

ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТОСПОСОБНОСТИ ШАХТНОЙ КРЕПИ С ПОЗИЦИЙ ПРИНЦИПОВ РАВНОПРОЧНОСТИ

*Г.Г. Литвинский, Э.В. Фесенко, Донбасский государственный технический университет,
Украина*

Дан анализ нормативных методов проектирования и расчёта стальной арочной крепи. Компьютерным моделированием исследована её работоспособность. Сформулирован принцип равнопрочности проектирования крепи. Показано несоответствие серийных узлов податливости условиям работы крепи. Доказана возможность перехода от тяжёлых спецпрофилей к лёгким, повышения несущей способности крепи в 6-7 раз и пропорциональной экономии металла за счёт соблюдения принципа равнопрочности, забутовки закрепного пространства и перехода к податливо-жёсткому режиму работы крепи.

Основными причинами нарушения устойчивости выработок являются недостаточная надёжность прогноза горно-геологических условий; ошибки при проектировании, нарушения технологии сооружения, эксплуатации и поддержания выработок. Лишь незначительное число выработок (около 10-20%) вполне соответствует горно-геологическим условиям [1], 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 методы расчёта и обоснования параметров крепи [2-6] отстали от современного уровня развития горной науки. Действующие 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, поскольку несущая способность во многом является весьма изменчивой величиной.

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 арочной рамной крепи рассмотрим различные схемы её взаимодействия с массивом. Особое внимание следует уделить учёту особенностей формирования нагрузки на крепь. Для этого в каждой расчётной схеме крепи (ширина арки $2a = 3 \dots 5,5$ м, высота арки $2b = 2,5 \dots 3,75$ м, радиус дуги верхняка $r = 1,5 \dots 2,75$ м) задавали внешние нагрузки с разными законами распределения и контактными условиями на границе с массивом: разной плотности забутовка закрепного пространства, тампонаж и пр. Расчетная схема крепи (рис. 1) - двухшарнирная циркулярная арка. На почве выработки она снабжена неподвижными шарнирами в нижних узлах 1,2 стоек.

Особенностью взаимодействия подземных конструкций с окружающим массивом является возникновение пассивного отпора пород, что редко учитывается в существующих методах расчёта из-за их заметного усложнения. Для моделирования пассивного отпора пород использовали в расчётном комплексе ЛИРА нелинейные конечные элементы (КЭ 264), которые обеспечивают одностороннюю упругую связь заданной жёсткости R [7].

Важно обеспечить правильное определение жёсткости контактного взаимодействия крепи и массива в соответствии со свойствами контактного материала (забутовка, тампонаж, жёсткий контакт с массивом и др.). Для охвата всего диапазона изменения контактных условий их жёсткость рассчитывали в зависимости от коэффициента постели среды c . Согласно [8-10 и др.] при тампонаже коэффициент постели находится в пределах $c \approx 300 \dots 800$ МПа/м (принято 500), плотная забутовка дает $c \approx 100 \dots 200$ МПа/м, рыхлая – $c \approx 25$ МПа/м. Жесткость 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 жесткость материала в закрепном пространстве R изменялась 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 задана как параметр элемента КЭ 264. Значение коэффициента трения между породой и крепью принято равным $f = 0,3$. При этом крепь обычно не сразу вступает во взаимодействие с массивом, особенно при неплотной и некачественно выполненной забутовке из-за наличия зазоров. Зазор моделировали с помощью свойства КЭ 264 – «зазор». При расчётах 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).

Модель арочной крепи нагружали двумя видами нагрузок:

- вертикальной сосредоточенной силой, приложенной к вершине арки (рис. 1а);
- вертикальной распределённой нагрузкой (рис. 1б).

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

- 1) изгибающий момент M на каком либо участке крепи превысит допустимый $[M]$ для данного типоразмера спецпрофиля СВП с учётом схемы загрузки $M \geq [M]$;
- 2) продольная сила N превысит допустимую $[N]$ для данного типоразмера СВП $N \geq [N]$.

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

Значения допустимых изгибающих моментов $[M]$ при чистом изгибе и продольных сил $[N]$ при центральной сжатии для разных типоразмеров профилей СВП от №14 до №33 определяем по формулам [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, см^3 ;

R_y – расчётное сопротивление стали, МПа ($R_y = 240$ МПа);

φ – коэффициент продольного изгиба, принятый в соответствии со СНиП II-23-81 [12];

A – площадь поперечного сечения профиля, см^2 ;

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

Результаты выполненных расчетов представлены в таблице 1.

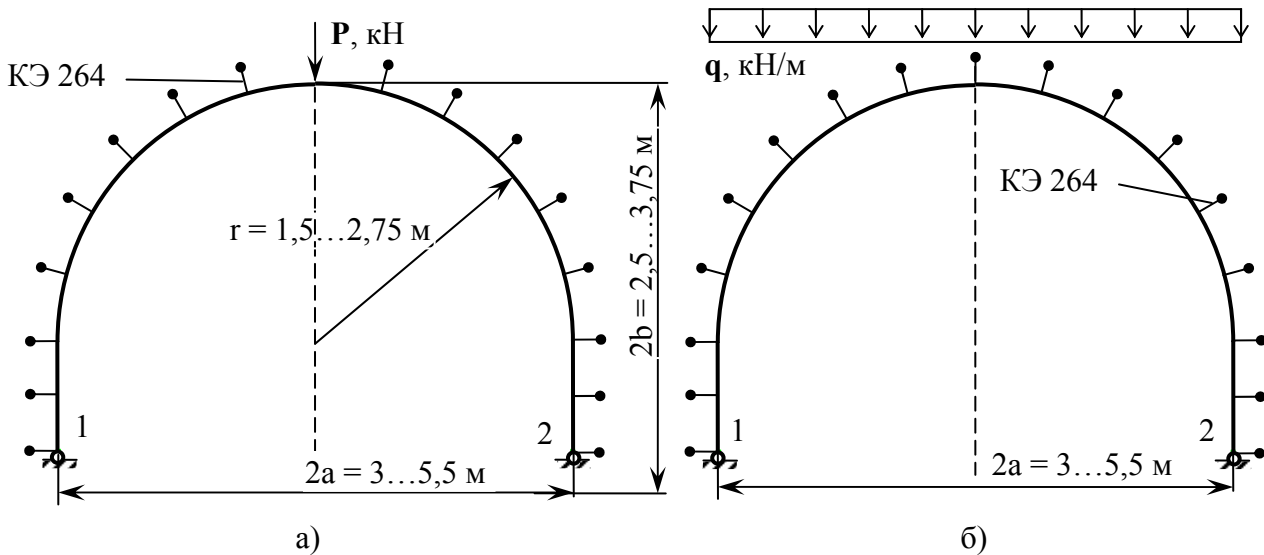


Рисунок 1 – Расчетные схемы арочной крепи при нагружении:

- а) вертикальной сосредоточенной силой P ;
 б) вертикальной распределенной нагрузкой q .

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

Типоразмер СВП	W , см^3	φ	A , см^2	$[M]$, $\text{кН}\cdot\text{м}$	$[N]$, 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 продоль-

ную силу $[M]$ в податливых крепях 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 нагружения, т.е.

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

Таким образом, значение допустимого момента $[M]$ в опасном сечении для разных схем нагружения крепи и типоразмеров спецпрофилей будет различным. В результате расчета по схеме рисунка 1а получены эпюры распределения внутренних силовых факторов, 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 действует 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. Интуитивно понятно, что наиболее выгодным случаем работы крепи будет одновременное исчерпание её несущей способности по обоим факторам. Исходя из этого можно сформулировать **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 $[M]$, что следует использовать для достижения равнопрочности конструкции.

Принцип равнопрочности податливой крепи состоит в том, чтобы обеспечить такое сопротивление узлов податливости $[N_O]$ крепи, которое соответствует нагрузке, вызывающей предельный изгибающий момент $[M]$ в наиболее опасном её сечении. Этот принцип равнопрочности позволяет сформулировать критерий оптимальности рамной податливой крепи:

$$K_{o1} = \frac{P_M}{P_N} \rightarrow 1 \text{ при } K_{o2} = \frac{P_K}{m_K} \rightarrow \max, \quad (6)$$

где P_M – несущая способность крепи по допустимому моменту в опасном сечении;

P_N – несущая способность крепи по предельному сопротивлению узла податливости;

P_K – несущая способность податливой крепи (минимальное значение из P_M и P_N);

m_K – масса одной крепежной рамы.

На рисунке 2 представлены результаты расчета несущей способности P рамной арочной крепи шириной 5 м, загруженной вертикальной сосредоточенной силой (см. расчетную схему на рис. 1, а) при различной степени жёсткости забутовки, причем линии на графике соответствуют: 1 – крепь без забутовки, 2 – с расклинкой в узлах податливости, 3 – коэффициент постели забутовки $c = 25$ МПа/м; 4 – $c = 100$ МПа/м, 5 – $c = 200$ МПа/м, 6 – тампонаж ($c = 500$ МПа/м).

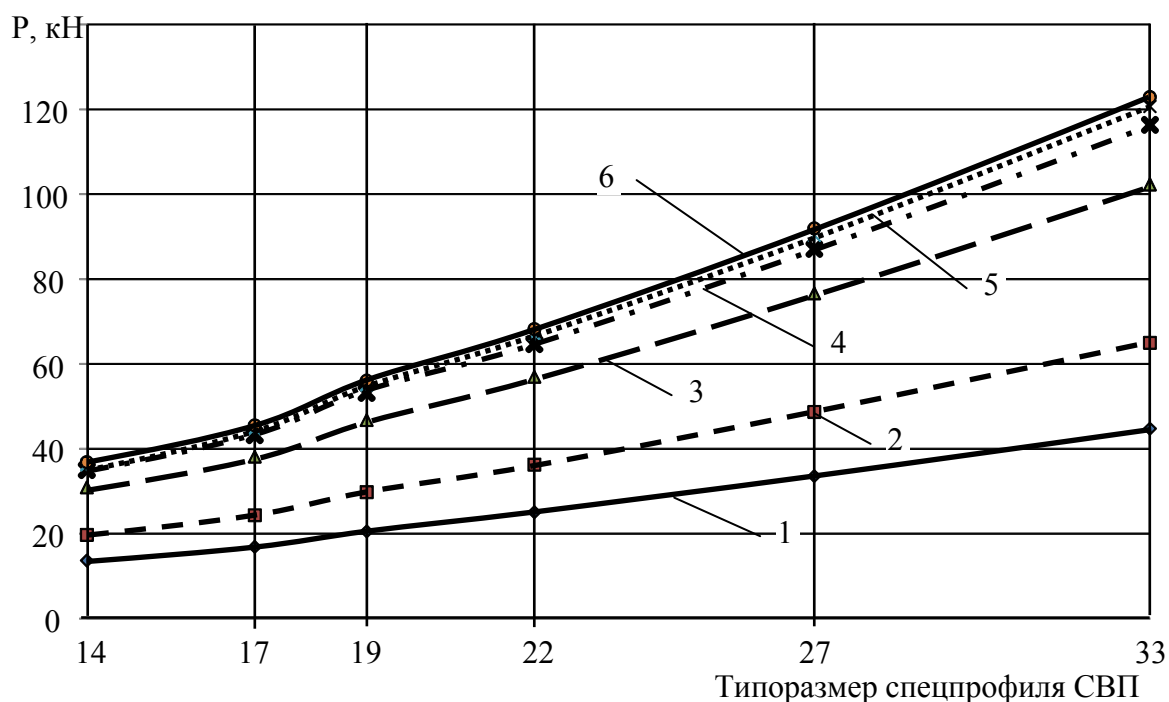


Рисунок 2 – Зависимость несущей способности крепи P от типоразмера спецпрофиля СВП при действии сосредоточенной силы

Как видно из рисунка 2, предельная нагрузка P на крепь без забутовки закрепного пространства (линия 1), после которой она разрушается, оказалась ниже нормативного значения, рекомендуемого в нормах проектирования [2], в 7–10 раз. Установка расклинки крепи в зоне узлов податливости увеличивает ее несущую способность примерно на 45% – линия 2, тем не менее, она остается ниже паспортных значений в несколько раз.

Забутка закрепного пространства создаёт пассивный отпор пород и тем самым заметно повышает несущую способность крепи. Даже наличие неплотной забутовки ($c = 25$ МПа/м, линия 3) увеличивает несущую способность крепи в 2,3 раза. Тем не менее, этого недостаточно, т.к. допустимая нагрузка P остаётся меньше нормативной [2] в 3...4 раза. Дальнейшее увеличение жёсткости забутовки до 100...200 МПа/м существенно не увеличивает несущую способность крепи (линии 4, 5). Даже выполнение тампонажа, когда жёсткость доходит до $c = 500$ МПа/м и более, по сравнению с рыхлой забутовкой повышает P всего в 1,2 раза (линии 3 и 6). Таким образом, увеличение жёсткости забутовки выше 100 МПа/м или выполнение тампонажа при такой схеме загрузки крепи малоэффективно и поэтому нецелесообразно.

Значения оптимального сопротивления узлов податливости $[N_O]$ (рис. 3, 5) сопоставлены с конструктивным сопротивлением серийного узла податливости $N_K = 120$ кН. На этих рисунках линия 7 показывает сопротивление серийного узла податливости N_K , остальные линии (1 – 6) – те же.

При загрузке сосредоточенной силой (рис. 3) требуемое сопротивление узлов податливости $[N_O]$ почти всегда ниже N_K . Это доказывает, что при сосредоточенных нагрузках раз-

рушение крепи происходит от изгибающих моментов, т.е. крепь работает как жёсткая конструкция и разрушается, не успевая входить во вторую (податливую) стадию работы. При установке крепи из СВП 33, использование для забутовки материала с жесткостью $c > 25$ МПа/м приводит к тому, что узел податливости сработает раньше, чем изгибающий момент в опасном сечении превысит допустимое значение $[M]$. Значит, недогруженная по моменту крепь перейдет в податливую стадию работы, не исчерпав возможности сопротивления профиля изгибающим моментам.

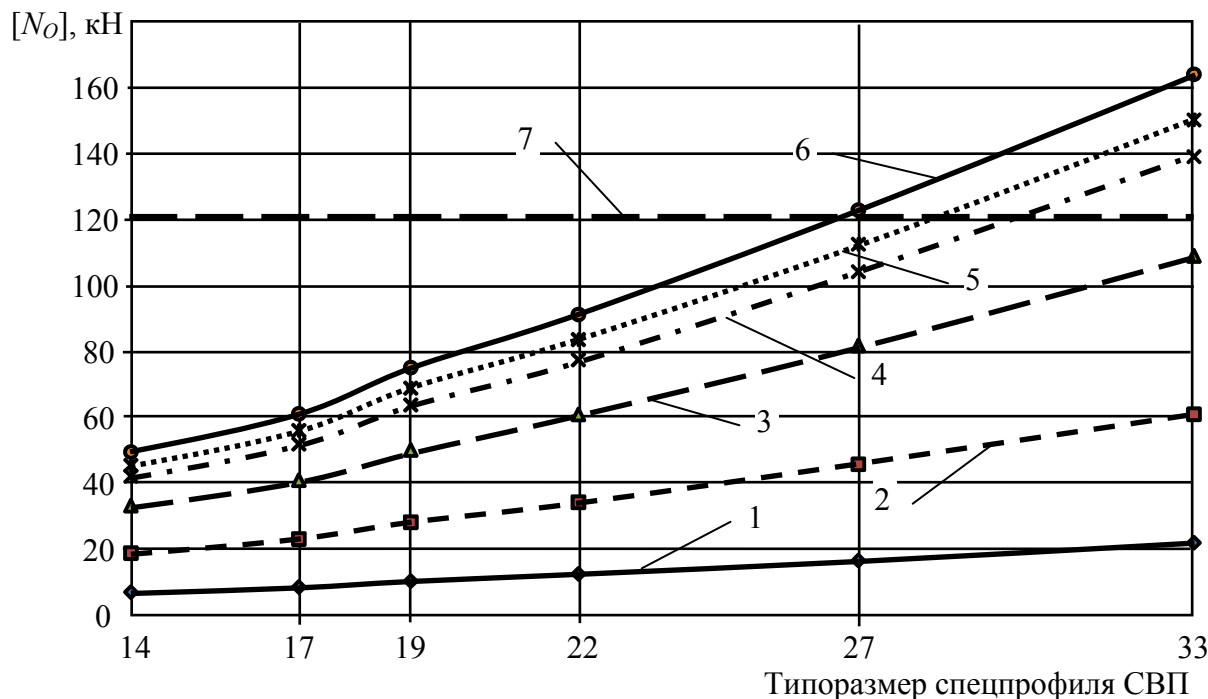


Рисунок 3 – Требуемое сопротивление узлов податливости $[N_o]$ при условии равнопрочности

Следовательно, нагружение крепи сосредоточенной силой (рис. 1а), которое часто реализуется на практике при отсутствии забутовки, больших зазорах, плохом оконтуривании выработок и других нарушениях технологии, 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. В этих условиях податливые узлы не работают.

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 . Поэтому для использования податливого режима работы крепи надо снижать сопротивление узлов податливости в 3...15 раз, т.е. заведомо идти либо на потерю сечения выработки от смещений пород, либо смириться с быстрым разрушением крепи и завалом выработки.

Что же происходит при нагружении 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, которые будут разрушаться изгибом или потерей устойчивости.

На рисунке 4 представлена зависимость несущей способности P крепи шириной 5 м, нагруженной вертикальной распределённой нагрузкой (см. рис. 1, б), а на рисунке 5 – результаты расчета оптимальных усилий $[N_o]$ в узлах податливости. Обозначения линий на графиках остались прежними.

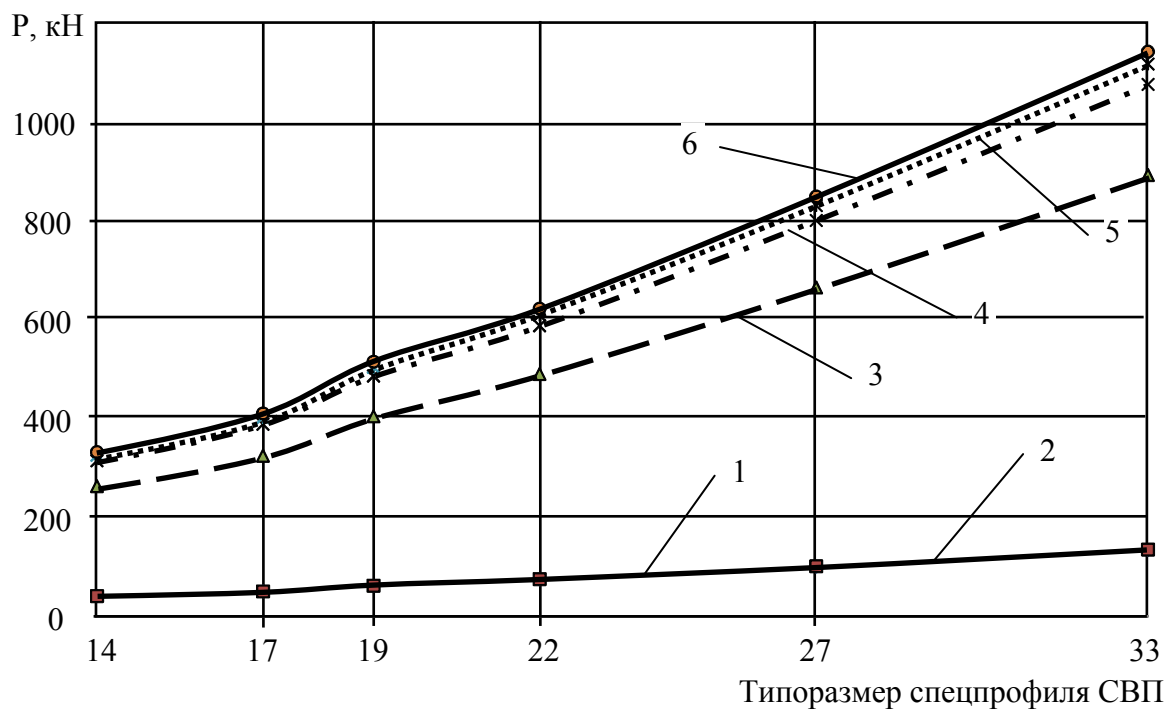


Рисунок 4 – Несущая способность крепи P при вертикальной распределённой нагрузке

Как и в расчетной схеме рис. 1, а, разрушение крепи без забутовки (линия 1) происходит от изгибающих моментов. Несущая способность крепи P меньше нормативных значений [2] в 3-5 раз. Значит, без забутовки применять крепь нецелесообразно. Ее несущая способность весьма низка – всего 40,5...133,4 кН, а усилия в узлах податливости составляют 10...32% от допустимых N_K (рис. 5). Это доказывает, что крепь работает в жёстком (не паспортном) режиме и будет неминуемо разрушена изгибающими моментами в стойках.

Вопреки рекомендациям ТУ, оказалось, что наличие расклинки крепи не влияет на ее несущую способность: линия 1 (без забутовки) и линия 2 (крепь без забутовки, но с расклинкой) совпадают (рис. 4). Расклинка полезна для устранения выбивания крепи взрывом при проведении горной выработки.

Из рисунка 4 следует, что даже рыхлая забутовка с жесткостью $c = 25$ МПа/м повышает несущую способность крепи в 6-7 раз (линии 1 и 3), когда крепь имеет узлы податливости с оптимальным сопротивлением $[N_O]$ (рис. 5).

Исследования показали, что увеличение жесткости забутовки (выше $c = 100$ МПа/м) не приводит к заметному росту несущей способности крепи. Так, выполнение тампонажа закрепного пространства ($c = 500$ МПа/м) по сравнению с забутовкой жесткостью $c = 100$ МПа/м, даёт увеличение несущей способности крепи всего на 6...7% (линии 6 и 4, рис. 2 и 4). Это в новой плоскости ставит вопрос о целесообразности выполнения жёсткого тампонажа закрепного пространства для рамных арочных крепей. Повысить несущую способность крепи в несколько раз можно, обеспечив заполнение закрепного пространства забутовкой с жесткостью $c = 25...100$ МПа/м.

Важно подчеркнуть, что все крепи с забутовкой (тампонажем) закрепного пространства при вертикальной распределенной нагрузке для обеспечения принципа равнопрочности должны иметь сопротивление узлов податливости выше серийных ($N_K = 120$ кН) в 2-7 раз (рис. 5). По сути, это равнозначно повышению работоспособности крепи в такой же пропорции.

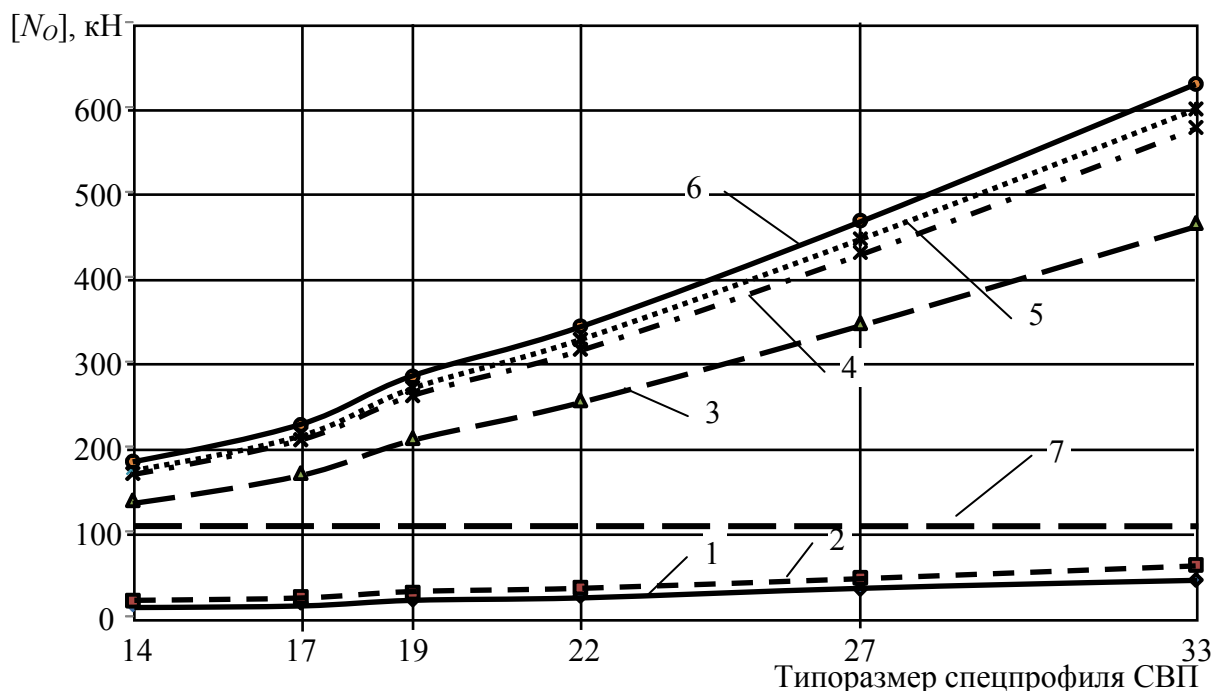


Рисунок 5 – Требуемое сопротивление узлов податливости $[N_O]$ при вертикальной распределённой нагрузке

Таким образом, серийная крепь независимо от типоразмера СВП будет иметь одинаковую заниженную несущую способность P , поскольку всегда будет происходить проскальзывание серийных узлов податливости до истощения несущей способности элемента крепи (в верхняке или стойке) из-за несоблюдения принципа равнопрочности, что видно из таблицы 2.

Таблица 2 – Несущая способность крепи при вертикальной распределённой нагрузке с забутовкой закрепного пространства ($c = 25$ МПа/м)

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 $M=[M]$ $[N_O]$, кН	$[N_O]$ в % к N_K	Действующее усилие в узле податливости N , кН	$\frac{P_M}{P_N}$
		Действующий M	M в % к $[M]$	по N_K в узлах податливости (P_N)	по $[M]$ (P_M)				
14	4,39	3,87	88	230	315	136	113	120	1,37
17	5,43	3,87	71	230	385	168	140	120	1,67
19	6,76	3,87	57	230	485	210	175	120	2,11
22	8,19	3,87	47	230	585	254	212	120	2,54
27	11,12	3,87	35	230	795	345	288	120	3,46
33	14,92	3,87	26	230	890	463	386	120	3,86

Из таблицы 2 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 $[M]$. Несущая способность крепи оказывается заниженной в 2-4 раза, что равносильно перерасходу металлопроката в такое же число раз, причём, чем

больше типоразмер профиля, тем менее эффективна такая крепь.

Более того, нецелесообразно применение спецпрофилей мощнее СВП-14 при серийных узлах податливости и выполнении забутовки. Согласно принципу оптимальности, сопротивление узла податливости для спецпрофиля СВП 33 должно составлять $[N] = 463$ кН, что увеличит несущую способность рамы с 230 кН до 890 кН, т.е. в 3,86 раза. Однако ни один тип существующих узлов податливости не способен обеспечить такое сопротивление. Поэтому теряет смысл направлять усилия специалистов на разработку всё новых узлов податливости с примерно одинаковыми усилиями сопротивления.

Это ставит задачу по проектированию податливых крепей нового типа, работающих в податливо-жестком режиме, соответствующем конкретным горно-геологическим условиям и особенностям формирования внешней нагрузки на крепь. Самым перспективным направлением обеспечения принципа равнопрочности крепи и оптимальности её взаимодействия с массивом окружающих пород можно считать искусственное формирование внешней нагрузки на крепь активными способами воздействия на массив горных пород.

Следовательно, повышать несущую способность крепи при распределённой нагрузке надо не путем увеличения типоразмера спецпрофиля (до СВП 27, 33 или больше), а либо применяя узлы податливости с сопротивлением в 2...4 раза больше, либо обеспечивая податливо-жесткий режим работы рамы (например, установкой ограничителей податливости - «сухарей»).

Выводы:

1. Существующие нормативные методики выбора параметров стальной рамной крепи не учитывают взаимодействия крепи с массивом (распределение нагрузки, жесткость забутовки и др.), что ведёт 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 выработки, большие пустоты закрепного пространства, отсутствие забутовки и другие нарушения технологии 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.

3. Существующие конструкции узлов податливости не отвечают принципу равнопрочности крепи, при сосредоточенной силе на крепь их сопротивление избыточно (в 6-10 раз), а при распределённой нагрузке и забутовке – должно быть увеличено в 2-4 раза.

4. Применение забутовки закрепного пространства с обеспечением оптимального сопротивления узлов податливости крепи $[N_0]$ резко увеличивает (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.

5. Стремление увеличить жесткость забутовки (более $c = 100$ МПа/м) не приводит к заметному увеличению несущей способности крепи. Поэтому нецелесообразно выполнять жесткий тампонаж закрепного пространства вокруг рамных арочных крепей, а достаточно создать «рыхлую» забутовку с жесткостью $c = 25...100$ МПа/м, чтобы повысить несущую способность крепи в 6...7 раз.

6. При оптимальном проектировании рамной крепи, что требует использования компьютерных моделей, необходимо руководствоваться принципом равнопрочности (6), согласно которому конструкция крепи должна иметь одинаковый запас прочности по изгибающим моментам в опасных сечениях и продольным силам в узлах податливости.

Список литературы

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. – 272с.
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 / Г.Г. Литвинский, Э.В. Фесенко, Е.В. Емец. – 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. Черетянко, 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.