

СТЕРЖНЕВАЯ МОДЕЛЬ КАМЕННОГО ЗАПОЛНЕНИЯ КАРКАСА

Спрос на промышленные и гражданские здания с высокими потребительскими свойствами, а также потребность в разнообразных архитектурных формах, обусловили в странах СНГ и за рубежом большие объемы строительства каркасных зданий с каменным заполнением в виде самонесущих внутренних перегородок и наружных стен.

При проектировании таких зданий предполагается, что функции несущих конструкций выполняют элементы каркаса: колонны, ригели, плиты перекрытий и вертикальные диафрагмы жесткости. Каменному же заполнению в виде внутренних перегородок и наружных стен традиционно оставляют выполнять только ограждающих функций, игнорируя собственную жесткость и прочность заполнения, а также его силовое взаимодействие с каркасом. Полагают, что влияние заполнения на статическую работу несущих конструкций здания ограничивается передачей нагрузки от собственного веса каменной кладки.

При этом СНиП II-22-81*, СП 15.13330.2012 и Еврокод 6 указывают на необходимость проверки предельного состояния эксплуатационной пригодности стенового заполнения каркаса при его сдвиговых деформациях (перекосе) в плоскости стены. В то же время в упомянутых нормах методика такой проверки отсутствует. В пособии к СНиП II-22-81 приведена формула для определения сопротивления заполнения при горизонтальных воздействиях на каркас здания (1):

$$Q_u = \frac{0,7R_{sq}lh}{1 - \alpha \frac{H}{l}} \gamma, \quad (1)$$

где R_{sq} – прочность кладки на срез по горизонтальному неперевязанному шву;

α – коэффициент, равный для кладки из сплошных камней 0,5, а для кладки из пустотелых камней – 0;

γ – коэффициент, учитывающий влияние проема: для сплошного заполнения $\gamma = 1$, а для заполнения с проемами:

$$\gamma = 0.5 \left\{ 1 - 1.54 \left[1 - 0.25 \left(1 - \frac{l_{np}}{l} \right) \right] \frac{h_{np}}{H} \right\}$$

H, l, h – соответственно, высота, длина и толщина заполнения;

l_{np}, h_{np} – длина и высота проема.

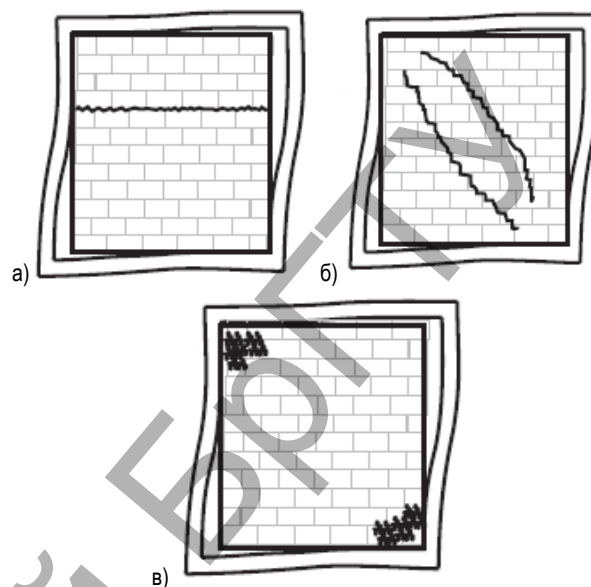
Формула (1) предполагает, что разрушение заполнения при сдвиговых деформациях каркаса происходит вследствие сдвига кладки вдоль горизонтальных растворных швов. Выполненные экспериментально-теоретические исследования показывают, что данное предположение является справедливым для кирпичного заполнения. В зависимости от соотношения прочностных показателей растворных швов и кладочных элементов разрушение заполнения может вызываться не только сдвигом кладки, но и ее растрескиванием вдоль сжатой диагонали или раздроблением в сжатых углах заполнения (рис. 1).

Учитывая приведенные на рисунке 1 механизмы разрушения, выражение для проверки предельного состояния несущей способности заполнения имеет вид:

$$F_{strut,d} \leq \min \{ R_{d1}, R_{d2}, R_{d3} \}, \quad (2)$$

где $F_{strut,d}$ – расчетное усилие в заполнении; R_{d1}, R_{d2}, R_{d3} – соответственно расчетные значения сопротивлений заполнения действию касательных, главных растягивающих и главных сжимающих напряжений.

Методика определения значений R_1, R_2, R_3 приведена в работе [1].



а) скалывание кладки в плоскости горизонтальных растворных швов; б) растрескивание кладки по сжатой диагонали; в) раздробление кладки
Рис. 1. Механизмы разрушения заполнения при сдвиговых деформациях каркаса

Значение F_{strut} можно определить, заменив заполнение диагональными стержнями, воспринимающими только сжимающие усилия, в то время как железобетонные элементы каркаса работают на растяжение и/или сжатие в зависимости от направления горизонтальной нагрузки (рис. 2).

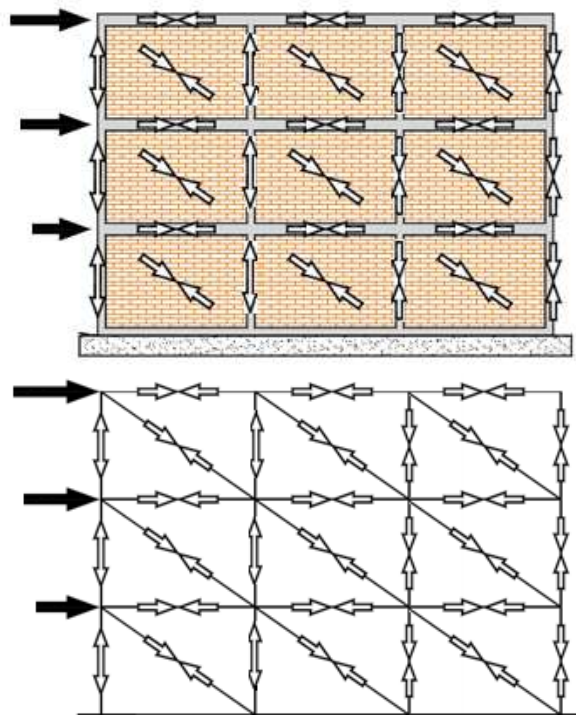
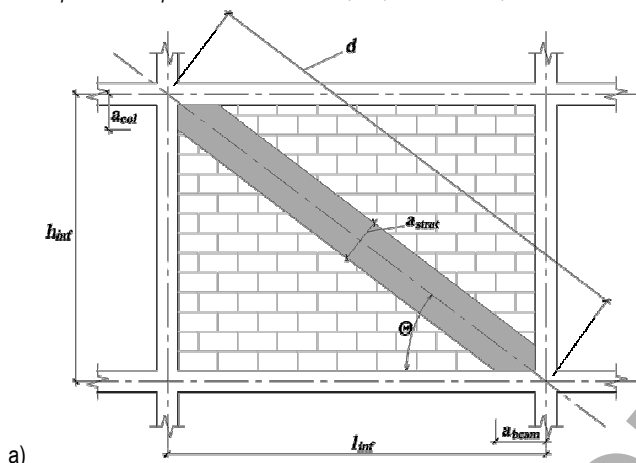


Рис. 2. Моделирование каркасного здания с каменным заполнением

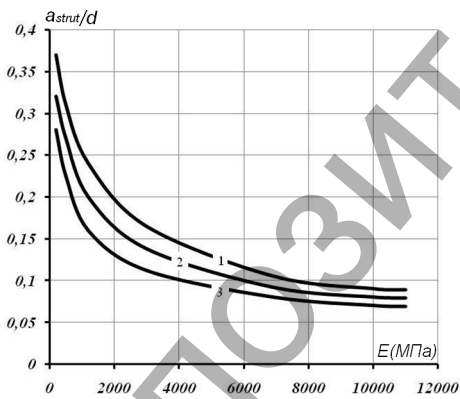
Деркач Валерий Николаевич, кандидат технических наук, заместитель директора филиала Республиканского унитарного предприятия «Институт БелНИИС» Научно-технического центра.
 Беларусь, РУП «Институт БелНИИС», 224023, ул. Московская, 267/2.

Для решения указанной задачи необходимо, чтобы жесткость диагональных подкосов была эквивалентна жесткости каменного заполнения. В расчетах модуль упругости стержневых подкосов назначается таким же, как модуль упругости каменной кладки, а геометрические параметры зависят от ряда факторов, главными из которых являются жесткостные характеристики кладки, геометрические размеры заполнения, размеры и положение проемов, условия контакта заполнения с взаимодействующими с ним конструкциями [2]. Влияние указанных факторов на работу каменного заполнения изучено недостаточно.

На рисунке 3 приведены полученные автором расчетные зависимости для определения геометрических параметров каменного заполнения, которое моделируется работающим на сжатие стержневым аналогом (СА) (рисунок 3,а). Ширина сечения СА назначается равной толщине заполнения, а высота (a_{strut}) в случае сплошного заполнения определяется по графикам, представленным на рисунке 3,б. Если в заполнении имеется оконный или дверной проем, то значение a_{strut} корректируется путем умножения его на коэффициенты K_{open} или K'_{open} соответственно (рисунки 3,в и 3,г).

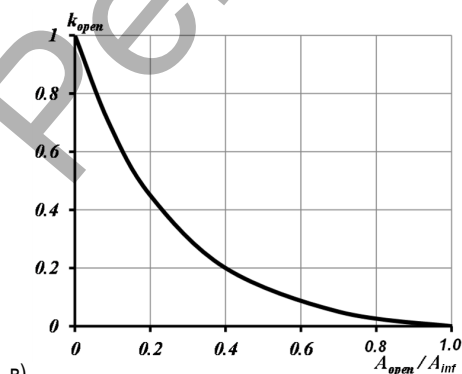


а)

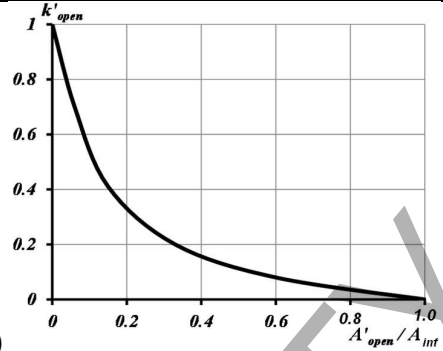


б)

1 - $l_{inf} / h_{inf} = 1$, 2 - $l_{inf} / h_{inf} = 1,5$, 3 - $l_{inf} / h_{inf} = 2$



в)



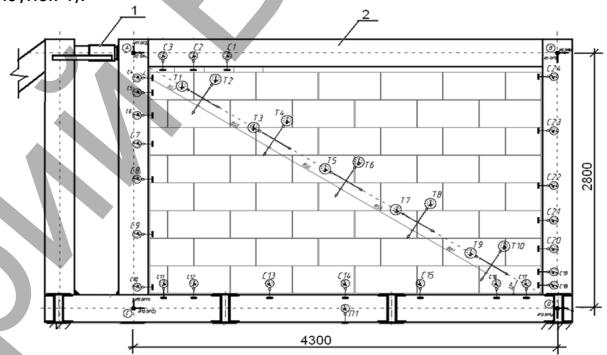
г)

а) схема СА; б) зависимость « $a_{strut}/d-E$ »; в) зависимость « $K_{open} - A_{open} / A_{int}$ »; г) зависимость « $K'_{open} - A'_{open} / A_{int}$ »

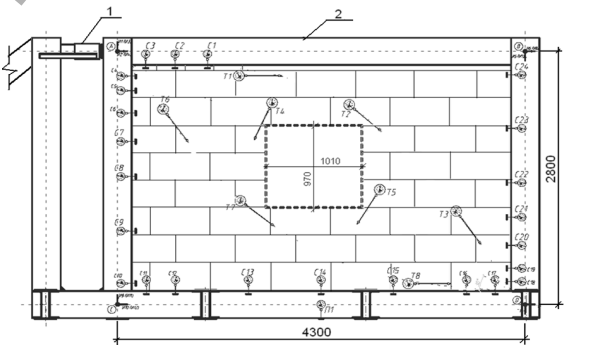
Рис. 3. К расчету геометрических параметров СА

На рисунке 3 $A_{int} = l_{inf} \times h_{inf}$ – площадь заполнения, A_{open} и A'_{open} – соответственно площадь центрального оконного и дверного проема.

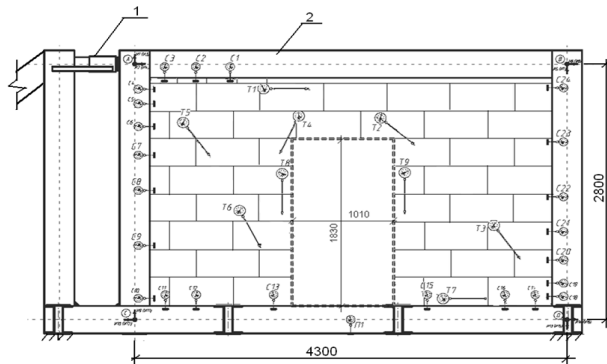
С целью проверки предлагаемой методики расчета каркаса с каменным заполнением был выполнен комплекс экспериментальных исследований моделей, представляющих замкнутую стальную раму с жесткими узлами, заполненную ячеистобетонными блоками В2,5 D500 толщиной 250 мм на тонкошовных клеевых растворных швах (рисунок 4).



а)



б)



в)

1 – гидродомкрат, 2 – стальная рама, Т, С – индикаторы перемещений точностью 0.001мм, и 0.01мм

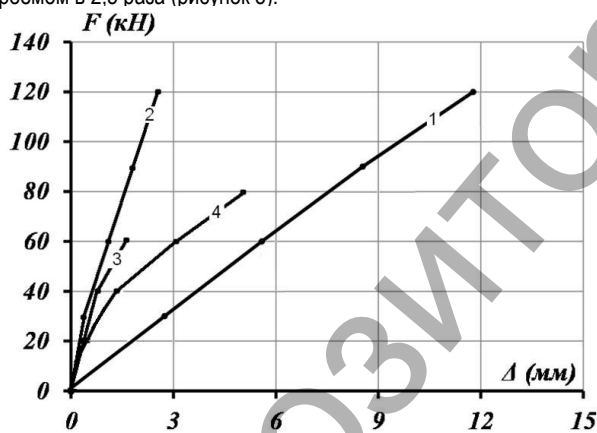
а) сплошное заполнение; б) заполнение с оконным проемом; в) заполнение с дверным проемом

Рис. 4. Схемы испытанных рам с заполнением

Для того, чтобы минимизировать влияние масштабного фактора на результаты опытов, испытаниям подвергались образцы заполнения, размеры которых были близки к размерам реальных конструкций (4×2,5м). Контурные швы между стойками рамы и заполнением создавались клеевым раствором толщиной 10–15 мм, наносимым на вертикальную грань крайних блоков, которые прижимались к стойкам рамы. Контурный шов между верхним ригелем рамы и заполнением выполнялся только на участке длиной 1200 мм от верхнего нагруженного угла кладки. Металлическая рама была запроектирована из условия близости изгибных жесткостей ее элементов к жесткостям реальных конструкций железобетонного каркаса. Рама крепилась к силовому полу с помощью анкерных болтов, в горизонтальном направлении раскрепление рамы производилось при помощи стального подкоса. Горизонтальная, возрастающая ступенями нагрузка передавалась на раму в уровне центральной продольной оси ее верхнего ригеля с помощью гидравлического домкрата грузоподъемностью 25 т. Испытаниям подвергалась рама без заполнения, а также рама с тремя вариантами заполнения: сплошное; с центральным оконным проемом $l_{open} \times h_{open} = 1010 \times 970$ мм; с центральным дверным проемом $l_{open} \times h_{open} = 1000 \times 1830$ мм. На каждом этапе нагружения фиксировались горизонтальные перемещения верхних узлов рамы, длины зон ее контакта с каменным заполнением, а также относительные деформации заполнения в направлениях ожидаемых траекторий главных напряжений

Следует отметить, что все известные исследования заполнения при сдвиговых деформациях каркаса проводились с применением кладок, обладающих относительно высокими деформационными характеристиками. Сведения об исследовании совместной работы каркаса с заполнением из ячеистобетонных блоков на тонкослойных клеевых швах в научно-технической литературе отсутствуют. На необходимость таких исследований указывал Поляков С.В. [3].

Испытания показали, что заполнение рамы кладкой из ячеистобетонных блоков повысило ее сдвиговую жесткость по сравнению с рамой без заполнения: при сплошном заполнении - в 5 раз; при заполнении с оконным проемом в 3,6 раза; при заполнении с дверным проемом в 2,5 раза (рисунок 5).



1 – рама без заполнения, 2 – сплошное заполнение, 3 – с оконным проемом, 4 – с дверным проемом

Рис. 5. Диаграммы горизонтальных перемещений верхнего узла рамы Δ в зависимости от сдвигающей нагрузки F

При сдвиге рамы со сплошным заполнением имели место всплески относительных деформаций сжатия у нагруженных углов заполнения. После образования контурных трещин рост деформаций сжатия происходил практически пропорционально росту сдвигающей нагрузки. Относительные деформации растяжения в направлении перпендикулярном сжатой диагонали возрастали к центру

Таблица 1. Перемещения верхнего ригеля рамы: Δ_{obs} – опытные, Δ_{cal} – полученные расчетом

Вид заполнения	Геометрические характеристики CA $b \times a_{strut}$ (мм)	Нагрузка F (кН)	Продольное усилие в CA N (кН)	Δ_{obs} (мм)	Δ_{cal} (мм)	Отклонение %
1	2	3	4	5	6	7
сплошное	250×1130	60	-52	1,1	1,18	+7,3
с оконным проемом	250×904	40	-33	0,88	0,95	+8,0
с дверным проемом	250×362	40	-26	1,50	1,65	+10,0

заполнения. По абсолютной величине максимальные значения указанных деформаций были в 3 раза ниже установленных в этой же зоне относительных деформаций сжатия.

В заполнении с оконным проемом сжимающий силовой поток раздвигался, обтекая проем сверху и снизу, при этом в большей степени сжатию был подвержен верхний пояс каменной кладки. Максимальные значения относительных деформаций растяжения зафиксированы в зонах углов проемов, направленных навстречу сжимающему силовому потоку.

Заполнение с дверным проемом доводилось до разрушения. В указанном заполнении образование трещин начиналось в ближайшем к сдвигающей силе углу проема. После образования трещин в кладке сдвиговая жесткость рамы с заполнением снижалась. Разрушение заполнения происходило хрупко по наклонной трещине в надпроемом поясе кладки.

Проведенные исследования показали возможность эффективного использования заполнения из ячеистобетонных блоков на тонкослойных швах в качестве вертикальных элементов жесткости каркасных зданий при воздействиях, вызывающих сдвиговые деформации каркаса в плоскости заполнения. Как вертикальные элементы жесткости каркасных зданий, может использоваться также и заполнение с проемами при условии усиления кладки в зонах действия максимальных главных растягивающих напряжений. Такое усиление обычно выполняется путем поверхностного армирования кладки сетками из композиционных материалов.

Выполнено сопоставление результатов экспериментальных исследований сдвиговой жесткости рам с заполнением с результатами расчетов конечно-элементной (КЭ) модели, в которой заполнение моделировалось СА (таблица 1). В КЭ модели ригеля и стойки рамы, а также СА представлялись стержневыми КЭ общего вида имеющими шесть степеней свободы. Секундный модуль упругости заполнения E принимался по результатам испытаний образцов каменной кладки, а геометрические характеристики СА устанавливались по зависимостям, приведенным на рисунке 3. Задача решалась в линейно-упругой постановке с помощью программного комплекса STARK ES.

Из таблицы 1 следует, что отклонения опытных и полученных расчетом МКЭ значений сдвиговых деформаций рамы до образования трещин в заполнении не превышают 10%.

Заключение

1. Заполнение несущего каркаса здания кладкой из ячеистобетонных блоков на тонкослойных клеевых швах существенно повышает его жесткость при воздействиях, вызывающих сдвиговые деформации в плоскости заполнения. Устройство оконных и дверных проемов в заполнении приводит к снижению сдвиговой жесткости каркаса и отрицательно сказывается на трещиностойкости заполнения.
2. Оценку усилий в каменном заполнении и сдвиговой жесткости рамы можно выполнять на основании каркасно-стержневой модели, в которой заполнение заменяется стержневым аналогом с геометрическими параметрами, устанавливаемыми по расчетным зависимостям, приведенным на рисунке 3.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Деркач, В.Н. Несущая способность каменного заполнения каркасных зданий / В.Н. Деркач // Проблемы современного бетона и железобетона: сб. науч. тр. / Ин-т БелНИИС; редкол.: М.Ф. Марковский [и др.]. – Минск, 2013. – Вып. 5. – С. 56–67.
2. Деркач, В.Н. Совместная работа каменного заполнения и железобетонного монолитного каркаса / В.Н. Деркач // Инженерно-строительный журнал. – 2013. – №5(40). – С. 20–27.
3. Поляков, С.В. Каменная кладка в каркасных зданиях / С.В. Поляков. – М: Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1956. – 189 с.

DERKACH V.N. Bar analogue model in the frames with masonry filling

Design dependences to determine geometrical parameters of the masonry filling in the frame, taking into account the dimensions of the filling, its stiffness characteristics, the availability of a door or window opening have been presented. The results of experimental researches of steel frames filled with cellular concrete blocks at thin layer joints with shear deformations in the plane of the frame filling have been presented. The comparison of test results of frames with filling with the results of numerical model, in which the filling replaced with bar analogue, has been presented.

УДК 624.014.2

Шалобыта Н.Н., Полонский М.Ч., Шалобыта Т.П., Масилевич А.В.**ГРАНИЦЫ ПЕРЕРАСПРЕДЕЛЕНИЯ УСИЛИЙ В ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЯХ**

Введение. Пластические свойства железобетонных конструкций в расчетах учитывают уже много лет. Различные приближенные методы оценки перераспределения усилий в конструкции по сравнению с упругой ее работой основаны на знании того обстоятельства, что можно допустить определенные отклонения от теоретического распределения, которые не будут неблагоприятно влиять на надежность конструкции [1]. Руководство [2] указывает, что при расчете по I группе предельных состояний (I ПС) статически неопределимых железобетонных конструкций, допускается учитывать перераспределение усилий, связанное в основном с изменением соотношения жесткостей элементов при росте нагрузки и выполнении требований II группы предельных состояний (II ПС). Учитывая ряд закономерностей, можно на стадии проектирования создавать такие условия, чтобы перераспределение усилий происходило в заданном направлении. Это позволяет получить существенный технико-экономический эффект, который еще далеко не полностью реализуется при проектировании.

В соответствии с требованиями норм [3] при проектировании железобетонных конструкций допускается использовать различные расчетные методы, выбор которых в основном определяется не только квалификацией проектировщика, классом ответственности сооружений, видом несущих конструкций, физико-механическими свойствами материалов, сколько затратами на получение готового продукта при заданном индексе надежности. Поэтому, идеализируя при проектировании железобетонную конструкцию, по существу ее заменяют теоретической моделью, которая отвечает и позволяет себя рассчитывать основываясь на определенную технику и методику расчета.

Согласно [11, 12] различают следующие расчетные модели, позволяющие определить как внутренние усилия в конкретном сечении элемента, так и его напряженно-деформированное состояние:

- **упругая** – линейно-упругий расчет;
- **нелинейная:** а) линейно-упругий расчет с ограниченным перераспределением усилий;
- б) нелинейный расчет;
- **модели** расчетов основанные на положениях теории пластичности.

Для расчетов статически определимых железобетонных конструкций по первой и второй группам предельных состояний, как правило, применяют наиболее простую расчетную модель линейно-упругого метода. При этом, несмотря на то, что появляются некоторые несоответствия в рамках принятых норм [13] положений метода предельных состояний, связанные с методами расчета по первой и второй группам предельных состояний, на расчет конкретного сечения примененная методика влияния практически не оказывает [14]. Как показывает анализ, выполненный в работе [12], данное несоответствие приводит к ошибкам в «безопасную» сторону, определяя некоторый лишний предел безопасности. Поэтому применение дру-

гих расчетных моделей требует для статически определимых конструкций специального обоснования.

Как отмечалось выше, в статически неопределимых железобетонных конструкциях происходит перераспределение усилий, связанное в основном с изменением жесткостных характеристик сечений при росте нагрузки, поэтому большинство норм рекомендуют использовать наиболее простые методы расчета с ограниченным перераспределением усилий, которые так же позволяют оценить перераспределение как усилий, так и деформаций конструкций в целом.

В рекомендациях [4] и нормах [11] содержится два вида ограничения перераспределения усилий при расчетах по прочности – линейно-упругий расчет с ограниченным перераспределением и нелинейный расчет. В первом случае указывают пределы изменения коэффициента ограничения перераспределения моментов $\delta \leq 1$; во втором случае ограничивается пластический поворот в критических сечениях $\theta_{pl} \leq \theta_{Lr}$.

Используя линейно-упругий метод при расчетах статически неопределимых конструкций, обычно их рассчитывают как упругие системы с последующим ограничением перераспределения усилий, которое в основном заключается в уменьшении опорных и увеличении пролетных изгибающих моментов (т.е. изменении НДС нормальных сечений). При этом считается, что возможно снизится расход арматуры, сократится трудоемкость изготовления монтажных узлов, увеличится пролет конструкций, без изменения размеров поперечного сечения и т.д. (рисунок 1). Следует, однако, иметь в виду, что перераспределение усилий в отдельных сечениях оказывает влияние не только на их величину, но и на общую деформацию конструкции (прогиб, угол поворота, ширину раскрытия трещин). Необходимо еще отметить, что в руководстве [2] допускается при линейно-упругом методе расчета неограниченное перераспределение усилий при расчете по прочности, при соблюдении ограничений по предельным состояниям второй группы. При этом учитывается, что способность к пластическому деформированию опорных сечений столь велика, что отсутствует опасность их разрушения раньше достижения полного перераспределения усилий. Однако, как показывает практика расчетов и проектирования, в некоторых случаях разрушение опорных сечений все же происходит раньше, чем моменты в пролетных сечениях достигают предельных значений. Поэтому данный вопрос остается нерешенным и величина допустимого значения перераспределения остается открытой.

Согласно линейно-упругому методу с ограниченным перераспределением, основная зависимость для определения величины перераспределения изгибающих моментов имеет вид:

$$\delta \geq \delta_{\min}, \quad (1)$$

где $\delta = M_{e,r} / M_e$ – коэффициент, ограничивающий перераспределение усилий;

здесь $M_{e,r}$ – изгибающий момент после перераспределения усилий;

Шалобыта Николай Николаевич, к.т.н., заведующий кафедрой строительных конструкций Брестского государственного технического университета.

Полонский Максим Чеславович, магистрант кафедры строительных конструкций Брестского государственного технического университета.

Шалобыта Татьяна Петровна, к.т.н., доцент кафедры технологии бетона и строительных материалов Брестского государственного технического университета.

Масилевич Андрей Владиславович, магистрант кафедры строительных конструкций Брестского государственного технического университета.

Беларусь, БрГУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.