствами, выходящего на незакрепленную заходку ствола.

В расчётах предполагается смерзание трубы с заглубным слоем из замороженной смеси вода – буровой раствор. При этом полагается, что смерзание происходит не по всей длине трубы, а только на некоторых ее участках. Оценки физико-механических характеристик заглубного слоя в литературе не приводятся, поэтому его влияние на напряжённо-деформированное состояние труб не проводилось.

Не известны результаты работ по оценке влияния морозного пучения на формирование напряжённо-деформированного состояния в системе ледопородное ограждение – замораживающая труба.

Напряжения растяжения, возникающие в верхней части колонны замораживающих труб при опускании в скважину без учёта сил трения, вычисляются по формуле

$$\sigma_p = \frac{0,8H \left( gk + 0,78D_b^2\gamma_{ж} - 0,785D_n^2\gamma_p \right)}{F_0} \cdot 10^{-3}, \text{ МПа}, \quad (1)$$

где  $F_0 = \pi D\delta$ ,  $D_n$  – диаметр по впадине трубы, м;  $D_b$  – внутренний диаметр трубы, м;  $D$  – средний диаметр трубы в нарезанной части,

$D = \frac{D_n - D_b}{2}$ ;  $\delta$  – толщина стенки трубы во впадине нарезки,

$\delta = \frac{D_n - D_b}{2}$ ;  $H$  – высота колонны замораживающих труб, м;  $g$  –

удельная масса замораживающих труб, кН/м;  $k$  – коэффициент, учитывающий массу соединений труб ( $k = 1,1$ );  $\gamma_{ж}$  – плотность раствора хлористого кальция, кН/м<sup>3</sup> ( $\gamma_{ж} = 12,75$ );  $\gamma_p$  – плотность глинистого раствора ( $\gamma_p = 11,8 \div 12,75$  кН/м<sup>3</sup>).

Напряжения, возникающие в теле трубы, не нарушенной нарезкой, с учётом сил трения

$$\sigma_p = \frac{0,8H \left[ \left( gk + 0,785D_b^2\gamma_{ж} \right) - D_n^2\gamma_p \right]}{F} \cdot 10^{-3}, \text{ МПа}, \quad (2)$$

где  $F$  – площадь кольцевого поперечного сечения тела трубы,  $\text{м}^2$ ,

$$F = \pi dt, \text{ здесь } t = \frac{D_{\text{н}} - D_{\text{вн}}}{2} - \text{толщина стенки трубы.}$$

При опускании колонна замораживающих труб будет удлиняться под действием собственного веса пока не достигнет дна скважины. Максимальное приращение длины  $\Delta l$  получится тогда, когда башмак замораживающей трубы будет находиться над забоем скважины. Абсолютное удлинение замораживающей трубы (см)

$$\Delta l_{\text{max}} = \frac{0,08H^2 (gk + 0,785D_b^2\gamma_{\text{ж}} - D_{\text{н}}^2\gamma_{\text{п}})}{E \cdot 0,785(D_{\text{н}}^2 - D_b^2)}, \quad (3)$$

где  $E$  – модуль упругости материала замораживающих труб (для стали  $E = 2,1 \cdot 10^5$  МПа);  $F$  – площадь кольцевого поперечного сечения тела замораживающей трубы,  $\text{м}^2$ .

Например, для труб размером 146/8 и глубине замораживания 500 м удлинение колонны составит 15 см.

В период эксплуатации замораживающие трубы неоднократно подвергаются температурному воздействию. Температура замораживающих труб на поверхности ( $T_0$ ) может достигать  $+30$  °С и более в летнее время и  $-30$  °С и ниже – в зимнее. После спуска в скважину температура труб повысится до температуры горных пород ( $T_{\text{п}}$ ) на конечной глубине скважины. В результате нагревания высота колонны  $H$  удлинится на величину

$$\Delta l = H\alpha (T_{\text{п}} - T_0), \quad (4)$$

где  $\alpha$  – коэффициент линейного расширения стали ( $\alpha = 1,17 \cdot 10^{-5}$   $1/^\circ\text{C}$ ).

В процессе замораживания первоначальная температура  $T_{\text{п}}$  колонны замораживающих труб понизится до температуры  $T_{\text{р}}$  охлаждающего рассола. В результате охлаждения высота колонны труб сократится, а в материале труб в условиях зажатия в некоторых местах возникнут напряжения растяжения. Сокращение длины колонны замораживающих труб в зависимости от температурных условий определяют по равенству (4).

Температуру  $-20$  °С охлаждающий рассол принимает через 7 – 10 суток после начала замораживания. При охлаждении замораживающей трубы на  $1$  °С абсолютное укорочение трубы длиной 1 м составит

$$\Delta l = 5 \cdot 10^2 \cdot 1,17 \cdot 10^{-5} [40 - (-60)] = 58,5 \text{ см.}$$

После начала замораживания трубы примерзают к окружающим их горным породам и теряют подвижность, т. е. возможность перемещаться вдоль своей оси. Вследствие этого в материале труб возникает напряжение растяжения  $\sigma_p$ . Согласно закону Гука

$$\sigma_p = E\Delta l_0 = E\alpha (T_n - T_p). \quad (5)$$

Для данных, приведенных выше, будем иметь

$$\sigma_p = 2,1 \cdot 10^5 \cdot 1,17 \cdot 10^{-5} [40 - (-60)] = 245,7 \text{ МПа.}$$

В нормальных условиях работы замораживающей колонки в ней находится холодоноситель – охлаждающий рассол, а до начала процесса замораживания в затрубном пространстве находится смесь глинистого раствора и подземной воды. В таком случае внутреннее давление в колонке и внешнее давление в затрубном пространстве более или менее уравниваются – в зависимости от плотностей холодоносителя и указанной смеси. Однако в практике встречаются случаи, когда такое равновесие нарушается, например при медленном или внезапном понижении уровня жидкости в затрубном пространстве – при «уходе» глинистого раствора в карстовые пустоты. Вследствие этого внутреннее давление  $p_1$  охлаждающего рассола в замораживающих трубах на больших глубинах может вызвать деформацию труб. Рабочее давление охлаждающего рассола в замораживающих трубах

$$p_1 = p + \gamma_p H \cdot 10^{-3}, \text{ МПа,} \quad (6)$$

где  $p$  – давление в трубах, вызываемое рассольными насосами, МПа;  $H$  – высота колонки замораживающих труб, м;  $\gamma_p$  – удельный вес рассола, кН/м<sup>3</sup>. Например, на глубине 500 м и для  $\gamma_p = 12,6$  кН/м<sup>3</sup> давление рассола в замораживающей колонке составит  $p = 0,94 + 12,6 \cdot 500 \cdot 10^3 = 7,24$  МПа.

На практике известны случаи, когда охлаждающий рассол в замораживающей трубе отсутствует, например при выходе его из поврежденной замораживающей трубы или при откачке его из труб для производства ремонтных работ. При этом замораживающие трубы подвергаются смятию от внешнего гидростатического давления, давления неустойчивых пород или пород, склонных к пучению. При большой высоте и низком уровне охлаждающего рассола в колонках замораживающих труб при их спуске они могут быть смяты внешним гидростатическим давлением. На прочность круглые тру-

бы рассчитываются по формуле Ляме, для тонкостенных труб внешнее критическое давление равно  $p_0 = 2\mu\sigma_r$ , где  $\mu$  – отношение толщины стенки трубы к её диаметру;  $\sigma_r$  – предел текучести материала труб.

Таким образом, критическое давление из условия устойчивости формы зависит от размеров труб и не зависит от механических свойств материала, так как модуль упругости и коэффициент Пуассона остаются практически постоянными для всех сталей.

Институтами ВНИТИ и ВНИИОМШС были разработаны специальные трубы замораживающих колонок (ТЗК). В отличие от труб по ГОСТ 632-57, трубы ТЗК имеют безмуфтовые резьбовые соединения, выполненные в виде конуса, изготовлены из углеродистой стали с термической обработкой. Они выдерживают давление до 20 МПа. Однако даже эти трубы не обеспечивают достаточной надёжности замораживающих колонок, так как и при их использовании фиксируются разрывы. Принимались меры по улучшению эксплуатационных свойств труб, было разработано несколько модификаций: ТЕК-2, ТЗК-ОПМ. Наиболее совершенную конструкцию представляют собой трубы ТЗК-НК. Несмотря на улучшенные технологические свойства труб, вопрос о причинах нарушений замораживающих колонок требует дальнейшего исследования.

Можно заключить, что при прогнозировании поведения замораживающих колонок в ледопородном массиве необходимо учитывать разброс значений физико-механических свойств мёрзлых пород, свойств стали замораживающих труб, а также параметров взрывных нагрузок.

Проведённые исследования по использованию БВР при проходке стволов способом искусственного замораживания не дают достаточного представления о характере воздействия взрывов на герметичность замораживающих колонок. В связи с этим необходимо провести исследование количественных зависимостей, отражающих воздействие взрывных нагрузок на замораживающие колонки.

В проанализированной ранее литературе делаются следующие выводы:

- на сегодня остается открытым вопрос о характере воздействия БВР (в особенности на контактах пород с различными физико-механическими свойствами) на замораживающие колонки как в части образования повреждений в виде разрыва и среза, так и потери устойчивости замораживающих труб с сохранением сплошности или с образованием в них продольных трещин;
- учитывая возможность развития значительных напряжений в ледопородном ограждении при морозном пучении пород, существу-

ет необходимость оценки его воздействия на замораживающие трубы;

- для решения задачи сохранения целостности замораживающих колонок необходимы рекомендации по совершенствованию проектирования и изготовления замораживающих труб, а также технологических мероприятий по сооружению стволов.

Организация ОШК «Союзспецстрой» для исключения возможности разрушения замораживающих колонок под воздействием взрывных работ предлагает альтернативный метод разрушения мерзлых пород в забое ствола – применение механизированного комплекса на основе существующих породоразрушающих органов горных комбайнов.

#### Литература

1. *Панькин В.А.* Повреждения замораживающих колонок при проходке стволов способом замораживания / В.А. Панькин // Труды / ВНИИОМШС. – № 17. – М.: Недра, 1966. – С. 46 – 62.
2. *Трупак Н.Г.* Замораживание пород при сооружении вертикальных шахтных стволов / Н.Г. Трупак. – М.: Недра, 1983. – 272 с.
3. Прочность и ползучесть мерзлых грунтов и расчеты ледогрунтовых ограждений / С.С. Вялов и др. – М.: Изд-во АН СССР, 1962. – 256 с.
4. *Ямамото Й.* Устойчивость ограниченной снаружи жесткой стенки цилиндрической оболочки при действии внешнего давления / Й. Ямамото, Н. Мацубара // Потеря устойчивости и выпучивание конструкций: теория и практика: пер. с англ. / под ред. Дж. Томпсона и Дж. Ханта; Э.И. Григолюка. – М.: Наука, 1991. – 424 с.
5. *Федюкин В.А.* Проходка стволов шахт способом замораживания / В.А. Федюкин. – М.: Недра, 1988. – 306 с.

УДК 622.271.45:624.131.537/.543

### ВЕРОЯТНОСТНО-СТАТИСТИЧЕСКАЯ ОЦЕНКА ВЛИЯНИЯ РАЗБРОСА ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИХ СВОЙСТВ ПОРОД ОСНОВАНИЙ НА УСТОЙЧИВОСТЬ ОТВАЛОВ КАРЬЕРА ВОСТОЧНЫЙ

*В.И. Спирин*

Факторы, влияющие на устойчивость отвалов, различны: сложное, слабо изученное залегание пород в основании; быстрота деформирования пород отвала; высокая скорость отсыпки отвала; большая высота и угол откоса яруса отвала; слабое основание отвала, т. е. сопротивление сдвигу у пород в основании от-

вала ниже, чем у вышележащих пород; породы в основании отвала имеют угол падения, сонаправленный с углом откоса яруса отвала; большая влажность пород основания отвала. В расчётах устойчивости большую роль играет полноценность и достоверность исходной информации.

В условиях карьера Восточный Олимпиадинского ГОКа не учтённые при проектировании отвальных сооружений факторы: слабое по геологическим оценкам и не изученное в инженерном отношении основание отвала; скопление снега на откосах в периоды остановки отсыпки – способствовали развитию оползневых явлений. После проведения инженерно-геологических изысканий в основании отвала Северный и в долине ручья Олимпиадинский, составлено геологическое описание грунтов и определены их физико-механические характеристики (табл. 1). Материал выветрелых коренных пород и дражных отвалов имеет угол внутреннего трения больше, чем отвальные массы, и является с точки зрения устойчивости отвалов твердым основанием. Породы типов I – III являются слабыми по отношению к отсыпаемым на них породам. Обратные расчёты по произошедшим оползням дают относительно близкие к лабораторным значения ( $\varphi = 22^\circ$ ,  $C = 1 \div 3$  т/м<sup>2</sup>), однако характеризуют лишь отдельные участки. Сравнение с данными по отвалам других месторождений [1] также показывает весьма близкие характеристики.

Таблица 1

**Физико-механические свойства пород оснований отвалов**

Литологический тип		Угол внутреннего трения $\varphi$ , град	Сцепление $C$ , МПа	Объёмный вес $\gamma$ , г/см <sup>3</sup>	Влажность $\omega_{\text{ср}}$ , %
I	Техногенные отложения	19,58 (12,73 – 28,06)	0,085 (0,01 – 0,159)	1,89 (1,84 – 1,98)	13,03 (8,45 – 14,33)
II	Аллювиально-делювиальные отложения	20,21 (15,8 – 26,79)	0,073 (0,022 – 0,245)	1,92 (1,79 – 2,03)	17,07 (11,21 – 28,19)
III	Элювиальные отложения	22,12 (14,16 – 27,16)	0,112 (0,043 – 0,288)	2,00 (1,89 – 2,12)	14,88 (8,85 – 27,23)
IV	Выветрелые коренные породы	32,85 (26,85 – 47,45)	0,060 (0 – 0,115)	1,97 (1,84 – 2,11)	23,24 (16,89 – 28,58)
V	Дражные отвалы	32,25	0,028	2,02	9,29

Анализ результатов испытания свойств слабых пород оснований (I – III) выявил значительный разброс значений внутри каждого литологического типа. Поскольку испытания проводились по одному из отвалов, встаёт вопрос об экстраполяции полученных свойств на большую площадь. С одной стороны, принятие средних значений свойств в качестве расчётных может повлечь дальнейшее развитие деформаций на отдельных участках при формировании отвалов, с другой – занижение расчётных значений путём повышения коэффициента запаса устойчивости может оказаться неоправданным по технико-экономическим соображениям. Для принятия оптимального решения сделана попытка провести вероятностно-статистический анализ с целью оценки величины риска при выборе расчётных значений прочностных характеристик.

Методы проведения анализа риска для опасных производственных объектов могут быть различными, и в общих чертах они описаны в [2]. Согласно одному из методов (анализ видов и последствий отказов), в зависимости от вероятности и уровня критичности возможных нежелательных событий определяются рекомендации по безопасности. Так, деформирование отвала Северный – единичный случай за 10-летний период работы карьера, статистическая вероятность возникновения события составляет  $10^{-1} - 10^{-2}$ , поэтому в целом отвалы карьера Восточный попадают в категории критичности, где желателен детальный мониторинг, требуются особые меры безопасности.

С учётом проектной высоты отвалов ОГОКа и мощности слабого слоя в основании, которая составляет порядка 5 %, установлен наиболее вероятный тип деформаций – подошвенный оползень. Уклоны оснований на отдельных участках сонаправлены с откосами и находятся в пределах  $8^\circ$ . При обосновании оптимальных параметров отвалов, кроме значительного разброса прочностных свойств оснований, необходимо учитывать, что местами породы оснований сильно обводнены. Другие геомеханические параметры к расчетам отвалов ( $C$ ,  $\varphi$ ,  $\gamma$ ,  $\alpha$ ) можно считать в определённой степени достоверными исходными данными.

Влияние свойств слабых пород основания на устойчивость отвала может быть оценено по предельной высоте яруса отвала, формируемого на данном основании. Однако, ввиду отсутствия данных о распределении свойств оснований по площади и значительного разброса их опытных значений, принятие расчётных характеристик  $C'$  и  $\varphi'$  по средним значениям связано с известным риском.

Подход к решению задачи определения уровня риска при формировании отвала определённой высоты осуществлён в предполо-

Таблица 2

**Статистическая оценка разброса свойств  $C'$  и  $\varphi'$   
по литологическим типам I – III**

Величина	Число опытных значений $n$	Усреднённое значение $M_x$	Размах $R$	Среднеквадратическое отклонение $\sigma$	Коэффициент вариации $K_v$
$C'$	22	6,5	13,8	3,8	59
$\varphi'$	26	20,6	15,6	4,6	22

жении, что случайные величины  $C'$  и  $\varphi'$  независимы и подчиняются закону нормального распределения. Подобное определение описано в [3]. На основании того, что литологические типы оснований I – III, распространяющиеся до коренных пород, незначительно различаются между собой по физико-механическим характеристикам, но наблюдается значительный разброс свойств внутри каждого типа пород, прочностные их свойства проанализированы в комплексе (табл. 2).

С помощью статистических законов о вероятностях и распределениях величин осуществлена оценка исходных данных с целью поиска ответа на вопрос, в какой степени разброс свойств пород оснований может повлиять на устойчивое состояние отвалов.

Вероятность события  $A$  определяется формулой

$$P(A) = m/n, \quad (1)$$

где  $m$  – число элементарных исходов, благоприятствующих  $A$ ;  $n$  – число всех возможных элементарных исходов испытания.

Вероятность совместного появления нескольких событий, не зависящих в совокупности, равна произведению вероятностей этих событий

$$P(A_1 A_2 \dots A_n) = P(A_1) P(A_2) \dots P(A_n). \quad (2)$$

Поэтому вероятность попадания одного параметра в заданный интервал сравнивается со всей совокупностью выборки и возникновение определённого сочетания свойств  $C'$  и  $\varphi'$  является произведением вероятностей возникновения каждого из них.

$$P(C', \varphi') = P(C') P(\varphi'). \quad (3)$$

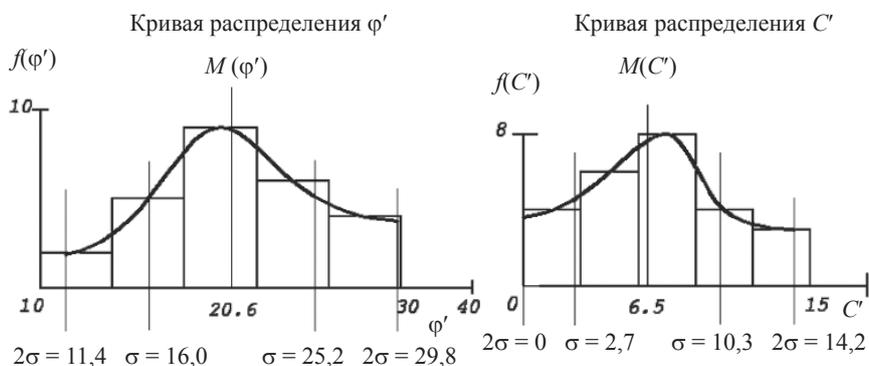


Рис. 1. Графики распределения паспортных свойств пород оснований отвалов, по результатам испытаний

Упорядочив единичные определения  $C'$  и  $\varphi'$  и сгруппировав в интервальные вариационные ряды, получим эмпирические гистограммы их распределений (рис. 1).

Для прогнозирования исследуемых значений относительные частоты на оси ординат заменены вероятностями. Полученные распределения близки к нормальному распределению случайной величины, функция плотности вероятности которой

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-M_x)^2}{2\sigma^2}}. \quad (4)$$

Данное распределение определяется двумя параметрами:  $M_x$  и  $\sigma$ , где  $M_x$  – математическое ожидание,  $\sigma$  – среднеквадратическое отклонение.

Геометрический смысл графика плотности вероятности состоит в следующем: вероятность того, что непрерывная случайная величина примет значение, принадлежащее интервалу  $(a, b)$ , равна площади криволинейной трапеции, ограниченной осью  $OX$ , кривой распределения  $f(x)$  и прямыми  $x = a$  и  $x = b$ .

$$P(x \in [a; b]) = S_{a,b} = \int_a^b f(x) dx. \quad (5)$$

В то же время вероятность попадания случайной величины в площадь, ограниченную нормальной кривой и осью  $OX$ , равна

100 %, поэтому вероятность попадания в площадь, ограниченную отрезками  $a, b$ ,

$$P(x \in [a; b]) = \frac{S_{a,b}}{S_{\text{общ}}} \cdot 100 \% \quad (6)$$

Опытные значения  $C'$  и  $\varphi'$  попадают в доверительный интервал  $\pm 2\sigma$ , поэтому условно будем считать 100 %-ной вероятностью попадания случайных величин в площадь на этом интервале.

Поскольку на устойчивую высоту отвалов влияют различные предельные сочетания  $C'$  и  $\varphi'$  при прочих условно постоянных параметрах, задача вероятностного анализа  $H_{\text{пред}}$  сводится к решению систем двух случайных величин. Двумерная величина геометрически определяется случайной точкой на плоскости [4]. Законом распределения вероятностей двумерной случайной величины называют соответствие между возможными значениями и их вероятностями.

Из результатов расчётов отвалов Олимпиадинского ГОКа подобраны различные сочетания значений  $C'$  и  $\varphi'$ , определяющие предельную высоту отвалов 50, 70, 100 м и с углами наклона оснований  $0 - 6^\circ$  (рис. 2). Отдельные точки предельных сочетаний  $C'_{\text{пред}}$  и  $\varphi'_{\text{пред}}$  соединены в линии, которые имеют сложную форму, и для упрощения аппроксимированы прямой. В основе расчётов лежал метод многоугольника сил. Расчётные параметры:  $C = 4,48$ ,  $\varphi = 30,28$ ,  $\gamma = 2,18$ ,  $\alpha = 37^\circ$ ,  $n = 1,2$ , тип деформирования – подошвенный оползень.

На графиках штриховкой отмечена область неустойчивого состояния. Она характеризует состояние отвала с коэффициентом запаса меньше нормативного – 1,2. В табл. 3 приведены упрощённые линейные зависимости между  $C'$  и  $\varphi'$  для предельных значений устойчивой высоты отвалов.

Задача по установлению риска деформирования по слабому контакту сводится к нахождению вероятности попадания  $C'$  и  $\varphi'$  в область неустойчивого состояния на диаграммах. Однако по площади диаграмм  $\varphi'(C')$  плотность вероятности распределена неравномерно и наибольшая плотность образования сочетаний свойств находится вблизи математического ожидания  $M_C$  и  $M_\varphi$ , снижаясь к периферии. Для нахождения плотности вероятности образования таких сочетаний необходим переход от частных функций плотности распределений  $f(C')$  и  $f(\varphi')$  к двумерной функции  $f(C', \varphi')$ . Функция распределения вероятностей двумерной случайной величины определяет для каждой пары значений  $(C' \text{ и } \varphi')$  вероятность того, что  $C' < C'_{\text{пред}}$  и при этом  $\varphi' < \varphi'_{\text{пред}}$

$$F(C'_{\text{пред}}, \varphi'_{\text{пред}}) = P(C' < C'_{\text{пред}} \text{ и } \varphi' < \varphi'_{\text{пред}}) \quad (7)$$

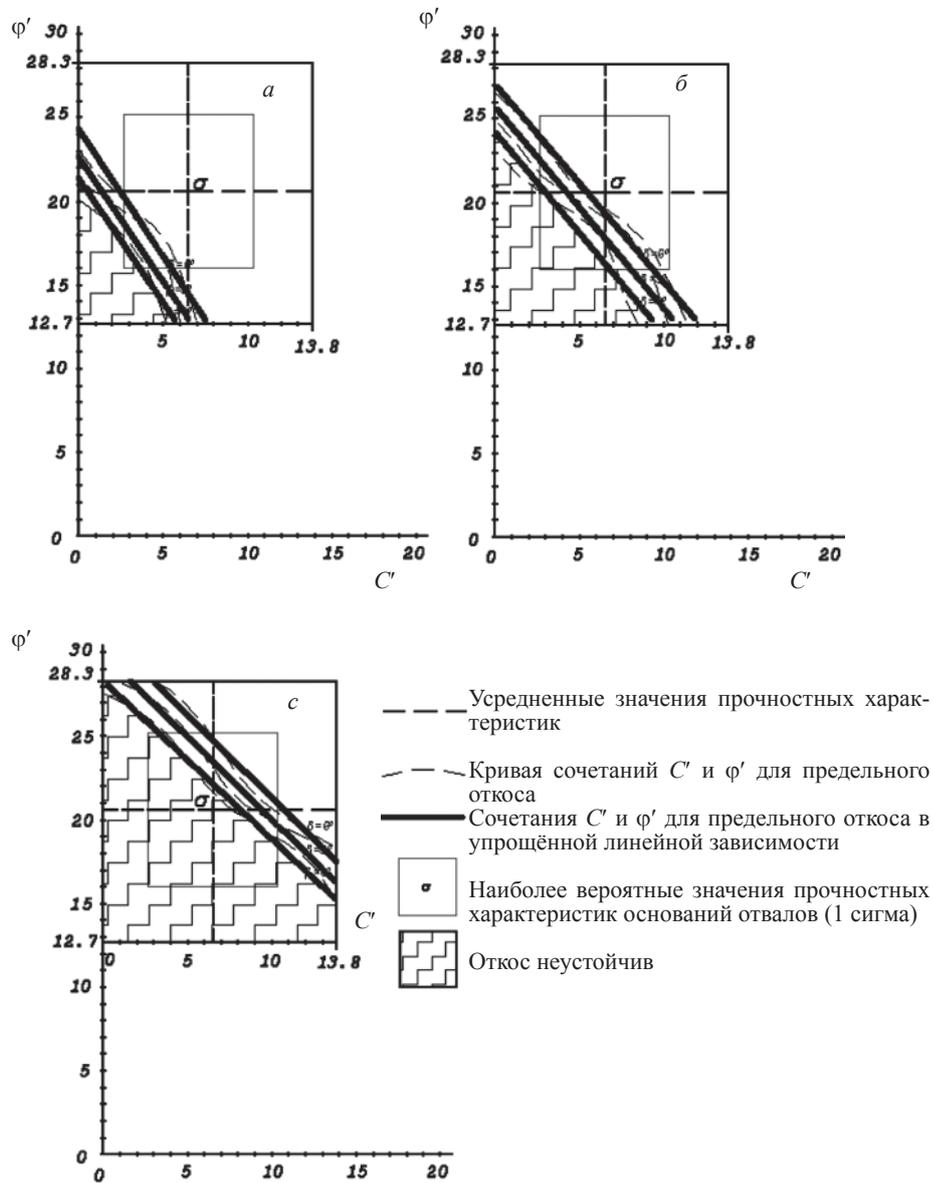


Рис. 2. Графики зависимостей прочностных характеристик оснований для устойчивых 50-, 70- и 100-метровых отвалов при  $n = 1,2$

Таблица 3

**Зависимости  $\varphi'(C')$ , характеризующие предельно устойчивое состояние при заданных  $H$  и  $\beta$**

$H, \text{ м}$	$\beta = 0^\circ$	$\beta = 3^\circ$	$\beta = 6^\circ$
50	$\varphi' = -1,5C' + 21,4$	$\varphi' = -1,5C' + 22,7$	$\varphi' = -1,5C' + 24,3$
70	$\varphi' = -1,2C' + 24,2$	$\varphi' = -1,2C' + 25,7$	$\varphi' = -1,2C' + 27,1$
100	$\varphi' = -C' + 28,3$	$\varphi' = -C' + 29,9$	$\varphi' = -C' + 31,4$

Геометрически это значит, что  $F(C', \varphi')$  – это вероятность, с которой случайные значения  $C'$  и  $\varphi'$  окажутся в заштрихованной области на диаграммах рис. 2.

На основании графиков (рис. 1) и формул (1), (2) объединим плотности распределения вероятностей  $f(C')$  и  $f(\varphi')$  в двумерную систему. Двумерной плотностью вероятности является вторая смешанная производная от функции распределения

$$f(x, y) = \frac{\partial^2 F(x, y)}{\partial x \partial y}. \quad (8)$$

Данная функция характеризует поверхность фигуры (рис. 3), где в нашем случае вместо  $x, y$  –  $C', \varphi'$ . При этом общая плотность вероятности двумерной случайной величины равна 1.

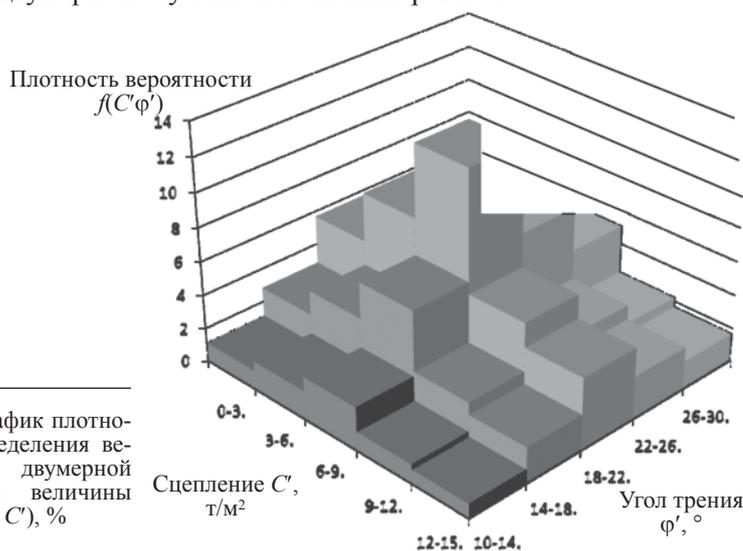


Рис. 3. График плотности распределения вероятности двумерной случайной величины  $f(\varphi', C')$ , %

Таблица 4

**Плотность распределения вероятности двумерной величины, %**

φ', град	C', т/м <sup>2</sup>				
	0 – 3	3 – 6	6 – 9	9 – 12	12 – 15
26 – 30	2	3	5	2	2
22 – 26	3	5	8	3	3
18 – 22	6	9	13	6	4
14 – 18	3	4	6	3	2
10 – 14	1	2	3	1	1

Вероятность попадания случайной точки  $(X, Y)$  в некоторую область  $D$  определяется равенством:

$$P((X, Y) \in D) = \iint_D f(x, y) dx dy. \quad (9)$$

В то же время, по аналогии с формулой (6), вероятность можно рассчитать через объёмные тела, образуемые областью  $D$  и всей поверхностью  $f(x, y)$

$$P((X, Y) \in [D]) = \frac{V_D}{V_{\text{общ}}} \cdot 100 \%. \quad (10)$$

На рис. 3 и в табл. 4 приведены вероятности попадания  $C'$ ,  $\varphi'$  в поинтервально заданные области  $D$ .

Сопоставляя неустойчивые области откосов на графиках рис. 2 с распределениями плотностей вероятности (рис. 3, табл. 4), получили вероятность, с которой откос отвала может оказаться неустойчив с заданным коэффициентом запаса в результате значительного разброса свойств оснований.

Таким образом, для отвалов карьера Восточный установлено, что при отсыпке 50 – 70-метровых отвалов одним ярусом без детального исследования свойств оснований под ними, вероятность деформирования может составлять 8,6 – 22,9 %. В случае превышения риска разрушения откоса 16 %, в работе [5] рекомендовано увеличить объём инженерно-геологических исследований.

Сделана также попытка установить влияние влажности на прочностные характеристики пород оснований. Испытания пород проводились при естественной влажности образцов. В распределении

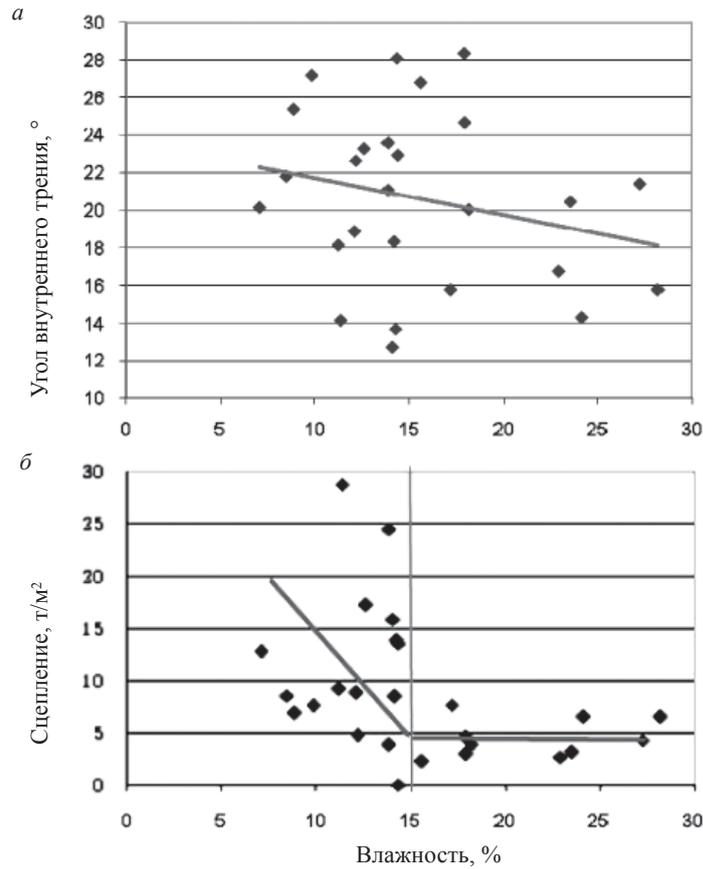


Рис. 4. Распределение влажности в зависимости от угла трения (а) и сцепления (б)

единичных значений угла трения от влажности корреляционная зависимость слабо убывает. Для сцепления при росте влажности до 15 % зависимость также убывающая с низкой степенью корреляции, и при влажности выше 15 % сцепление находится в диапазоне 2,2 – 7,7 т/м<sup>2</sup>. Следовательно, при обосновании расчётных характеристик на заведомо увлажнённых участках (заболоченные участки, долины ручьев) угол трения можно принимать без изменений, а сцепление целесообразно понизить по сравнению с принятым расчётным значением.

Рассчитанная величина риска при отсыпке высоких ярусов на слабое и слабо изученное основание несколько превышает принятый допустимый уровень – 16 %. Снижению рисков возникновения деформаций отвалов карьера Восточный при отсыпке высокими ярусами может способствовать дополнительное изучение свойств пород оснований на всей площади, либо отсыпка ярусов высотой до 60 м, что обеспечивает приемлемый уровень риска.

На обводненных и заболоченных участках величина сцепления в основании может снижаться до минимальных значений. При обосновании расчётных характеристик это необходимо принимать во внимание.

Следует также уделять внимание технологии отвалообразования и организовывать маркшейдерские наблюдения для контроля и предупреждения деформаций.

#### Литература

1. Правила обеспечения устойчивости откосов на угольных разрезах / ВНИМИ. – СПб., 1998. –
2. Методические указания по проведению анализа риска опасных промышленных объектов / Госгортехнадзор России. – М., 2001. – 25 с.
3. *Арсентьев А.И.* Принятие решений о параметрах карьера / А.И. Арсентьев. – Л.: ЛГИ, 1982. – 60 с.
4. *Гмурман В.Е.* Руководство к решению задач по теории вероятностей и математической статистике / В.Е. Гмурман. – М.: Высшая школа, 2004. – 407 с.
5. Временные методические указания по управлению устойчивостью бортов карьеров цветной металлургии / УНИПРОМЕДЬ. – М., 1989. – 25 с.

## СВЕДЕНИЯ ОБ АВТОРАХ

**Балек А.Е.**, доктор технических наук, ведущий научный сотрудник, Институт горного дела УрО РАН, г. Екатеринбург, Россия

**Боликов В.Е.**, доктор технических наук, профессор, Институт горного дела УрО РАН, г. Екатеринбург, Россия

**Бочаров М.В.**, конструктор, ООО «ГСК – Шахтпроект», г. Москва, Россия

**Бушков В.К.**, кандидат технических наук, доцент, заместитель заведующего лабораторией геомеханики и инженерных исследований, ЗАО «Золотодобывающая компания «Полюс», г. Красноярск, Россия

**Ведерников А.С.**, младший научный сотрудник, Институт горного дела УрО РАН, г. Екатеринбург, Россия

**Гладырь А.В.**, научный сотрудник, Институт горного дела ДВО РАН, г. Хабаровск, Россия

**Григорьев Д.В.**, младший научный сотрудник, Институт горного дела УрО РАН, г. Екатеринбург, Россия

**Гулак М.М.**, студент, НТУУ «КПИ», г. Киев, Украина

**Гуляев А.Н.**, старший научный сотрудник, Институт геофизики УрО РАН, г. Екатеринбург, Россия

**Гусев Н.Н.**, старший научный сотрудник, ФГУП ННЦ ГП ИГД им. А.А. Скочинского, г. Люберцы, Россия

**Далатказин Т.Ш.**, научный сотрудник, Институт горного дела УрО РАН, г. Екатеринбург, Россия

**Демин А.М.**, доктор технических наук, главный научный сотрудник, ВИНТИ РАН, г. Москва, Россия

**Джангулова Г.К.**, кандидат технических наук, старший научный сотрудник, Институт горного дела, г. Алматы, Казахстан

**Желтышева О.Д.**, аспирант, Институт горного дела УрО РАН, г. Екатеринбург, Россия

**Замятин А.Л.**, младший научный сотрудник, Институт горного дела УрО РАН, г. Екатеринбург, Россия

**Зубков А.В.**, доктор технических наук, главный научный сотрудник, Институт горного дела УрО РАН, г. Екатеринбург, Россия

**Климко В.К.**, заместитель главного инженера, Таштагольский филиал ОАО «Евразруда», г. Таштагол, Россия

**Кокишева Л.М.**, инженер, магистрант, Институт горного дела, г. Алматы, Казахстан

**Колчина М.Е.**, старший преподаватель кафедры геодезии и кадастров, Уральский государственный горный университет, г. Екатеринбург, Россия

**Липин Я.И.**, кандидат технических наук, старший научный сотрудник, Институт горного дела УрО РАН, г. Екатеринбург, Россия

**Ловчиков А.В.**, доктор технических наук, главный научный сотрудник, УРАН Горный институт Кольского научного центра РАН, г. Апатиты, Россия

**Лукьянов А.Е.**, кандидат геолого-минералогических наук, научный сотрудник, Уральский государственный горный университет, г. Екатеринбург, Россия

**Мани А.Д.Д.**, аспирант, НТУУ «КПИ», г. Киев, Украина

**Мельник В.В.**, кандидат технических наук, заведующий лабораторией, Институт горного дела УрО РАН, г. Екатеринбург, Россия

**Мирошников В.И.**, кандидат технических наук, старший научный сотрудник, Институт горного дела ДВО РАН, г. Хабаровск, Россия

**Мурин К.М.**, старший научный сотрудник, ФГУП ННЦ ГП ИГД им. А.А. Скочинского, г. Люберцы, Россия

**Норель Б.К.**, доктор технических наук, ведущий научный сотрудник, ФГУП ННЦ ГП ИГД им. А.А. Скочинского, г. Люберцы, Россия

**Нугманов К.Х.**, кандидат технических наук, старший научный сотрудник, заведующий лабораторией, Институт горного дела, г. Алматы, Казахстан

**Омиралин М.Н.**, научный сотрудник, Институт горного дела, г. Алматы, Казахстан

**Осипова А.Ю.**, младший научный сотрудник, Уральский государственный горный университет, г. Екатеринбург, Россия

**Паланкоев И.М.**, президент компании, ЗАО «Союзспецстрой», г. Москва, Россия

**Панжин А.А.**, кандидат технических наук, ученый секретарь, Институт горного дела УрО РАН, г. Екатеринбург, Россия

**Панжина Н.А.**, младший научный сотрудник, Институт горного дела УрО РАН, г. Екатеринбург, Россия

**Потапчук М.И.**, научный сотрудник, Институт горного дела ДВО РАН, г. Хабаровск, Россия

**Рассказов И.Ю.**, доктор технических наук, директор, Институт горного дела ДВО РАН, г. Хабаровск, Россия

**Ручкин В.И.**, научный сотрудник, Институт горного дела УрО РАН, г. Екатеринбург, Россия

**Рыбак С.А.**, младший научный сотрудник, Институт горного дела УрО РАН, г. Екатеринбург, Россия

**Самедов А.М.**, доктор технических наук, профессор, НТУУ «КПИ», г. Киев, Украина

**Сашурин А.Д.**, доктор технических наук, старший научный сотрудник, заведующий отделом, Институт горного дела УрО РАН, г. Екатеринбург, Россия

**Сидляр А.В.**, младший научный сотрудник, Институт горного дела ДВО РАН, г. Хабаровск, Россия

**Славиковская Ю.О.**, кандидат экономических наук, старший научный сотрудник, Институт горного дела УрО РАН, г. Екатеринбург, Россия

**Спирин В.И.**, инженер, ЗАО «Золотодобывающая компания «Полус», г. Красноярск

**Тагильцев С.Н.**, доктор технических наук, Уральский государственный горный университет, г. Екатеринбург, Россия

**Тулбаев К.К.**, доктор технических наук, заведующий отделом, Институт горного дела, г. Алматы, Казахстан

**Усанов С.В.**, кандидат технических наук, заведующий лабораторией, Институт горного дела УрО РАН, г. Екатеринбург, Россия

**Хачай О.А.**, доктор физико-математических наук, ведущий научный сотрудник, Институт геофизики УрО РАН, г. Екатеринбург, Россия

**Хачай О.Ю.**, кандидат физико-математических наук, Уральский государственный горный университет, г. Екатеринбург, Россия

**Чабдарова Ю.И.**, доктор технических наук, профессор, главный научный сотрудник, Институт горного дела, г. Алматы, Казахстан

**Шамганова Л.С.**, доктор технических наук, заведующий отделом, Институт горного дела, г. Алматы, Казахстан

**Шипеев О.В.**, кандидат технических наук, начальник участка, Таштагольский филиал ОАО «Евразруда», г. Таштагол, Россия

**Щапов В.А.**, аспирант, Институт геофизики УрО РАН, г. Екатеринбург, Россия

**СОДЕРЖАНИЕ**  
**ПРИРОДА И ЗАКОНОМЕРНОСТИ ФОРМИРОВАНИЯ**  
**НАПРЯЖЁННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ МАССИВА**  
**ГОРНЫХ ПОРОД В ЕСТЕСТВЕННЫХ УСЛОВИЯХ**

<b>Тагильцев С.Н.</b> Базовые понятия геомеханики – трение и деформация .....	3
<b>Хачай О.А., Хачай О.Ю., Клишко В.К., Шипеев О.В.</b> Пространственно-временные колебательные особенности синергетических свойств состояния удароопасного массива горных пород .....	12
<b>Мирошников В.И., Гладырь А.В.</b> Нелинейно упругие свойства горных пород с трещиноватой структурой .....	23
<b>Тагильцев С.Н., Лукьянов А.Е.</b> Геомеханическая роль тектонических разломов и закономерности их пространственного расположения .....	26
<b>Демин А.М., Норель Б.К., Мурин К.М., Гусев Н.Н.</b> Дополнительный физический параметр, характеризующий вид напряжённого состояния горных пород при объёмном нагружении.....	39
<b>Тагильцев С.Н., Осипова А.Ю., Лукьянов А.Е.</b> Комплексирование геологических и техногенных признаков для выявления ориентировки главных напряжений.....	44

**НАПРЯЖЁННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ МАССИВА**  
**ГОРНЫХ ПОРОД В ОБЛАСТЯХ ВЛИЯНИЯ ТЕХНОГЕННОЙ**  
**ДЕЯТЕЛЬНОСТИ**

<b>Ловчиков А.В.</b> Возбуждённая сейсмичность при затоплении рудника «Умбозеро» .....	53
<b>Ручкин В.И.</b> Динамика массива горных пород при отработке южной рудной залежи Песчанского месторождения.....	61
<b>Шамганова Л.С., Тулебаев К.К., Джангулова Г.К., Омралин М.Н., Кокишева Л.М.</b> Деформационный мониторинг в районе отработанных месторождений.....	65
<b>Рассказов И.Ю., Потапчук М.И., Сидляр А.В.</b> Геомеханическая оценка технологии отработки участка рудной залежи «Восток-1» Николаевского месторождения .....	68
<b>Бочаров М.В.</b> Напряжённо-деформированное состояние крепи выработок произвольного очертания и массива горных пород при нелинейном деформировании .....	73

**ПРИРОДНО-ТЕХНОГЕННЫЕ КАТАСТРОФЫ В СФЕРЕ**  
**НЕДРОПОЛЬЗОВАНИЯ**

<b>Сашурин А.Д.</b> Геодинамические истоки крупнейших катастроф современности.....	85
<b>Чабдарова Ю.И., Шамганова Л.С., Нугманов К.Х.</b> Техногенные аварии и меры по их предупреждению на Жезказганском месторождении .....	95

<b>Гуляев А.Н., Осипова А.Ю.</b> Процессы в активном слое земной коры как возможная причина аварий на линиях подземных коммуникаций .....	100
<b>Липин Я.И.</b> К вопросу обеспечения геодинамической безопасности при отработке Верхнекамского месторождения калийных солей .....	106
<b>Гуляев А.Н., Осипова А.Ю.</b> Районирование территории города Нижний Тагил Свердловской области по величине расчётной силы сейсмического воздействия .....	113
<b>Колчина М.Е.</b> Обеспечение безопасности территорий и жизнедеятельности населения в городах, подверженных негативному влиянию подземных горных выработок .....	126
<b>Гуляев А.Н., Осипова А.Ю., Щапов В.А.</b> Результаты геофизических исследований на площадке аварийного отселённого девятиэтажного жилого дома .....	134
<b>Самедов А.М., Мани А.Д.Д., Гулак М.М.</b> Разжижение оснований подземных сооружений, состоящих из водонасыщенных песчаных грунтов, при динамических нагрузках .....	146
<b>Ведерников А.С., Григорьев Д.В.</b> Уточнение безопасного расположения автомобильной развязки с помощью геофизических исследований.....	154
<b>Славиковская Ю.О.</b> Показатель экономического ущерба и учёт технологического риска при недропользовании на урбанизированных территориях .....	160

#### МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЯ ГЕОМЕХАНИЧЕСКИХ ПРОЦЕССОВ

<b>Балек А.Е.</b> Новая методика натуральных замеров напряжённо-деформированного состояния больших участков горного массива .....	168
<b>Зубков А.В.</b> Влияние циклических изменений размеров Земли на точность определения координат системами GPS и ГЛОНАСС .....	177
<b>Далатказин Т.Ш.</b> Влияние структурных особенностей горного массива на достоверность геодинамического районирования на основе результатов режимных наблюдений за полем радоновых эманаций .....	183
<b>Желтышева О.Д.</b> Применение технологии лазерного сканирования для мониторинга деформаций зданий и сооружений .....	189
<b>Сашурин А.Д., Усанов С.В., Мельник В.В., Замятин А.Л.</b> Структурно-деформационный мониторинг процесса сдвижения .....	194
<b>Панжин А.А., Панжина Н.А.</b> О решении проблемы «условно неподвижного» пункта при исследовании процесса сдвижения на объектах недропользования .....	208

#### ПРАКТИКА РЕШЕНИЯ ГЕОМЕХАНИЧЕСКИХ ЗАДАЧ В РАЗЛИЧНЫХ ОБЛАСТЯХ НЕДРОПОЛЬЗОВАНИЯ

<b>Боликов В.Е., Рыбак С.А.</b> Проходка и крепление сопряжения ствола с горизонтом в сложных горно-гелогических условиях.....	217
--	-----

<b>Бушков В.К.</b> Определение параметров погашения бортов карьера при доработке приконтурных запасов в условиях обеспечения их кратковременной устойчивости.....	226
<b>Паланков И.М.</b> Современное состояние прогнозирования прочности и устойчивости замораживающих колонок при строительстве вертикальных шахтных стволов способом замораживания .....	232
<b>Спирин В.И.</b> Вероятностно-статистическая оценка влияния разброса физико-механических свойств пород оснований на устойчивость отвалов карьера Восточный .....	244

*Научное издание*

**ГЕОМЕХАНИКА В ГОРНОМ ДЕЛЕ**

Доклады научно-технической конференции 12 – 14 октября 2011 г.

Рекомендовано к изданию  
Ученым советом Института горного дела  
И НИСО УрО РАН

ISBN 978-5-7691-2286-6



Редактор Н.У. Макарова  
Компьютерная вёрстка И.И. Глазыриной

НИСО УрО РАН № 93 (11). Подписано в печать 10.05.2012.  
Формат 60×84 1/16. Усл. печ. л. 16,3.  
Тираж 150. Заказ 50.

ИГД УрО РАН  
620219, г. Екатеринбург, ГСП-936, ул. Мамина-Сибиряка, 58

Типография «Уральский центр академического обслуживания»  
620990, Екатеринбург, ул. Первомайская, 91