

## ДЕФОРМИРУЕМОСТЬ СКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЙ МАССИВНЫХ СООРУЖЕНИЙ С УЧЕТОМ ВЛИЯНИЯ НАЧАЛЬНОГО НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ

А.Т. САТЫБАЕВ  
E.mail. [ksucta@elcat.kg](mailto:ksucta@elcat.kg)

*Бул макалада тоо негздеринин баштапкы чыңалуу чоңдугун аныктоочу ыкмалардын анализи келтирилген, тоо негиздеринин баштапкы чыңалуу абалынын штамп ыкмасы менен аныкталуучу деформациянын модулуна чоңдугуна таасир бериши гипс жана известняктан материалдарынан жасалган бүтүмү бар моделде изилденген. үлгүнү стандарттык ыкма менен кысууда жана чоюудагы, ошондой эле тегиздиктүү чыңалуу шартында эквиваленттик материалдардан жасалган бүтүмү бар моделде статикалык тажрыйба жүргүзүү менен чыдамкайлык жана деформациялык мүнөздөмөлөрү аныкталган.  $E_0$  деформациянын жалпы модулуна өзгөрүүсүнө горизонталдык чыңалуунун таасирин, моделдин каптал бетине горизонталдык күчтөрдү жана вертикалдыкты бүтүмгө коюу менен аныкталган жыйынтыктар берилген.*

*В статье приведен анализ методов измерения природных напряжений, рассмотрены закономерности влияния начального напряженного состояния скальных оснований на опытные величины модуля деформации, определяемые методом нагружения пород штампом на модели с целиком из гипсоизвестнякового раствора. Определяются прочностные и деформационные характеристики на сжатие и растяжение образцов по стандартной методике, а также на основании статических опытов в условиях плоского напряженного состояния на модели из эквивалентных материалов с целиком. Путем прикладывания горизонтальных нагрузок на боковые грани модели и вертикальных на целиком устанавливаются закономерности изменения модуля общей деформации  $E_{00}$  в зависимости от горизонтальных напряжений.*

*In given article the analysis of methods of measurement of natural pressure is resulted, laws of influence of an initial tension of the rocky bases on skilled sizes of the module the deformations defined by a method нагружения of breeds by a stamp on model with entirely from plaster limestone of a solution are considered. Are defined plaster limestone and deformation characteristics on compression and stretchings of samples by a standard technique, and also on the basis of static experiences in conditions of a flat tension on model from equivalent materials with entirely. By applying of horizontal loadings on lateral sides of model and vertical on selik (the whole part of model) it is established laws of change of the module of general deformation  $E_0$  in dependence of horizontal pressure.*

Экспериментальные исследования в полевых условиях в большинстве случаев проводятся на горных выработках – в штольнях, камерах и скважинах. Возникновение этих выработок приводит к трансформации поля природных напряжений. При этом особенно возрастают составляющие напряжений на площадках, перпендикулярных направлению силового воздействия.

Одним из наиболее надежных и часто применяемых способов определения напряжений является метод разгрузки. Его сущность состоит в использовании характеристик упругого восстановления формы участка породы при искусственном нарушении его связи с массивом. Идея метода разгрузки была выдвинута в 30-е годы и

впервые применена в определении напряжений в строительных конструкциях И.И.Давиденковым, в горных породах – Д.Д.Головачевым и Г.Н.Кузнецовым. Экспериментальное обоснование метода и дальнейшее его совершенствование применительно к условиям натуральных измерений в рудниках и шахтах провели проф. Г.Н.Кузнецов и М.А.Слободов.

В настоящее время метод разгрузки применяют во многих странах, при этом наибольшее распространение получил вариант торцевых измерений. По этому варианту в изучаемом участке массива бурят скважину, на обработанный торец которой на необходимой глубине наклеивают розетку из тензометрических датчиков. Затем тензометрическую розетку, наклеенную на торце скважин, обуривают кольцевой коронкой, в результате чего происходит разгрузка прилегающего к торцу скважины участка породы от действовавших в нем напряжений. Используя соответствующий математический аппарат по измеренным деформациям и характеристикам деформируемости породы, вычисляют величины и направление главных напряжений в изучаемом участке. Такие испытания были проведены в 1971 г. в ЧССР на Бржезгорском руднике Пршибрамского рудоуправления с использованием комплекта измерительной аппаратуры и оборудования, разработанного и используемого в ИГБ (ГДР), ГоИ КФАН СССР, ВНИМИ и ИГД ЧСАН. По изменению скорости продольных сейсмических волн в зоне максимума опорного давления по сравнению со значением скорости продольных волн в нетронутом массиве можно судить об интенсивности нагрузок, действующих в опорной зоне. Размеры зоны опорного давления и интенсивность действующих нагрузок, в свою очередь, позволяют судить о степени удароопасности участков угольного пласта породного массива.

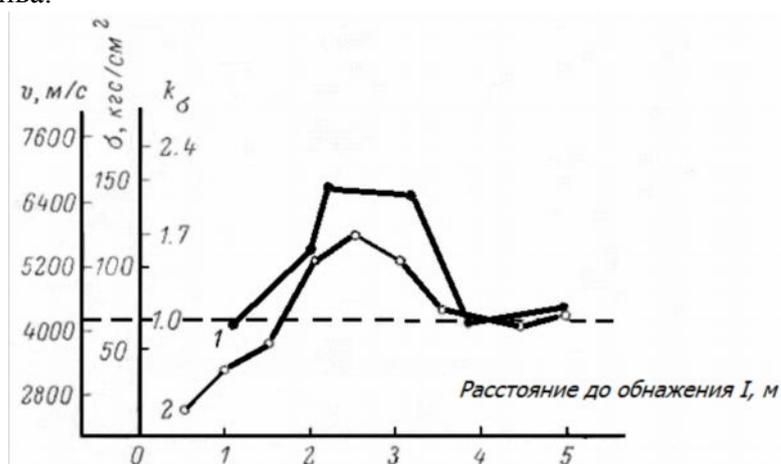


Рис. 1. Распределение напряжений (1) и скорости сейсмических волн (2) в массиве (рудник «Таштагол», гор. 100 м) по данным измерений методом разгрузки и сейсмическим методом преломленных волн

Сопоставление результатов сейсмокаротажа с данными метода разгрузки позволяет осуществить тарировку сейсмического метода, что, в свою очередь, дает возможность перейти от относительной оценки напряженного состояния к оценке абсолютных величин напряжений.

На рис. 1 в качестве примера приведены результаты одного из экспериментов по совместной оценке напряженного состояния массива горных пород, выполненного на Тагптагольском железорудном месторождении при помощи сейсмического метода и метода разгрузки.

В табл. 1 приведены величины напряжений, определенные методом разгрузки и вычисленные по скорости сейсмических волн. По данным рис. 1 и табл. 1 видно, что напряжения, определенные методом разгрузки и по тарировочным графикам «скорость – напряжение», отличаются не более чем на 10 %. Это указывает на достаточно высокую надежность определения напряжений при помощи сейсмического метода.

Для оценки деформационных свойств массивных скальных пород разработано /1, 2/ несколько статических методов: штампа, гидравлических подушек, радиального пресса, скважинного дилатометра и т.д.

Крупномасштабные натурные исследования напряженно-деформированного состояния скальных оснований массивных сооружений относятся к дорогостоящим процедурам. Полученные при помощи различных методов на одних и тех же массивах скальных пород данные дают существенный разброс. Кроме этого, не вполне определимо влияние на результаты испытаний природных напряжений. Поэтому считается целесообразным отдать предпочтение изучению лабораторных моделей, адекватных по физическим, прочностным и деформационным характеристикам скальных оснований /3/.

Таблица 1

Результаты сравнительного определения напряжений

№	Расстояние от обнажения массива, м	Напряжение $\sigma$ , кгс/см <sup>2</sup>	
		метод разгрузки	сейсмический метод
1	0.25	60	70
2	1.1	240	260
3	2.0	370	390
4	3.3	140	130
5	4.8	330	320
6	9.5	70	80

Экспериментальная задача моделирования скальных оснований массивных сооружений с учетом начального напряженного состояния рассматривалась на модели из эквивалентных, в частности, гипсоизвестняковых материалов с цементом (рис. 2). При этом в материале реализовывалось плоское напряженное состояние. Опыты были поставлены в лаборатории скальных оснований Московского инженерно-строительного института им.В.В.Куйбышева.

Образцы для испытания на сжатие и растяжение изготовлены из материала модели. Эксперименты на сжатие осуществлялись на рычажном прессе с соотношением плеч 1:5 по стандартной методике на двенадцати образцах с размерами 0,04x0,04x0,14 м. Для проведения опытов на растяжение были подготовлены шесть образцов с размерами 0,04x0,06x0,24 м.

В результате прозвучивания образцов прибором УКБ-1М было установлено, что динамический модуль упругости колеблется в пределах:  $E_d = 2300...3200$  МПа для образцов на сжатие и  $E_d = 2838...3836$  МПа – для образцов на растяжение.

Такой разброс значений динамических модулей упругости объясняется неоднородностью, обусловленной технологией изготовления модельного полотна.

Результаты испытаний образцов на сжатие и растяжение приведены в табл. 2.

Таблица 2

Результаты испытаний гипсоизвестняковых образцов на сжатие и растяжение

№	Наименование	Ед. изм.	Величина	Примечание
1	Предельная призмная прочность модельного полотна $R_{сж}^{np}$	МПа	3,22...5,3	Образцы размером $(4 \times 4 \times 14) \cdot 10^{-2}$ м, испытание на сжатие
2	Статический модуль общей деформации $E_0^{сж}$	МПа	2300...3200	
3	Коэффициент поперечной деформации $\mu_{сж}$	-	0,188...0,290	
4	Предельная призмная прочность модельного полотна $R_{рас}^{np}$	МПа	0,45...0,61	Образцы размером

5	Статический модуль общей деформации $E_0^{pac}$	МПа	2838...3836	$(4 \times 6 \times 24) \cdot 10^{-2}$ м, испытание на растяжение
6	Коэффициент поперечной деформации $\mu_{pac}$	-	0,187...0,403	

Первоначально при выделении целика из полотна модельного материала возлагалась надежда на возможность определения деформационных и прочностных характеристик путем испытаний его на сжатие, отрыв и сдвиг. Такой подход мог бы дать преимущества сравнительно с опытами на жестких штампах.

Обеспечение жесткости целика проверялось по показателю гибкости М.И. Горбунова-Посадова /4/ в виде

$$\Gamma = \frac{12\pi a^2 v E_0 (1 - \mu_1^2)}{H^2 E_1 (1 - \mu_0^2)}$$

(1)

Здесь  $2a$ ,  $2v$  – соответственно меньшая и большая стороны целика;  $h$  – высота целика;  $E_1 = E_0$  и  $\mu_1 = \mu_0$  – соответственно модуль упругости и коэффициент поперечной деформации целика и модельного материала.

Формула (1) позволяет установить ограничение на высоту целика. Поскольку имеет место неравенство  $0 \leq \Gamma \leq 8/\sqrt{\alpha}$ , где  $\alpha = a/v$ , то для рассматриваемого случая  $\alpha = 0,75$ , при котором жесткость целика считается конечной. Полагая для  $\Gamma$  предельный случай, т.е.  $\Gamma = 8/\sqrt{\alpha}$ , будем иметь  $\Gamma = 9,24$ . Решая зависимость (1) относительно  $h$ , получаем наименьшую высоту «целика-штампа» из условия обеспечения жесткости целика по отношению к испытываемому модельному основанию, равную

$$H = \left( \frac{3\pi a^2 v \sqrt{\alpha}}{2} \right)^{1/3} \approx 10,552 \cdot 10^{-2} \text{ м}$$

Полученный результат позволяет утверждать, что условие жесткости ( $H = 12 \cdot 10^{-2} \text{ м} > 10,552 \cdot 10^{-2} \text{ м}$ ) целика выполняется.

Будем считать, следуя /1, 2/, материал модели по своим механическим характеристикам соответствует реальному массиву скальных пород.

На рис. 2 схематично изображен рычажной стенд с гипсоизвестняковой моделью с целиком. Эксперимент состоял из отдельных опытов с различными значениями равномерного давления, прикладываемого по горизонтали к боковым граням плоской модели ( $\sigma_x$ ) и вертикали на «штамп-целик» ( $\sigma_z$ ). При нагружении выполнялось условие, в соответствии с которым составляющие напряжений  $\sigma_x$  и  $\sigma_z$  не должны превышать 70 % призмной прочности, установленной при испытаниях образцов на сжатие и растяжение (табл. 1).

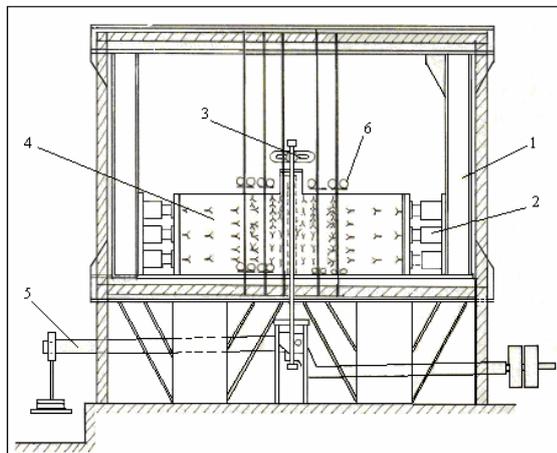


Рис. 2. Схема испытания скальных оснований гидротехнических сооружений

на плоской модели с целиком из эквивалентных материалов: 1 – стенд; 2 – гидравлические домкраты 25 тн; 3 – динамометр ДС-5; 4 – плоская модель с целиком; 5 – рычажная силовая установка с соотношением плеч 1:10, для вертикальной нагрузки модели; 6 – мессуры, индикаторы часового типа (тысячники)

Горизонтальные давления (рис. 2) создавались при помощи шести домкратов (по три домкрата с каждой стороны) и выдерживались постоянными при значениях: 0; 0,05; 0,10; 0,15 МПа. Затем производилась разгрузка модели в обратном режиме. Результаты опытов показали, что после разгрузки модель полностью восстанавливала размеры и форму. Иными словами, остаточные деформации не возникали.

Дальнейшие опыты состояли в следующем. При постоянном горизонтальном давлении на модель прикладывалась вертикальная нагрузка тремя ступенями на целик через жесткий штамп с последующей разгрузкой. Такое ступенчатое изменение потребовалось для набора данных, необходимых для статистической обработки. При этом величина вертикального давления доводилась до максимума 0,3 МПа, а затем производилась полная разгрузка.

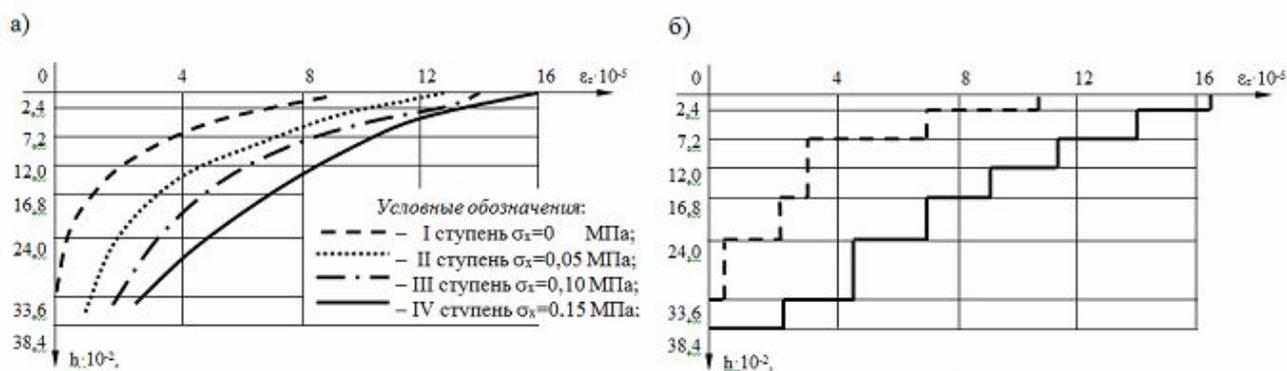


Рис. 3. График изменения относительной деформации в вертикали «Б» с глубиной при  $\sigma_z = 0,3$  МПа и  $\sigma_x = 0 \dots 0,15$  МПа: а) полученные результаты опытов; б) приведенные графики для определения осадки под штампом в вертикали «Б»

После снятия нагрузки модель выдерживалась не менее двух часов для ликвидации упругого последствия. Тот же опыт повторялся для всех значений горизонтальных давлений.

Для измерения деформаций модельного поля использовались проволочные тензодатчики сопротивления, методика применения которых апробировалась в [4]. Относительные деформации определялись с помощью комплекта цифровой тензометрической аппаратуры ЦТК-1 с точностью  $1 \cdot 10^{-5}$ . Тензодатчики в количестве 194 штук наклеены на модельное поле согласно схеме рис. 3, б симметрично относительно центральной оси на видимом и невидимом фасадах. Поэтому значения деформаций определялись как среднее результатов по двум датчикам по вертикали А (рис. 2), а для остальных – по четырем датчикам.

Показания датчиков фиксировались после приложения нагрузки. Следующий замер производился после 30-минутной выдержки с целью выяснения изменения деформаций во времени. Оказалось, что фактор времени не имеет существенного значения. Как указывалось выше, между сериями опытов модельное полотно оставалось ненагруженным в течение двух часов.

Данные по изучению влияния начального напряженного состояния на деформируемость модели представлены на рис. 3 в виде эпюр изменения относительной продольной деформации  $\varepsilon_z$  от глубины. Величина вертикального давления сохраняется, как уже отмечалось, постоянной и равной 0,3 МПа, а горизонтальное давление изменяется ступенями.

Результаты опытов показывает, что:

- наибольшие относительные продольные деформации  $\varepsilon_z$  имеют место в точках модельного поля, расположенных в целике и вблизи него;
- с увеличением горизонтальных давлений деформации  $\varepsilon_z$  на всех уровнях уменьшаются.

Абсолютную осадку какой-либо точки модельного поля можно определить как площадь эпюры  $\varepsilon_z - h$  (рис. 3, а).

Напомним, что значения деформаций фиксировались в определенных точках модельного поля, причем горизонтальные давления прилагались ступенями. Криволинейные эпюры  $\varepsilon_z - h$  для первого и четвертого этапов горизонтального нагружения заменим ступенчатым графиком (рис. 3, б) с обеспечением равенства этих площадей.

Величину абсолютной осадки  $S$  подошвы «целика-штампа» с использованием ступенчатой эпюры  $\varepsilon_z - h$  (рис. 3, б) определим по формуле

$$S = \sum_{i=1}^n h_i \varepsilon_{zi}' ,$$

(2)

где  $h_i$  – толщина выделенного элемента, в пределах которого относительная деформация считается постоянной,  $\varepsilon_{zi}$  – относительная деформация отдельных элементов под «целиком-штампом».

При известной величине осадки модуль общей упругости легко вычисляется.

Имеем  $E_0 = \frac{K}{S_0}$ ,

(3) Здесь для  $K$  получено /1/

$$K = \omega_{пл} (1 - \mu_0^2) \nu P ,$$

причем  $\omega_{пл}$  – коэффициент, зависящий от местоположения точки,  $P$  – величина давления под «целиком-штампом»  $P=0,3$  МПа,  $\nu$  – ширина целика.

Конкретные расчеты, приведенные по данным опытов, дали следующие значения модуля общей деформации  $E_0=8083,3$  МПа, который превышает значение  $E_0=2923,22$  МПа, установленное при отсутствии бокового давления. Последнее значение  $E_0$  соизмеримо с полученными на образцах (табл. 2). Следовательно, влияние схемы напряженного состояния на механические параметры оказывается ощутимым.

### Список литературы

1. Ухов С.Б. Скальные основания гидротехнических сооружений. – М.: Энергия, 1975. – 263 с.
2. Турчанинов И.А., Марков Г.А., Иванов В.И., Козырев А.А. Тектонические напряжения в земной коре и устойчивость горных выработок. – Л.: Наука, 1978. – 256 с.
3. Терновский И.Н. Оценка деформационных свойств трещиноватых скальных пород по результатам полевых статических испытаний жестким штампом: Кандидатская диссертация. – М.: МИСИ, 1972. – 147 с.
4. Сатыбаев А.Т., Сеитов Б.М. Влияние начального напряженного состояния скальных оснований массивных сооружений на их деформируемость // Инженер: Научно-образовательный и научный журнал.– Б.: Инженерная Академия, 2010. – №1. – С. 13-18.