

УДК 622.28.042.4: 622.281.5: 622.283.5: 622.23.056

*д.т.н. Литвинский Г.Г.,  
к.т.н. Фесенко Э.В.  
(ДонГТУ, г. Алчевск, Украина)*

## ИССЛЕДОВАНИЕ И ОПТИМАЛЬНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАЛЬНЫХ АРОЧНЫХ КРЕПЕЙ

*Наведено результати досліджень роботи сталевого аркового кріплення. Досліджено вплив пасивного відпору порід на несучу спроможність кріплення. Сформульовано умову оптимального проектування рамного кріплення.*

**Ключові слова:** *кріплення, несуча здатність, розрахунок, чисельне моделювання, оптимізація кріплення, гірський тиск, навантаження, масив.*

*Приведены результаты исследования работы стальной арочной крепи горных выработок. Учтено влияние пассивного отпора пород на несущую способность крепи. Сформулировано условие оптимального проектирования рамной крепи.*

**Ключевые слова:** *крепь, несущая способность, расчет, численное моделирование, оптимизация крепления, горное давление, нагрузки, массив.*

В настоящее время в Донбассе от 30 до 50% горных выработок признаны опасными для передвижения людей из-за плохого состояния крепи [1]. Основными причинами нарушения устойчивости выработок являются недостаточная надёжность прогноза горно-геологических условий; ошибки при проектировании, технологии сооружения, эксплуатации и поддержания выработок. Существующие методы расчета и обоснования параметров крепи [2-6] отстали от современного уровня развития горной науки.

Из работы [1] следует, что лишь незначительное число выработок (около 10-20%) вполне соответствует горно-геологическим условиям, а в остальных случаях наблюдаются негативные последствия проектных ошибок 1 или 2 рода. К первым относят недооценку проявлений горного давления или переоценку работоспособности конструкции крепи (около 40-50% случаев). Ошибки 2 рода вызваны завышением внешних нагрузок на крепь и принятием крепи с излишним запасом прочности (в среднем 30-40% случаев).

Последствия проектных ошибок 1 и 2 рода различны: если первые приводят к разрушению крепей и производственному травматизму, то вторые – причина перерасхода крепежных материалов, трудовых ресурсов и завышения стоимости выработки. Устранить эти ошибки можно путём повышения надёжности проектных решений на базе углублённых исследований проявлений горного давления и несущей способности крепи.

Особую актуальность сохраняет проблема надёжного и научно обоснованного определения несущей способности рамных конструкций крепи ввиду большой их распространённости. Существующие нормативные материалы [2-6] не предусматривают определения внутренних силовых факторов в крепи (продольных, поперечных сил, изгибающих моментов), а сразу априори задают её паспортную несущую способность как постоянную величину, что и приводит к грубым ошибкам 1 или 2 рода.

**Цель исследований** состоит в установлении закономерностей изменения несущей способности крепи от распределения и величины действующей нагрузки, забутовки и контактных условий её взаимодействия с массивом. **Объектом** исследований является стальная арочная крепь, а предмет исследований – изменение работоспособности крепи в зависимости от условий её нагружения. **Задачи исследований** – установить режимы работы, опасные сечения и предельные состояния рамной крепи, дать рекомендации по выбору крепи. **Основная идея** исследований состоит в соблюдении принципа равнопрочности элементов крепи при её проектировании. Для рамной крепи принцип сводится к требованию одинакового запаса прочности по изгибающим моментам в опасных сечениях и продольным силам в узлах податливости. В основу исследований положен метод численного моделирования работы крепи и её взаимодействия с массивом.

При расчёте сложных конструкций крепи весьма эффективным может стать метод конечных элементов (МКЭ). К числу наиболее удобных программных продуктов для расчёта конструкций методом МКЭ следует отнести расчетный комплекс ЛИРА (ПК ЛИРА). Нами успешно использован комплекс «Ли́ра» для расчета и проектирования крепей горных выработок [7].

Для исследования предельных состояний рассмотрим различные схемы взаимодействия арочной рамной крепи с массивом. Особое внимание уделим учету особенностей формирования нагрузки на крепи. Для этого в каждой расчётной схеме крепи типовых размеров (ширина арки  $2a = 5$  м, высота арки  $2b = 3,5$  м, радиус дуги верхняка  $r = 2,5$  м) задавали внешние нагрузки со стороны массива с разными законами распределения. Расчетная схема крепи (рис. 1) принята как двухшарнирная

циркулярная арка. Арка на почве выработки снабжена неподвижными шарнирами в нижних узлах 1,2 стоек крепи.

Особенностью взаимодействия подземных конструкций с окружающим массивом является возникновение так называемого пассивного отпора пород, что заметно усложняет задачу расчёта крепи и редко учитывается в существующих методах расчёта. Для моделирования пассивного отпора пород использовали нелинейные конечные элементы (КЭ 264), которые обеспечивают одностороннюю упругую связь заданной жёсткости  $R$  [7].

Определённую сложность вызывает задача правильного определения жёсткости контактного взаимодействия крепи и массива, которая должна соответствовать свойствам контактного материала (забутовка, тампонаж, жёсткий контакт с массивом и др.). Для охвата всего диапазона возможного изменения контактных условий жёсткость рассчитывали в зависимости от коэффициента постели среды  $c$ . Согласно [8-10 и др.] при тампонаже закрепного пространства коэффициент постели находится в пределах  $c \approx 300 \dots 800$  МПа/м (принято 500), плотная забутовка даёт  $c \approx 100$  МПа/м, рыхлая –  $c \approx 25$  МПа/м. Жёсткость  $R$  нелинейных конечных элементов КЭ 264, установленных по контуру модели крепи (рис. 1), определяли используя выражение  $R = c \cdot A$ , где  $A$  – площадь контакта, приходящаяся на один элемент. Таким образом, при моделировании  $R$  находилась в пределах  $R = 0 \dots 133$  МН/м.

Тангенциальные (вдоль контура крепи) перемещения пород и крепи учтены с помощью двухузлового элемента КЭ 264. Возникающая сила трения задаётся как параметр элемента КЭ 264. Нами принято значение коэффициента трения между породой и крепью  $f = 0,3$ . При этом крепь не сразу вступает во взаимодействие с массивом, особенно при неплотной и некачественно выполненной забутовке. Зазор моделировали с помощью свойства КЭ 264 – «зазор». При решении задачи величина зазора между крепью и массивом варьировалась в пределах от 0 (тампонаж) до 50 мм и более (нет забутовки).

Работу податливой конструкции крепи разделим на две стадии – до срабатывания узлов податливости и после. В первом случае крепь работает как упругая конструкция в режиме заданных нагрузок («мягкое» нагружение). Во второй стадии происходит срабатывание и проскальзывание элементов крепи в узлах податливости, а крепь работает в режиме заданных деформаций («жёсткое» нагружение).

Представленная на рисунке 1 модель арочной крепи нагружалась двумя видами нагрузок:

1. Вертикальной сосредоточенной силой, приложенной к вершине арки (рис. 1а);
2. Вертикальной распределенной нагрузкой (рис. 1б).

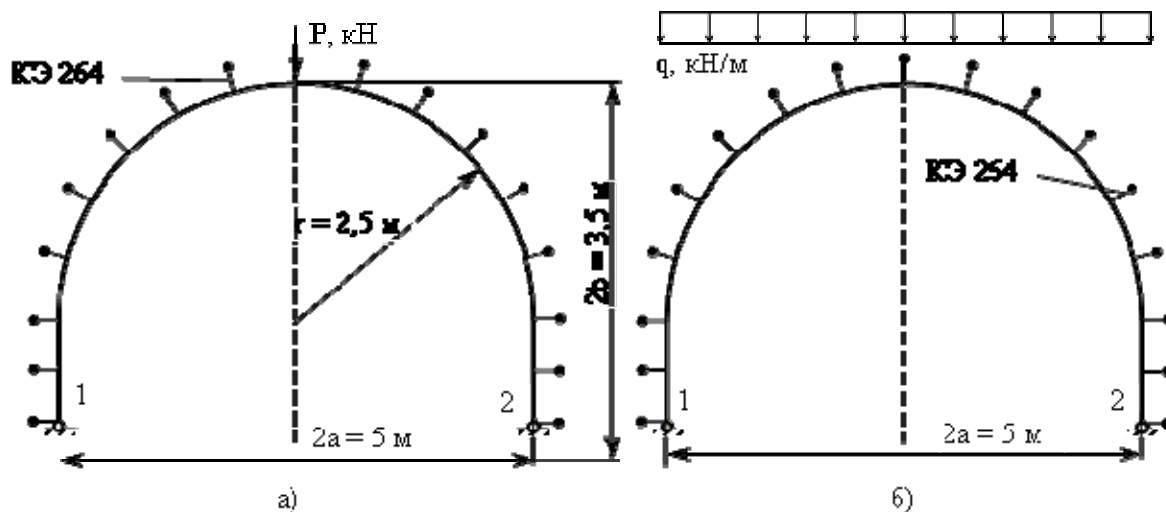


Рисунок 1 – Расчетные схемы арочной крепи при нагружении:  
 а) вертикальной сосредоточенной силой  $P$ ;  
 б) вертикальной распределенной нагрузкой  $q$ .

Очевидно, что потеря устойчивости или разрушение крепи происходит в случае, когда:

1) действующий изгибающий момент  $M$  на каком либо участке крепи превысит допустимый момент  $[M]$ , рассчитанный для данного типоразмера спецпрофиля СВП с учетом схемы нагружения  $M \geq [M]$ ;

2) Максимальная продольная сила  $N$  превысит допустимую силу  $[N]$  для данного типоразмера СВП  $N \geq [N]$ .

Разрушение крепи от сдвигающих напряжений, вызванных поперечными силами  $Q$ , можно не учитывать ввиду их малости.

Вычислим значения допустимых изгибающих моментов  $[M]$  при чистом изгибе и продольных сил  $[N]$  при центральном сжатии для разных типоразмеров профилей СВП от №14 до 33. Для этого воспользуемся известными выражениями [11]:

$$[M] = W \cdot R_y \cdot \gamma_{c1}; \quad (1)$$

$$[N] = \varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_{c2}, \quad (2)$$

где  $W$  – момент сопротивления сечения,  $\text{см}^3$ ;

$R_y$  – расчетное сопротивление стали, взятое по пределу текучести, МПа ( $R_y = 240$  МПа);

$\varphi$  – коэффициент продольного изгиба, зависящий от гибкости элемента и определяемый в соответствии со СНиП II-23-81 [12]\* Стальные конструкции;

$A$  - площадь поперечного сечения профиля, см<sup>2</sup>;

$\gamma_{c1}, \gamma_{c2}$  – соответственно коэффициенты условий работы для изгибаемых и центрально сжатых элементов ( $\gamma_{c1}=0,8, \gamma_{c2}=1,1$ ).

Результаты выполненных расчетов представлены в таблице 1.

Таблица 1 – Расчет допустимых изгибающих моментов  $[M]$  при чистом изгибе и продольных сил  $[N]$  при центральном сжатии

Типоразмер СВП	$W, \text{см}^3$	$\varphi$	$A, \text{см}^2$	$[M], \text{кН}\cdot\text{м}$	$[N], \text{кН}$
14	40,7	0,48	18,7	7,8	235
17	50,3	0,51	21,73	9,7	290
19	61,3	0,58	24,44	11,8	375
22	74,8	0,61	27,91	14,4	450
27	100,2	0,685	34,37	19,2	620
33	133,5	0,75	42,53	25,6	840

Для элементов крепи следует учесть совместное действие в сечении изгибающих моментов и продольных сжимающих сил. При этом суммарные напряжения от нормальной силы  $N$  и от изгибающего момента  $M$  в опасном сечении крепи не должны превосходить расчетного сопротивления  $R$  (предела текучести стали) [11]:

$$\sigma = \frac{M}{W \cdot \gamma_{c1}} + \frac{N}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_{c2}} \leq R. \quad (3)$$

Зная соотношение изгибающих моментов  $M$  и продольных сил  $N$  в опасном сечении, можно найти допустимый изгибающий момент  $[M]$  для рассматриваемой схемы загрузки и любого типа спецпрофиля СВП, воспользовавшись выражением (3). Предельную продольную силу  $[N]$  в податливых креплениях определять, как правило, не следует, т.к. она ограничена величиной сопротивления узлов податливости  $N_K$ . Формула для определения допустимого момента  $[M]$  после алгебраических преобразований будет иметь вид:

$$[M] = \frac{R \cdot W \cdot A \cdot \varphi \cdot \gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{A \cdot \varphi \cdot \gamma_{c2} + k \cdot W \cdot \gamma_{c1}}, \quad (4)$$

где  $k$  – соотношение между действующими  $N$  и  $M$  в опасном сечении по моментам при определённой схеме загрузки, т.е.

$$k = N/M = const. \quad (5)$$

Таким образом, значение допустимого момента  $[M]$  в опасном сечении для разных схем загрузки крепи и типоразмеров спецпрофилей будет различаться. В результате расчета по схеме рисунка 1а получены эпюры распределения внутренних силовых факторов, рассчитаны значения изгибающих моментов  $M$ , продольных  $N$  и поперечных  $Q$  сил и определены опасные сечения.

Проанализируем распределение внутренних силовых факторов в крепи от действия вертикальной сосредоточенной силы  $P$ . Наиболее опасное сечение – в точке приложения силы  $P$ , где возникает наибольший изгибающий момент. Поскольку место приложения нагрузки в расчетной схеме не меняется, а зависимость между внутренними силовыми факторами и внешней нагрузкой линейная, опасное сечение по предельному моменту всегда будет находиться в центре арки. При постепенном возрастании нагрузки возможно два случая перехода крепи в предельную стадию работы:

1. Разрушение крепи от изгиба, когда изгибающий момент в опасном сечении превысит допустимый  $[M]$  для данного спецпрофиля СВП.
2. Проскальзывание крепи в узлах податливости, когда продольная сила в узле податливости  $N$  превысит предельную  $N_K$ .

Методика определения предельной несущей способности крепи от изгибающих моментов или продольной силы в узле податливости состоит в следующем. Рассчитав в программе ЛИРА возникающий в опасном сечении момент от единичной силы  $M_{1max}$ , можно найти допустимый момент  $[M]$  для любого спецпрофиля (формула 4). После этого, используя линейную зависимость между приложенной нагрузкой и возникающим в опасном сечении моментом  $M$ , определяем допустимую (максимальную) сосредоточенную нагрузку  $P$ , которую способны нести разные спецпрофили.

Сформулируем *условие оптимального проектирования* рамной податливой крепи. Оно основано на анализе возможных предельных состояний двух типов: предельная нагрузка на крепь  $P$  лимитируется либо сопротивлением  $N_K$  узлов податливости, либо несущей способностью элемента крепи на изгиб  $[M]$  и нацелено на достижение равнопрочности конструкции.

**Принцип равнопрочности** податливой крепи состоит в том, чтобы обеспечить такое сопротивление узлов податливости  $[N_0]$  крепи, ко-

торое соответствует нагрузке, вызывающей предельный изгибающий момент  $[M]$  в наиболее опасном её сечении. Поиски этого оптимального значения  $[N_O]$  и отражены в последующих таблицах. Значения  $[N_O]$  сопоставлены с конструктивным сопротивлением обычного узла податливости  $N_K=120$  кН (табл. 2 - 7).

Таблица 2 – Несущая способность крепи при действии вертикальной сосредоточенной силы  $P$  и без забутовки закрепного пространства

Тип СВП	$[M]$ , кН·м	Максимальная нагрузка на крепь (несущая способность) $P$ , кН	Оптимальное усилие в узле податливости $[N_O]$ , кН	$\frac{[N]}{N_K} \cdot 100\%$
14	7,73	<b>13,6</b>	6,4	5,3
17	9,55	<b>16,8</b>	7,9	6,6
19	11,64	<b>20,5</b>	9,7	8,0
22	14,21	<b>25,1</b>	11,8	9,8
27	19,04	<b>33,6</b>	15,8	13,0
33	25,37	<b>44,7</b>	21,0	17,5

Как видно из таблицы 2, предельная нагрузка на крепь  $P$ , после которой она разрушается, оказалась ниже нормативного значения, рекомендуемого в нормах проектирования [2], в 7-10 раз. Максимальные упругие смещения рамы в месте приложения силы направлены внутрь выработки и составляют около 50 мм. В стойках крепи максимальные смещения рамы направлены в сторону массива и не превышают  $U = 30 \dots 35$  мм.

Как влияет забутовка закрепного пространства на несущую способность крепи, нагруженной вертикальной сосредоточенной силой, видно по данным таблицы 3. При решении задачи среднее значение коэффициента постели забутовки принято  $c = 25$  МПа/м, в соответствии с чем рассчитана жесткость  $R$  конечных элементов КЭ 264 ППП Лира.

Забутвка закрепного пространства создаёт пассивный отпор пород и тем самым повышает несущую способность крепи в 2,3 раза по сравнению с крепью без забутовки (табл. 2, 3). Тем не менее, этого недостаточно: допустимая нагрузка остаётся меньше нормативной [2] в 3...4 раза.

Допустимые нагрузки на крепь при тампонаже закрепного пространства (когда коэффициент постели доходит до  $c = 500$  МПа/м и более) приведены в таблице 4. Хотя схема загрузки крепи сосредоточенной силой, как и предыдущая, несколько умозрительна, но возмож-

на, когда тампонаж (забутовка) закрепного пространства в своде отсутствуют, режим работы крепи жёсткий, а узлы податливости заблокированы. Из-за этого продольные силы в узлах податливости могут превышать сопротивления этих узлов и ограничены только несущей способностью спецпрофиля. В жестком режиме работы рамы допустимое продольное усилие  $[N]$  в любом ее элементе определяется в соответствии с выражением (3).

Таблица 3 – Несущая способность крепи при вертикальной сосредоточенной силе  $P$  и забутовке закрепного пространства

Тип СВП	$[M]$ , кН·м	Максимальная нагрузка на крепь (несущая способность) $P$ , кН	Оптимальное усилие в узле податливости $[N_0]$ , кН	$\frac{[N]}{N_k} \cdot 100\%$
14	6,75	<b>30,9</b>	32,7	27
17	8,34	<b>38,1</b>	40,4	34
19	10,23	<b>46,8</b>	49,6	41
22	12,45	<b>56,9</b>	60,3	50
27	16,75	<b>76,6</b>	81,2	68
33	22,36	<b>102,2</b>	108,4	90

Таблица 4 – Несущая способность крепи при вертикальной сосредоточенной силе  $P$  и тампонаже закрепного пространства

Тип СВП	$[M]$ , кН·м	Максимальная нагрузка на крепь (несущая способность) $P$ , кН	Оптимальное усилие в узле податливости $[N_0]$ , кН	$\frac{[N]}{N_k} \cdot 100\%$
14	6,11	<b>36,8</b>	49	41
17	7,56	<b>45,5</b>	60,6	50
19	9,30	<b>56,0</b>	74,5	62
22	11,31	<b>68,1</b>	90,6	76
27	15,26	<b>91,9</b>	<b>122,2</b>	<b>102</b>
33	20,40	<b>122,9</b>	<b>163,4</b>	<b>136</b>

Из результатов решения задачи следует важный практический вывод (табл. 2–4), что при действии на крепь сосредоточенных нагрузок её разрушение происходит от изгибающих моментов, т.е. крепь работает



как жёсткая конструкция и разрушается, не успевая входить во вторую (податливую) стадию работы.

При загрузке крепи по схеме 1а (табл. 2 – 4) наличие забутовки и тампонажа закрепного пространства повышает несущую способность крепи в 2,3 раза и в 2,6 раза соответственно, причём оказалось, что тампонаж закрепного пространства по сравнению с забутовкой увеличивает несущую способность всего в 1,2 раза. Последняя остается достаточно низкой, в 3-4 раза меньше нормативной, несмотря на забутовку и даже тампонаж. Следовательно, нагружение сосредоточенной силой (рис. 1а) вызывает значительные изгибающие моменты и крепь разрушается при нагрузках, значительно меньших паспортных значений, т.е. в нормах проектирования заложена самая опасная проектная ошибка 1 рода, приводящая к обрушению пород в выработку при таком нагружении.

Следует обратить внимание на то, что усилия в узлах податливости крепи  $[N_o]$  вплоть до ее разрушения от изгибающих моментов остаются значительно меньше усилий срабатывания узлов  $N_k$ . Следовательно, при данной схеме нагружения, весьма распространённой на практике, для использования податливого режима работы крепи следует снижать сопротивление узлов податливости в 3...15 раз, т.е. заведомо либо идти на потерю сечения выработки от смещений пород, либо смириться с быстрым разрушением крепи и завалом выработки.

Что же происходит при загрузке крепи равномерно распределённой нагрузкой, т.е. в идеальном случае, предусмотренном ТУ установки крепи (рис. 1б)? Расчёты показали, что наиболее опасное сечение по изгибающему моменту появляется не только в верхняке, но и в стойках крепи (табл. 5).

Таблица 5 – Несущая способность крепи при вертикальной распределённой нагрузке (без забутовки закрепного пространства)

Тип СВП	$[M]$ , кН·м	Максимальная нагрузка на крепь (несущая способность) $P$ , кН	Оптимальное усилие в узле податливости $[N_o]$ , кН	$\frac{[N]}{N_k} \cdot 100\%$
14	7,15	<b>40,5</b>	11,5	10
17	8,83	<b>50,0</b>	14,2	12
19	10,80	<b>61,1</b>	17,4	15
22	13,17	<b>74,5</b>	21,2	18
27	17,68	<b>100,0</b>	28,5	24
33	23,59	<b>133,4</b>	38,0	32

Как и ранее, потеря несущей способности рамы во всех случаях происходит от изгибающих моментов. Максимальная несущая способность крепи  $P$  меньше нормативных значений [2] в 3-5 раз. Значит, без забутовки применять крепи из спецпрофиля нецелесообразно из-за их низкой несущей способности (40,5...133,4 кН), когда усилия в узлах податливости составляют 10...32% от допустимых. Это говорит о том, что крепь работает в жёстком (не паспортном) режиме и будет неминуемо разрушена изгибающими моментами в стойках. А что даст забутовка закрепного пространства (табл. 6)?

Таблица 6 – Несущая способность крепи при вертикальной распределенной нагрузке с забутовкой закрепного пространства

Тип СВП	$[M]$ , кН·м	Максимальный изгибающий момент $M$ , кН·м		Максимальная нагрузка на крепь (несущая способность) $P$ , кН		Оптимальное усилие в узле податливости при $M=[M]$ $[N_0]$ , кН	$[N_0]$ в % к $N_K$	Действующее усилие в узле податливости $N$ , кН	$N$ в % к $N_K$
		Действующий $M$	$M$ в % к $[M]$	по $N_K$ в узлах податливости	по $[M]$				
14	4,39	3,87	88	<b>230</b>	315	136	113	120	100
17	5,43	3,87	71	<b>230</b>	385	168	140	120	100
19	6,76	3,87	57	<b>230</b>	485	210	175	120	100
22	8,19	3,87	47	<b>230</b>	585	254	212	120	100
27	11,12	3,87	35	<b>230</b>	795	345	288	120	100
33	14,92	3,87	26	<b>230</b>	890	463	386	120	100

Из таблицы 6 следует, что для всех типоразмеров СВП несущая способность крепи примерно постоянна и равна 230 кН, т.к. лимитируется сопротивлением узлов податливости, т.е. крепь переходит в податливую стадию работы до начала изгиба. При этом изгибающие моменты в опасных сечениях крепи  $M$  находятся в пределах от 26% (СВП 33) до 88% (СВП 14) по отношению к допустимому  $[M]$ . Таким образом, забутовка закрепного пространства делает нерациональным применение спецпрофилей мощнее СВП 14.

Повысить несущую способность крепи в данном случае следует не увеличением типоразмера спецпрофиля (до 27, 33 или больше), а применением узлов податливости с повышенным сопротивлением (в 1,5...4 раза) либо обеспечением жесткого режима работы рамы. Например, согласно проведенным расчетам (табл. 6), сопротивление узла по-

податливости для спецпрофиля СВП 33 должно составлять  $[N] = 463$  кН. В этом случае несущая способность рамы возрастет с 230 кН до 890 кН, т.е. в 3,86 раза. Несущую способность рамы можно также повысить, подбирая жесткость забутовочного материала, тем самым добиваясь одинакового запаса прочности по изгибающим моментам и продольным усилиям в узлах податливости.

Интересно оценить эффективность тампонажа закрепного пространства (табл. 7, расчётная схема 1б на рис. 1).

Таблица 7 – Несущая способность крепи при вертикальной распределенной нагрузке и тампонаже закрепного пространства

Тип СВП	$[M]$ , кН·м	Максимальная нагрузка на крепь (несущая способность) $P$ , кН	Оптимальное усилие в узле податливости $[N_0]$ , кН	$\frac{[N]}{N_k} \cdot 100\%$
14	3,14	<b>330</b>	182	152
17	3,88	<b>410</b>	225	187
19	4,87	<b>515</b>	282	235
22	5,89	<b>620</b>	342	285
27	8,03	<b>850</b>	466	388
33	10,81	<b>1140</b>	627	523

Из таблицы 7 видно, что рамная крепь, работающая в жёстком режиме, обладает высокой несущей способностью, тем большей, чем больше спецпрофиль крепи. Выполнение тампонажа закрепного пространства позволяет резко снизить возникающие в крепи изгибающие моменты, что значительно увеличивает допустимые нагрузки на крепь. Например, согласно [2], нормативные параметры крепи из СВП 33 при сечении выработки в свету  $15,5$  м<sup>2</sup> (высота – 3,55 м, ширина – 5,2 м), следующие: рабочее сопротивление в податливом режиме – 310 кН, несущая способность арки (в жестком режиме) – 505 кН. Однако, как показывают расчеты (табл. 6), даже при полной забутовке контура выработки сопротивление рамы в податливом режиме не превысит 230 кН (75% от паспортного значения). После исчерпания податливости крепь должна бы перейти в жесткий режим работы, но из-за несовершенства существующих конструкций узлов податливости часто этого не происходит, более того, сопротивление узлов податливости падает и та невысокая нагрузка, которую может выдержать рама, постоянно снижается, а выработка задавливается окружающей породой.

При выполнении тампонажа и обеспечении жесткого режима работы крепи из спецпрофиля СВП 33, ее несущая способность вырастет до 1140 кН (табл. 7), что в 2,25 раза выше нормативного значения 505 кН, которое обеспечит даже крепь из СВП № 19 (515 кН). Расчёты и практический опыт показали, что применение тампонажа позволяет отказаться от тяжёлых спецпрофилей крепи (выше СВП №19) и обеспечить вполне устойчивое состояние выработки, уменьшив расход стального проката в 1,6...2,5 раза.

В таблице 8 представлены поправочные коэффициенты для исправления (на первом этапе исключения ошибок) заданных в нормах сопротивлений рам разных типоразмеров СВП для возможных схем загрузки (рис. 1). Нормативные сопротивления крепи для всех типоразмеров спецпрофиля пересчитаны на ширину выработки  $2a = 5$  м для соответствия геометрической схеме рисунка 1.

Таблица 8 – Поправочные коэффициенты к нормативным значениям стальных рамных арочных податливых крепей с учетом характера нагрузки и условий взаимодействия с массивом

Типоразмер СВП	Нормативное [2] сопротивление крепи с замками ЗЗД, кН		Расчетная несущая способность, кН в доли от нормативной					
	в податливом режиме	в жестком режиме	Сосредоточенная сила			Распределенная нагрузка		
			без забутовки	забутовка $c=25$ МПа/м	тампонаж $c=500$ МПа/м	без забутовки	забутовка $c=25$ МПа/м	тампонаж $c=500$ МПа/м
14	150	160	13,6/ <b>0,09</b>	30,9/ <b>0,21</b>	36,8/ <b>0,23</b>	40,5/ <b>0,27</b>	230/ <b>1,53</b>	330/ <b>2,06</b>
17	180	194	16,8/ <b>0,09</b>	38,1/ <b>0,21</b>	45,5/ <b>0,23</b>	50,0/ <b>0,28</b>	230/ <b>1,28</b>	410/ <b>2,11</b>
19	200	235	20,5/ <b>0,1</b>	46,8/ <b>0,23</b>	56,0/ <b>0,24</b>	61,1/ <b>0,31</b>	230/ <b>1,15</b>	515/ <b>2,19</b>
22	220	278	25,1/ <b>0,11</b>	56,9/ <b>0,26</b>	68,1/ <b>0,24</b>	74,5/ <b>0,34</b>	230/ <b>1,05</b>	620/ <b>2,23</b>
27	250	385	33,6/ <b>0,13</b>	76,6/ <b>0,31</b>	91,9/ <b>0,24</b>	100,0/ <b>0,4</b>	230/ <b>0,92</b>	850/ <b>2,21</b>
33	310	525	44,7/ <b>0,14</b>	102,2/ <b>0,33</b>	122,9/ <b>0,23</b>	133,4/ <b>0,43</b>	230/ <b>0,74</b>	1140/ <b>2,17</b>

### Выводы:

1. Существующие нормативные методики выбора параметров стальной рамной крепи не учитывают закономерностей взаимодействия крепи с массивом, ведут к грубым ошибкам проектирования 1 и 2 рода, а потому – малодостоверны и должны быть пересмотрены.

2. Научно обоснованными численными методами расчёта и выбора параметров крепи доказано, что некачественное оконтуривание вы-

работки, большие пустоты закрепного пространства, отсутствие забутовки и др. приводят к разрушению верхняка и стоек до начала податливости, снижению несущей способности крепи в 3-10 раз по сравнению с рекомендациями в нормах, что недопустимо. Существующие конструкции узлов податливости не отвечают принципу равнопрочности крепи, когда они должны срабатывать с запасом 1,1-1,2 до начала разрушения элементов крепи изгибом.

3. Расчёты и практический опыт показали, что применение забутовки или тампонажа закрепного пространства после исчерпания податливости резко увеличивают (в 5-10 раз) несущую способность крепи, что позволяет отказаться во многих случаях от применения «тяжёлых» спецпрофилей СВП (22, 27, 33) и перейти к использованию «лёгких» спецпрофилей (СВП 19, 17, 14). Это с избытком окупает усложнение технологии работ по креплению и ведёт к существенной (в 2-3 раза) экономии металлопроката.

4. Для оптимального проектирования и эксплуатации крепей необходимо соблюдение принципа равнопрочности ее элементов, т.е. конструкция крепи должна иметь одинаковый запас прочности по изгибающим моментам в опасных сечениях и продольным силам в узлах податливости. Это можно обеспечить переходом на компьютерное проектирование крепи.

### **Библиографический список**

1. Литвинский Г.Г. *Стальные рамные крепи горных выработок* / Г.Г. Литвинский, Г.И. Гайко, Н.И. Кулдыркаев. – К.: Техника, 1999. – 216 с.

2. СОУ 10.1.00185790.011:2007 / *Мін-во вугільної промисловості України; ДонВУГІ, УкрНДІпроект.* – К.: Мінвуглепром України, 2007. – 116 с.

3. СНиП II-94-80. *Подземные горные выработки. Нормы проектирования.* – М.: Стройиздат, 1982. – 30 с.

4. *Руководство по проектированию подземных горных выработок и расчету крепи* / ВНИМИ, ВНИИОМШС Минуглепрома СССР. – М.: Стройиздат, 1983. – 272 с.

5. *Указания по рациональному расположению, охране и поддержанию горных выработок на угольных шахтах СССР.* – Л.: ВНИМИ, 1986. – 222 с.

6. *Инструкция по выбору рамных податливых крепей горных выработок.* – Санкт-Петербург: ВНИМИ, 1991. – 125 с.

7. Литвинский Г.Г. *Расчет крепи горных выработок на ЭВМ: учебн. пособ.* / Литвинский Г.Г., Фесенко Э.В., Емец Е.В. – Алчевск: ДонГТУ, 2011. – 174 с.

8. Шильман Е. А. Повышение устойчивости горных выработок путём безнапорного заполнения закрепного пространства тампонажным раствором / Е. А. Шильман // *Шахтное строительство*. – 1982. - № 9. – С. 16-18.

9. Гетце Э. Опыт использования различных систем заполнения закрепного пространства в проходческих забоях / Э. Гетце // *Глюкауф*. – 1982. - № 1. - С. 17–19.

10. О выборе забутовочного материала для заполнения закрепного пространства горных выработок / И. Г. Великий, В. И. Черетяно, В. В. Черкасов [и др.] // *Шахтное строительство*. – 1978. - № 9. – С. 12–14.

11. Маилян Р.Л. *Строительные конструкции: учебное пособие* / Р.Л. Маилян, Д.Р. Маилян, Ю.А. Веселев. Изд. 2-е. – Ростов н/Д: Феникс, 2005. – 880 с.

12. СНиП II-23-81\* *Стальные конструкции. Нормы проектирования*. – М.: Стройиздат, 1990. – 134 с.

**Рекомендована к печати д.т.н., проф. Гайко Г.И.**