

С.В. БОСАКОВ, д-р техн. наук, проф. (РУП "Институт БелНИИС", г. Минск);
А.И. МОРДИЧ, канд. техн. наук, иностр. член РААСН (ООО "БЭСТинжиниринг", г. Минск);
В.Н. ПЕТРОВ, почетный строитель РФ, ген. директор ОАО "Гражданпроект" (г.Орел)

ПРОЧНОСТЬ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ ПРИ ДВУСТОРОННЕМ МЕСТНОМ СЖАТИИ КОЛОННОЙ

Сокращение размеров сечений и увеличение длины шагов колонн в каркасных зданиях повышенной этажности существенно улучшает их объемно-планировочную структуру и позволяет заметно увеличить поэтажный съем полезных площадей. Однако достигнуть существенных результатов по этим показателям возможно только в случае применения в вертикальных несущих элементах каркасов высокопрочных бетонов (классов по прочности на сжатие В60 и более). Расчет колонн каркасов из высокопрочных бетонов рассмотрен в известных публикациях, например [1, 2]. Вместе с тем, известные работы не рассматривают прочность стыков колонн из высокопрочного бетона с пересекающими их дисками перекрытий (рис. 1).

Экономическая целесообразность вызывает потребность устройства этих перекрытий из бетонов средней прочности (классов В25 или В30). В этом случае плита или монолитные ригели диска перекрытия защемлены в колоннах и оказываются сжатыми сверху и снизу значительными по величине сжимающими усилиями N , действующими на сравнительно небольшой площади сечения каждой колонны. Действующие нормы [3, 4] расчет такого вида

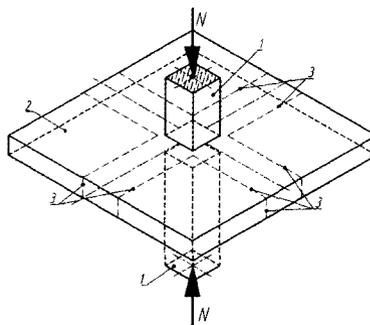


Рис. 1. Стык колонны с диском перекрытия (монолитным или сборно-монолитным)

1 - колонна; 2 - диск (плита) перекрытия; 3 - контуры монолитных ригелей диска перекрытия

местного сжатия не рассматривают, и русскоязычные публикации по этому вопросу нам неизвестны. Вместе с тем, в зарубежной практике, отличающейся широким применением высокопрочных бетонов в колоннах, исследованию рассматриваемого типа стыка с разнопрочными бетонами посвящен ряд публикаций, например [5, 6].

Чтобы уточнить характер напряженно-деформированного состояния бетона диска перекрытия, выполненного из обычного бетона (класс В25) и размещенного в сквозном проеме колонны из высокопрочного бетона (класса В60), и подготовить предложения по расчету элементов перекрытия на местное

двустороннее сжатие в РУП "Институт БелНИИС" и ООО "БЭСТинжиниринг" (г. Минск) совместно с ОАО "Гражданпроект" (г. Орел) были выполнены численные исследования указанного стыка МКЭ. Предложения по расчету апробированы на результатах экспериментальных исследований [6] и могут быть применены при конструировании каркасов.

Численные исследования МКЭ. Опытный образец. Чтобы установить распределение и величины напряжений в бетоне фрагмента перекрытия, участвующего в восприятии местного двухстороннего сжатия, был принят образец стыка колонны с перекрытием в натуральных размерах (рис. 2). Образец включал фрагменты вертикальной колонны и перекрестных монолитных ригелей, размещенных в ее сквозном проеме. Фрагмент колонны (вдоль вертикальной оси z) сечением 400×400 мм предусмотрен из бетона с призменной прочностью $\overline{R}_b = 55$ МПа. Прочность на растяжение $\overline{R}_{bt} = 3,6$ МПа, модуль упругости $E_b = 3,95 \cdot 10^4$ МПа. Колонна содержит 4 продольных стержня диаметром 32 мм класса А500С ($\overline{\sigma}_y = 500$ МПа) и поперечные хомуты. Величина расчетного продольного усилия, способного вызвать разрушение колонны, составляет $N_{max} = 9350$ кН.

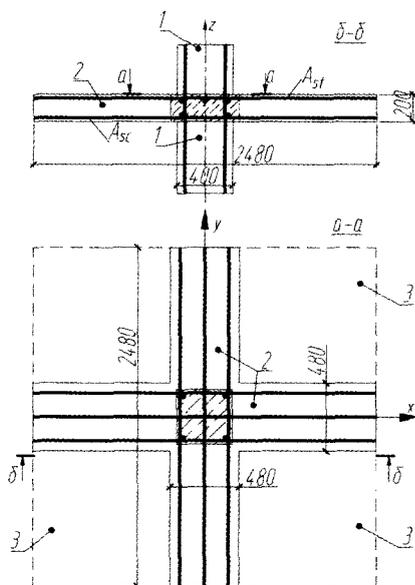


Рис. 2. Конструкция опытного образца стыка колонны с перекрытием для моделирования объемным КЭ

1 - фрагмент колонны со сквозным проемом в уровне перекрытия; 2 - монолитные ригели, заземленные в проеме колонны; 3 - сборные плиты перекрытия

На середине высоты фрагмента колонны выполнен сквозной проем высотой 200 мм. В проеме по нормали друг к другу (вдоль горизонтальных осей x и y в месте их пересечения) размещены монолитные ригели, образующие цельную крестовину.

Толщина ригелей равна высоте зазора (200 мм), а их ширина – 480 мм. Призменная прочность бетона ригелей $\overline{R}_b = 24$ МПа, прочность на растяжение $\overline{R}_{bt} = 2$ МПа, а модуль упругости $E_b = 3 \cdot 10^4$ МПа. Про-

дольная арматура каждого ригеля (A_{st}) содержит поверху по три стержня диаметром 20 мм, а понизу (A_{st}) – два таких же стержня. Класс арматуры А500С.

При учете одностороннего местного смятия, согласно методике действующих норм [3], сопротивление бетона крестовины ригелей сжатию составляет $R_{b,loc} = 46,2$ МПа. В случае размещения в проеме монолитной плиты $R_{b,loc} = 57,6$ МПа. Соответственно, смятие бетона указанных элементов перекрытия, согласно [3], могут вызвать усилия в колонне, равные 9168 и 10985 кН. Влияние армирования перекрытия, размещенного в этом узле, на его прочность, согласно методикам [3, 4], не может быть учтено.

Методика и основные результаты исследования. В опыте предусмотрено приложить к фрагменту колонны вдоль ее оси Z кратковременное продольное сжимающее усилие N . При величинах этого усилия: а) примерно соответствующего эксплуатационному ($N_n = 4360$ кН) и б) равному прочности сечений колонны ($N_{max} = 9350$ кН) предусмотрено получить количественную оценку величины напряжений в бетоне ригелей, размещенном в проеме колонны и на участках, примыкающих к ней. Также требуется установить размеры зон ригелей, примыкающих к колонне и участвующих в восприятии двухстороннего сжатия, прикладываемого колонной к крестовине. Для получения этих данных была разработана КЭ модель опытного образца (см. рис. 2) с размером ребра объемных элементов типа параллелепипед, равным 10 мм. Из условий симметрии расчет выполнен для 1/4 стыка в линейной постановке.

В соответствии с изложенным, на рис. 3 представлено полученное расчетом КЭ модели распределение вертикальных напряжений σ_z в бетоне крестовины и примыкающих участках ригелей. Наибольшие значения σ_z сжатия имеют место в бетоне по верху и низу ригелей вдоль оси колонны. Их величина составила $\sigma_z = -57,3$ МПа при N_{max} и $\sigma_z = -26,7$ МПа при N_n . Величина этих напряжений убывает к середине толщины ригелей, уменьшаясь до значений -41 и -19 МПа соответственно. В бетоне ригелей, примыкающих к колонне и не подвергающихся непосредственному сжатию, также действуют сжимающие напряжения σ_z . Так, на удалении 40...45 мм от грани колонны на середине толщины ригеля величина средних сжимающих напряжений σ_z составляла -24,5 и -11,4 МПа для рассматриваемых значений усилия N . Далее на протяжении 100 мм для этих усилий средняя величина сжимающих напряжений достигала -8,2 и -3,8 МПа. Однако далее на протяжении 105...220 мм вдоль ригеля напряжения σ_z меняют знак. Средняя величина растягивающих напряжений σ_z в этих местах составила +0,30 и +0,14 МПа соответственно усилиям N .

Отмеченные данные указывают на то, что вертикальные сжимающие напряжения σ_z в бетоне крестовины ригелей при действии на крестовину местно-

го двухстороннего сжатия усилием N перераспределяются на участки ригелей за пределы контактной площади. В результате происходит уменьшение величины сжимающих напряжений σ_z , действующих в бетоне, расположенном непосредственно в проеме колонны. Действительно (см. рис. 3), в восприятие сжимающего усилия N , действующего в колонне, вовлекаются участки ригелей на удалении от ее граней, равных поверху и понизу 200...220 и 300...320 мм на середине толщины ригелей. Это вполне согласуется с принципом Сен-Венана [8].

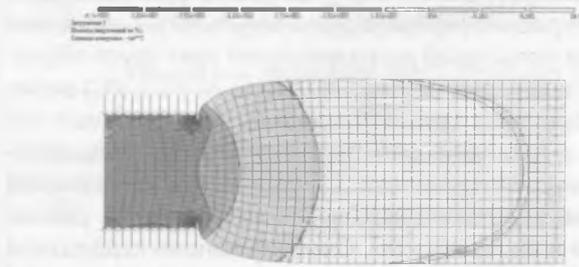


Рис. 3. Мозаика вертикальных нормальных напряжений по вертикальной плоскости симметрии фрагмента

На рис. 4 представлено распределение по толщине крестовины ригелей поперечных относительно оси Z напряжений σ_z и σ_y , возникающих в бетоне при двухстороннем сжатии ее усилием N . Эти напряжения $\sigma_z = \sigma_y$ действуют вдоль ригелей осей x и y . Видно, что эти напряжения по верху и низу крестовины ригелей в проеме колонны сжимающие. Их величина, достигнутая у контактных площадок у оси колонны, составляет $\sigma_x = \sigma_y = 17,0$ и $7,9$ МПа при N_{max} и N_n соответственно. При этих же усилиях к середине толщины ригелей напряжения уменьшаются до величин $-5,5$ и $-2,5$ МПа. В середине толщины ригелей в слое, равном 60 мм вдоль оси колонны и 110 мм по ее граням, в бетоне проема в горизонтальной плоскости действует двухосное растяжение. Величина средних растягивающих напряжений $\sigma_x(\sigma_y)$ составила 3,3 и 1,5 МПа при усилиях N_{max} и N_n соответственно. Растягивающим напряжениям в бетоне проема колонны противодействуют сжимающие напряжения σ_x и σ_y , действующие в бетоне ригелей у граней колонны. При N_{max} средняя величина их изменяется от $-5,5$ МПа у граней колонны до $-1,8$ МПа на удалении, примерно равном 200...220 мм, и далее сохраняется постоянной. Указанное означает, что бетон крестовины ригелей, сжимаемый в проеме колонны сверху и снизу усилием N , по боковым сторонам обжат реактивными сжимающими напряжениями σ_x и σ_y и фактически находится в бетонной обойме. Такое напряженное состояние характерно для местного сжатия железобетонного элемента [7]. Поэтому для оценки прочности бетона крестовины ригелей (или плиты) перекрытия, размещенного в проеме колонны, заманчиво использовать методику расчета, содержащуюся в нормах [3, 4], и учесть в ней выявленные выше особенности двухстороннего местного сжатия.

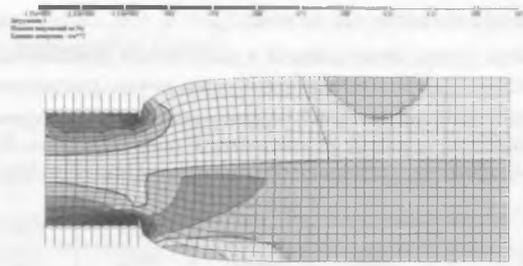


Рис. 4. Мозаика горизонтальных нормальных напряжений σ_x , σ_y по вертикальной плоскости симметрии фрагмента

Вследствие двухстороннего сжатия железобетонного элемента сравнительно небольшой толщины, по сравнению с [3], заметно уменьшение размеров активной зоны элементов, примыкающих к граням колонны. Действительно, из рассмотрения данных (см. рис. 3 и 4) очевидно, что активная зона плиты (ригелей), включающаяся в восприятие сжимающего усилия N , действующего в колонне прямоугольного сечения, может быть представлена (рис. 5) четырьмя площадками с размером $b_i \times h_p$, где b_i – размер стороны колонны; h_p – толщина плиты (ригеля). Размер максимальной расчетной площади $A_{b,max}$ [3] может быть определен:

$$A_{b,max} = A_{b,loc} + \sum_{i=1}^4 b_i h_p, \quad (1)$$

где $A_{b,loc}$ – площадь сечения колонны.

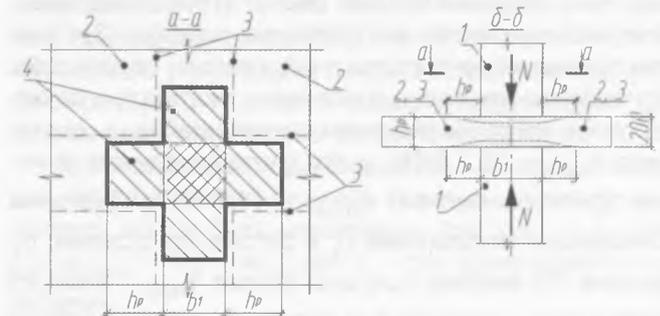


Рис. 5. Схема к расчету плиты перекрытия на двухсторонне местное сжатие

1 – колонна; 2 – монолитная плита перекрытия; 3 – контуры монолитных ригелей сборно-монолитного перекрытия; 4 – активные зоны плиты, участвующие в восприятии сжимающего усилия N , действующего в колонне

Створ колонны в ее проеме по взаимно перпендикулярным направлениям (рис. 6) пересекают верхняя и нижняя арматура ригелей (плиты). По существу, эта арматура является косвенной для бетона проема и оказывает влияние на распределение в нем напряжений, а также на сопротивление этого бетона сжатию. Коэффициент объемного армирования бетона перекрытия в проеме колонны квадратного сечения для этого случая может быть определен выражением:

$$\mu_{s,xy} = \frac{(\sum A_{st} + \sum A_{sc}) l_{eff}}{l_{eff}^2 h_p}, \quad (2)$$

где $\sum A_{st}$ – площадь сечения верхней арматуры ригелей (плиты) перекрытия, пересекающих колонну вдоль осей x и y ; $\sum A_{sc}$ – то же,

нижней арматуры вдоль тех же осей; $l_{eff} = b_i + h_p$ - длина эффективной зоны плиты, вовлекаемой в восприятие действующего в колонне сжимающего усилия; b_i и h_p - см. выше. Учитывая крупносортность арматуры ригелей и нерегулярное ее размещение по их сечению при расчете приведенного сопротивления бетона $R_{b,loc}$ значение $\varphi_{s,xy}$ целесообразно принимать постоянным и равным 0,5.

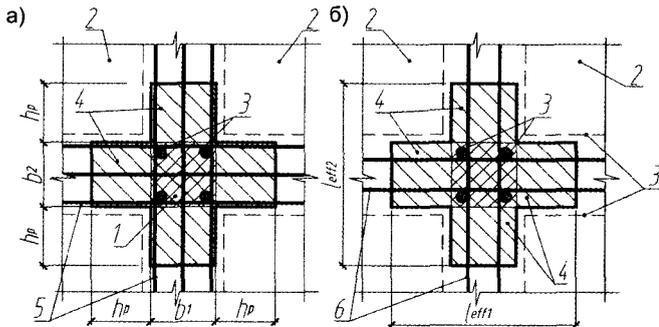


Рис. 6. Схема к определению коэффициента объемного армирования бетона в активной зоне плиты перекрытия, участвующего в восприятии сжимающего усилия N

а - план верхней рабочей арматуры плиты; б - то же, нижней арматурой, пересекающей колонну; 1 - колонна; 2 - плита перекрытия; 3 - арматурные стержни колонны; 4 - участки активной зоны плиты, примыкающие к колонне; 5 - стержни верхней арматуры; 6 - стержни нижней арматуры плиты

Расчет прочности бетона крестовины ригелей опытного образца МКЭ (см. рис. 2, 5) при двухстороннем местном сжатии, выполненный согласно [3] с учетом приведенных предложений, показал следующее. Сопротивление бетона крестовины сжатию при двухстороннем местном действии сжимающей силы составило $R_{b,loc} = 33,2$ МПа, а при учете косвенного влияния арматуры ригелей $R_{b,loc} = 44,1$ МПа. Значения сжимающих напряжений σ_z в бетоне крестовины, по данным КЭ анализа (см. рис. 3), при $N_{max} = 9350$ кН превышают приведенные величины сопротивления бетона сжатию. Действительно, величина предельного сжимающего усилия N_u , вызывающая разрушение бетона в проеме колонны и определенная по площади смятия $A_{b,loc} = 0,16$ м² (при $\bar{\sigma}_y = 500$ МПа, для арматуры колонны), составляет $N_u = 8650$ кН. Это значительно меньше величины предельного сжимающего усилия $N_{max} = 9350$ кН, воспринимаемого колонной.

Проведенное сопоставление означает, что стык с принятой в модели прочностью бетона ригелей не обеспечивает восприятие максимального усилия N_{max} , передаваемого на него колонной. Требуется увеличить прочность бетона в крестовине ригелей. Если принять прочность бетона крестовины $\bar{R}_b = 28$ МПа (вместо начальной $\bar{R}_b = 24$ МПа), сопротивление бетона местному сжатию составит $R_{b,loc} = 38,8$ и 49,6 МПа. Эти величины сопротивления бетона локальному сжатию сопоставимы с величинами сжимающих напряжений σ_z (см. рис. 3), полученными КЭ

анализом для опытного образца. В этом случае величина сжимающего усилия, воспринимаемая стыком в опытном образце, составляет $N_u = 9705$ кН, что превышает величину предельного усилия $N_{max} = 9350$ кН, воспринимаемого колонной. Следовательно, при прочности бетона крестовины ригелей $\bar{R}_b = 28$ МПа прочность исследованного стыка на двухстороннее местное сжатие колонной обеспечена.

Для проверки внесенных предложений к расчету плиты на двухстороннее местное сжатие можно воспользоваться известными экспериментальными данными. В работе [6] приведены результаты сопоставительных испытаний до разрушения трех групп образцов. Каждая группа (рис. 7) (серии N , FS и FC) включала фрагмент цельной колонны (а); фрагмент колонны с проемом, заполненным монолитным бетоном меньшей прочности (б); фрагменты двух стыков такой же колонны с железобетонной плитой, размещенной в ее проеме (в). Сечение колонн квадратное 225×225 мм. Прочность бетона во всех образцах каждой серии различалась незначительно.

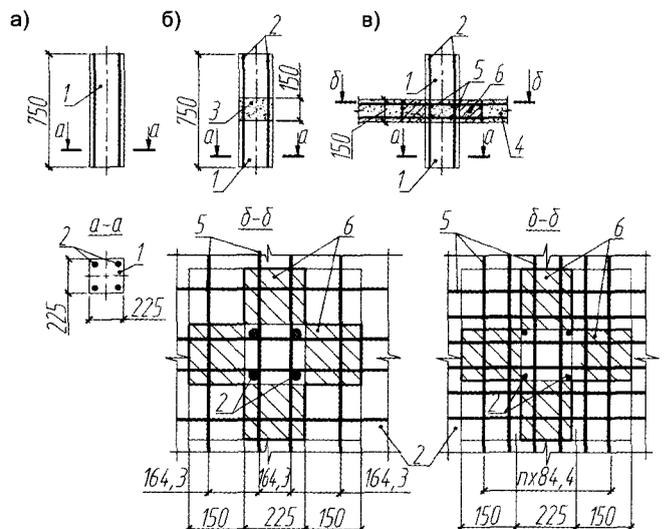


Рис. 7. Конструкция опытных образцов, испытанных до разрушения [6]

а - фрагмент колонны; б - фрагмент колонны с проемом, заполненным менее прочным бетоном; в - фрагмент стыка колонны с плитой, разрез по оси колонны; 1 - колонна из высокопрочного бетона; 2 - стержни продольной арматуры колонны; 3 - вставка проема; 4 - железобетонная плита; 5 - стержни верхней арматуры плиты; 6 - зоны плиты, участвующие в восприятии сжимающего усилия

Цилиндрическая и призматическая прочность бетона (табл. 1) соответственно составляла для колонны С1 – 81,8 и 69,5 МПа, для С2 – 85,7 и 72,8 МПа, для С3 – 83,6 и 71,1 МПа. Каждая колонна содержала по четыре арматурных стержня диаметром 15,95 мм ($d_{nom} = 16$ мм). Предел текучести $\bar{\sigma}_y = 434$ МПа. Монолитные вставки и фрагменты плиты толщиной 150 мм выполнены в серии N из бетона с цилиндрической прочностью 30 МПа (призматическая $\bar{R}_b = 25,5$ МПа). В сериях FS и FC бетон этих элементов содержал дисперсное армирование, что обеспечило его призматическую

Таблица 1

Результаты испытаний на сжатие фрагментов колонн

Образцы колонн	Призменная прочность бетона, МПа		Максимальное усилие в продольной арматуре N_y , кН	Разрушающее усилие N , кН					Использование прочности сечений колонны
	Колонны \bar{R}_b	Вставки проема		N_u^{exp}	$\frac{N_{u1}^{calc}}{R_b}$ при $\frac{N_{u1}^{calc}}{N_u^{exp}}$	$\frac{N_{u2}^{calc}}{R_{b,loc}}$ при $\frac{N_{u2}^{calc}}{N_u^{exp}}$	$\frac{N_{u2}^{calc}}{R_{bs,loc}}$ при $\frac{N_{u2}^{calc}}{N_u^{exp}}$	$\frac{N_{u2}^{calc}}{N_u^{exp}}$	
C1	69,5	–	347,2	3850	3867	1,00	–	–	1,0
CN	69,5	25,5	347,2	2493	1638	0,66	2325	0,93	0,647
C2	72,8	–	347,2	3834	4035	1,05	–	–	1,0
CFS	72,8	33,1	347,2	2659	2025	0,76	2918	1,10	0,694
C3	72,1	–	347,2	4209	3945	0,94	–	–	1,0
CFC	72,1	30,4	347,2	2908	1961	0,67	2819	0,97	0,691

Таблица 2

Результаты испытания железобетонных плит на двустороннее местное сжатие высокопрочной колонной

Марка образцов [6]	Несущая способность колонны N_{uk}^{exp} , кН	Плита		N_{ij}^{exp}	Предельное сжимающее усилие N , воспринимаемое стыком, кН						Степень использ. прочности колонны $\frac{N_{ij}^{exp}}{N_{uk}^{exp}}$
		Прочность бетона R_b , МПа	Коэффициент армирования $\mu_{s,xу}$		Расчет согласно СП52-101		Расчетная прочность согласно предложений				
					N_{ij1}^{calc}	$\frac{N_{ij1}^{calc}}{N_{ij}^{exp}}$	Приведенная прочность бетона, МПа		N_{ij2}^{calc}	$\frac{N_{ij2}^{calc}}{N_{ij}^{exp}}$	
NU	3850	25,5	$2,79 \cdot 10^{-2}$	3008	3098	1,03	39,1	51,2	2938	0,95	0,78
NB	3850	25,5	$3,81 \cdot 10^{-2}$	3254	3098	0,95	39,1	55,6	3168	0,97	0,80
FSU	3834	33,1	$2,79 \cdot 10^{-2}$	3513	3341	0,95	50,8	62,9	3531	1,01	0,92
FSB	3834	33,1	$3,81 \cdot 10^{-2}$	4042	3341	0,83	50,8	67,3	3755	0,93	1,0
FCU	4209	30,4	$2,79 \cdot 10^{-2}$	3611	3694	1,02	48,8	60,9	3432	0,95	0,86
FCB	4209	30,4	$3,81 \cdot 10^{-2}$	3804	3694	0,97	48,8	63,4	3656	0,96	0,90

ную прочность \bar{R}_b , равную 33,1 и 30,4 МПа соответственно. Во всех образцах каждая плита понизу вдоль обеих осей в створе колонны содержала по три стержня диаметром 10,16 мм ($d_{nom} = 10$ мм), $\bar{\sigma}_y = 454$ МПа. Остальные нижние стержни были размещены на расстоянии 325 мм от указанной группы. Содержание верхней арматуры плиты, распределенной одинаково и равномерно по взаимно перпендикулярным направлениям, было различным. В одной плите каждой группы стержни ($d_{nom} = 16$ мм) были расположены с шагом 164,3 мм, а в другой – с шагом 84,4 мм (см. рис. 7).

Все опытные образцы были испытаны нагружением колонны плавно возрастающим сжимающим усилием вдоль ее оси (см. рис. 1) до разрушения. Фиксация величин усилий и деформаций образцов была обеспечена автоматически.

Результаты испытаний (см. табл. 1) показывают, что наличие монолитной вставки из менее прочного бетона привело к снижению несущей способности для образцов: CN на 35,0%, CFS на 30,6%, CFC – на 30,9% по сравнению с цельной колонной. Расчет прочности сечений контрольных образцов колонн (C1, C2, и C3) при учете реальных прочностных свойств арматуры и бетона удовлетворительно согласуется с опытными данными (отклонения – 0...6%). Расчет колонн с монолитными вставками при учете фактической прочности бетона вставок на 23...34% недооценивает их несущую способность. Это означает, что реальное сопротивление сжатию бетона монолитных вставок возрастает вследствие зацементирования их в проеме колонны и трения по торцам. Касательные напряжения

в контактах по торцам создают эффект объемного напряженного состояния бетона вставок, аналогичный случаю двухстороннего местного сжатия. Поэтому с целью унификации расчета представляло интерес проверить изложенные выше предложения для оценки прочности бетона монолитных вставок.

Действительно, при квадратном сечении колонны эффективная площадь сечения монолитной вставки может быть определена (см. рис. 5) в виде (1): $A_{b,max} = b(b + 4h_p)$, где h_p – толщина монолитной вставки.

Расчетное сопротивление бетона вставки местному сжатию, по аналогии с [3], можно определить:

$$R_{b,loc} = 0,8 \bar{R}_b \sqrt{\frac{A_{b,max}}{A_{b,loc}}}$$

Расчетные значения несущей способности фрагментов колонн с монолитными вставками, определенные по значениям $R_{b,loc}$, существенно сблизились с опытными (см. табл.1), различаясь между собой на 3...10%. Указанное свидетельствует о том, что прочность на смятие бетона плиты, размещенной в проеме колонны из высокопрочного бетона, можно оценивать по представленной выше зависимости для $A_{b,max}$ (1), полученной по результатам выполненного анализа, сохраняя методику норм [3]

Результаты испытаний железобетонных плит на двустороннее местное сжатие колонной представлены в табл. 2.

Из приведенных данных видно, что величина разрушающего усилия N_{ij}^{exp} при двустороннем мест-

ном сжатии плиты зависит от прочности бетона и количества ее арматуры, размещенной в створе колонны. Так, при увеличении прочности бетона плиты в образцах *FS* и *FC* соответственно на 30 и 19%, по сравнению с образцами *N*, прочность стыка адекватно возросла на 24 и 17% и более полно использована прочность колонны (до 86...100%). При увеличении количества арматуры плиты в стыках их прочность также соответственно увеличилась на 8,2% (*NU* и *NB*), на 15% (*FSU* и *FSB*) и на 5,3% (*FSU* и *FSB*). Последнее обстоятельство подтверждает необходимость учета армирования плиты при ее расчете на двухстороннее местное сжатие.

Результаты расчета прочности образцов на одностороннее местное сжатие плиты с учетом прочности бетона $R_{b,loc}$ согласно [3], в общем удовлетворительно соотносились с опытными данными. Однако при изменении содержания арматуры плиты в стыке результаты расчета и опыта могут существенно различаться, поскольку методики [3, 4] не учитывают этот фактор. Это снижает надежность вышеназванных методик для прямой оценки прочности железобетонной плиты при действии двухстороннего местного сжатия.

Расчет прочности стыка плиты с колонной, согласно положений [3] с учетом изложенных выше предложений, показывает (см. табл. 2), что его результаты удовлетворительно согласуются с опытными, незначительно различаясь, как правило, в запас прочности на 3...5% для всех образцов. Эти результаты также соответствуют приведенным выше данным по прочности натурального стыка, полученным по расчету КЭ модели.

Таким образом, приведенные данные подтвердили, как и в работах [5, 6], что стыки колонн, выполненных из высокопрочного бетона, с плитами перекрытий, заземленными в них и выполненными из бетона средней прочности, приемлемы для практики. В этом случае в бетоне плиты перекрытия при двухстороннем местном сжатии колонной в ее проеме реализуется объемное напряженное состояние, обеспечивающее повышение сопротивления бетона плиты сжатию. При этом восприятие сжатия усилием, действующим в колонне, обеспечивает не только бетон, заключенный в проеме колонны, но и бетон плиты на примыкающих к ее граням участках, совмест-

но образующие активную зону l_{eff} (см. рис. 6). Повышению сопротивления бетона плиты местному двухстороннему сжатию также способствует продольная арматура плиты, расположенная в границах активной зоны l_{eff} и пересекающая сечение колонны.

В целом по результатам проведенной работы можно заключить:

1. При устройстве колонн из высокопрочного бетона (классов В50...В60 и более) диски перекрытий, заземленные в них и сжатые двухсторонним местным сжимающим усилием, могут быть выполнены с применением бетона средней прочности (классов В25, В30).

2. Для расчета плиты перекрытия на двухстороннее местное сжатие усилием, действующим в колонне из высокопрочного бетона, следует учитывать реальные значения активной площади плиты, вовлекаемой в работу на сжатие колонной и рабочую арматуру плиты, пересекающую сечение колонны в пределах активной зоны плиты l_{eff} .

3. Расчет плиты перекрытия на двухстороннее местное сжатие следует выполнять по методике норм [3, 4] одностороннего местного сжатия с учетом предложений настоящей работы.

Библиографический список

1. **Аксенов В.Н.** К расчету колонн из высокопрочного бетона по недеформированной схеме // Бетон и железобетон. - 2009. - № 1. - С. 24-26.
2. **Иванов А.И.** Особенности применения высокопрочного бетона в колоннах зданий // Строительные материалы. - 2004. - № 6. - С. 7.
3. **СП52-101-2003.** Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры М.2006 (СП 63.13330.2012).
4. **СНБ 5.03.01-02.** Бетонные и железобетонные конструкции. Мн. 2003.
5. **Blanchini A.C., Woods R.E., Kesler C.E.** Effect of floor Concrete Strength on Column Strength. ACI Journal, Proc. - 1960. - V. 31. - № 11. - Pp. 1149-1169.
6. **McHarg P.J., Cook W.D., Mitchell D., Yoon Y.S.** Improved Transmission of High-Strength Concrete Column Loads through Normal Strength Concrete Slabs. ACI Journal, Proc. - 2000. - V. 97. - № 1. - Pp.157-165.
7. **Гвоздев А.А., Дмитриев С.А., Гуца Ю.П., Залесов А.С., Мулин Н.М., Чистяков Е.А.** Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций / Под ред. А.А. Гвоздева - М.: Стройиздат, 1978. - 204 с.
8. **Филин А.П.** Прикладная механика твердого деформируемого тела. - М.: Издательство "Наука", 1975. - Т. I. - 832 с.

К сведению авторов

Статья, представляемая в редакцию журнала для публикации, должна соответствовать следующим требованиям.

1. Объем статьи не должен превышать 10-12 страниц компьютерного набора в программе **Microsoft Word**, межстрочный интервал – **полуторный или двойной**. Шрифт: **Times New Roman**, начертание – обычное (без переносов), размер – 14. Оптимальный объем статьи не более 15000 знаков.
2. В качестве имени файла указывается фамилия автора русскими или латинскими буквами (например: **Петров.doc** или **Petrov.doc**).
3. Формулы должны быть подготовлены в редакторе **MicrosoftEquation 3.0** или **MathType**.
4. Рисунки, схемы, диаграммы, графики к статье следует представлять отдельными файлами в форматах: **TIF, JPEG, BMP; EPS, GIF** (все тексты в кривых); дополнительно можно помещать их в

Word. Разрешение изображений должно быть по возможности не меньше **300 dpi**. В тексте должна быть ссылка на конкретный рисунок, например (рис. 2). Напоминаем, что все иллюстрации в журнале черно-белые или в градациях серого, в связи с этим цветные иллюстрации не рекомендуются. Графики и диаграммы могут быть представлены в редакторе **Microsoft Excel**.

5. К статье должен быть приложен список иллюстраций с подрисуночными подписями. Страницы **необходимо** нумеровать **п/ж**.
6. К научной статье обязательно прилагаются аннотация и рецензия на нее ученых или ведущих специалистов в данной области.
7. Статья должна быть подписана авторами и содержать сведения обо всех авторах: фамилию, имя и отчество (полностью), место работы (полное и сокращенное название учреждения), должность, ученую степень, адрес с почтовым индексом (служебный и домашний), номера телефонов (служебный и домашний).