

УДК 624.075.23

КОНТАКТНЫЕ СТЫКИ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН С ВИНТОВЫМИ СОЕДИНЕНИЯМИ

SCREW CONNECTIONS OF THE PRECAST REINFORCED CONCRETE COLUMNS

А. И. Мордич, ООО "НТПЦ "АРКОС" (г. Нижний Новгород),
ООО "БЭСТ инжиниринг" (г. Минск)

В. Н. Белевич, А.Н.Миронов, РУП "Институт БелНИИС" (г. Минск)

АННОТАЦИЯ

Представлена новая конструкция контактного стыка сборных железобетонных колонн, снабженного винтовыми соединениями. Приведены основные результаты испытаний указанных стыков сборных колонн на основе опыта применения, даны предложения по технологии их устройства.

ВВЕДЕНИЕ

Известно, что сборные железобетонные колонны, по сравнению с монолитными, обладают существенными преимуществами. Важнейшим из них является гарантия обеспечения заданной прочности бетона до установки колонны в проектное положение. Значимым является и то, что при сборных колоннах может быть исключено нагружение бетона в раннем возрасте, что существенно снижает величину деформаций ползучести и обеспечивает более равномерное упругое деформирование бетона колонн под нагрузкой. По указанным причинам применение сборных колонн позволяет нарастить темп строительства зданий и сооружений и повысить надежность их каркасов. Вместе с тем, применение сборных колонн требует устройства стыков по их высоте. Как правило, сборные колонны состоят из звеньев на 2–3 этажа, а стыки их чаще всего размещают в пределах высоты этажа здания на высоте 65–90 см от нижнего перекрытия. В некоторых каркасах стыковку сборных колонн осуществляют в уровне перекрытий.

На территории б. СССР наибольшее распространение получили сварные стыки. Выпуски продольной арматуры, размещенные в таких стыках в подрезках, предусмотрено соединять встык полуавтоматической ванной сваркой в медных или графитовых формах с заправлением зазоров между стыкуемыми стержнями. Этот стык имеет невысокую металлоемкость, и технология его отработана на практике. Однако для его устройства требуется достаточно сложное технологическое оборудование и обученный персонал. Главным недостатком стыка является возникновение значительных по величине паразитических напряжений сжатия в бетоне и растяжения в арматуре из-за поочередного разогрева стыкуемых стержней при сварке. В результате, частично или полностью погашается прочность сечений колонны в стыке [1–3].

Вследствие неравномерных сварочных напряжений в стержнях положение установленных колонн также может существенно отличаться от проектного, вызывая появление дополнительных, не учитываемых расчетом, усилий в элементах каркаса.

По сравнению со сварными стыками предложенные в НИИЖБ [4] контактные стыки с плоскими торцами колонн являются более эффективными по энерго- и трудозатратам, в них полностью исключены сварочные напряжения. Однако при практическом их применении прочность стыков может заметно снижаться из-за высоких контактных напряжений, возникающих при неполном локальном контакте торцов стыкуемых колонн вследствие их перекосов при изготовлении [1, 5]. После анализа всех известных типов стыков колонн, включающих и опыт дальнего зарубежья (винтовые стыки РІЕККО, HALFEN и др. [6–8]), в качестве основного была принята конструкция контактных стыков с плоскими торцами, объединяемых между собой винтовыми соединениями. Такая конструкция стыка колонн позволяет исключить образование в нем под нагрузкой любых дополнительных напряжений (контактных, сварочных и т.д.). Кроме того, в этом случае реализуются существенные технологические преимущества. Во-первых, заметно упрощается монтаж колонн и исчезает потребность в специальном оборудовании для его выполнения (кондукторы, сварочные аппараты и т.д.), поскольку регулировку и фиксацию положения установленной колонны можно осуществлять только соединительными болтами и крепежными гайками. Во-вторых, по указанным причинам возрастает темп монтажа колонн. В-третьих, в отличие от всех рассмотренных выше стыков, может быть обеспечена прецизионная установка колонн в проектное положение в пределах миллиметровых допусков, как по высоте, так и по вертикальности. В настоящей работе представлены варианты новых конструкций контактного стыка колонн с винтовыми соединениями и результаты их испытаний при продольном сжатии в составе фрагментов колонн.

1. КОНСТРУКЦИЯ ПРЕДЛОЖЕННЫХ СТЫКОВ КОЛОНН С ВИНТОВЫМИ СОЕДИНЕНИЯМИ

Анализ различных типов стыков сборных железобетонных колонн позволил предложить новые варианты их конструктивного решения. По сравнению с известными, они должны обладать повышенной несущей способностью и надежностью, отличаться простотой конструкции и вызывать минимальные трудо- и энергозатраты при монтаже колонн. На рис. 1 представлены варианты новой конструкции стыков колонн с плоскими торцами, объединяемых между собой винтовыми соединениями. На торцах стыкуемых элементов колонн посредством анкерных стержней закреплены закладные детали. У торцов колонн непосредственно за закладными деталями выполнены угловые ниши для размещения винтовых разъемов. Как и при контактных стыках [4], вся продольная рабочая арматура стыкуемых элементов

колонн оборвана у их торцов, а концевые участки колонн в местах обрыва стержней продольной арматуры снабжены поперечными сварными сетками.

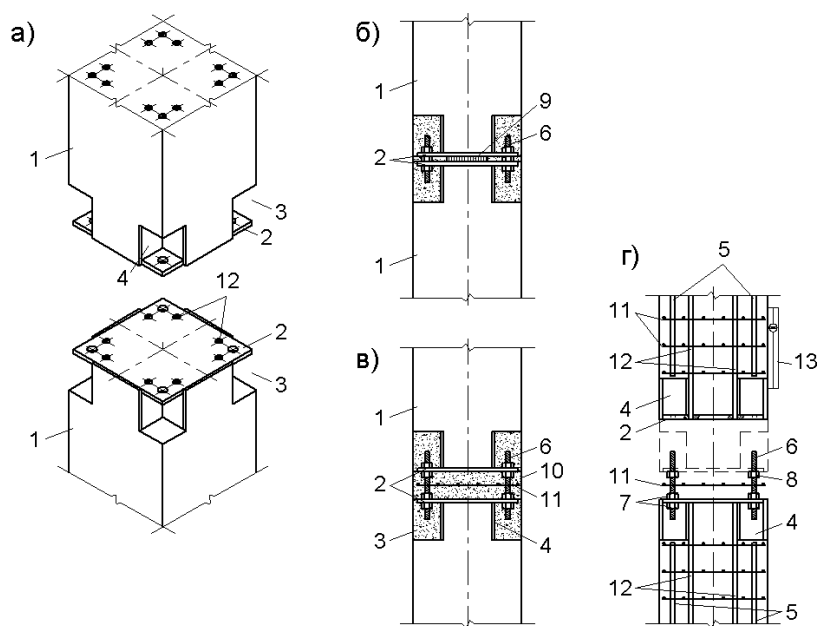


Рис. 1. Конструкция вариантов стыков колонн с плоскими торцами и винтовыми соединениями

а – общий вид концевых участков стыкуемых колонн, б – вариант стыка с центрирующей стальной прокладкой, в – вариант стыка со слоем бетона в межторцовом зазоре, г – конструкция концевых участков стыкуемых колонн и стыка при сборке

1 – колонна, 2 – торцовая закладная деталь, 3 – угловые ниши, 4 – стальной уголок, 5 – продольная рабочая арматура колонны, оборванная у угловых ниш, 6 – шпильки с резьбой, 7 – крепежные гайки, 8 – юстировочные гайки, 9 – центрирующая прокладка, 10 – бетон межторцового (стыкового) зазора, 11 – поперечная сварная сетка, 12 – анкерные стержни крепления торцовой закладной детали, 13 – прибор для проверки вертикальности колонны при монтаже

Элементы колонн в стыке объединены шпильками, прикрепленными посредством крепежных гаек к закладным деталям на их торцах. В межторцовом зазоре по одному варианту [9] размещена металлическая центрирующая прокладка, определяющая толщину шва омоноличивания, и позволяющая затягиванием гаек на шпильках в угловых нишах регулировать вертикальность верхнего стыкуемого элемента колонны. Межторцовый зазор и угловые ниши в этом случае зачеканивают высокопрочным раствором или бетоном. По другому варианту конструкции стыка [10] межторцовый зазор выполнен увеличенным по толщине (80 ± 5 мм) и заполнен бетоном. В бетоне межторцового зазора, для повышения его несущей способности, размещают сварную сетку. В этом варианте заполнение межторцового зазора обеспечивает однородные жесткостные параметры по всему сечению колонны, что повышает несущую способность и надежность стыка. Наличие юстировочных гаек на выпущенных из нижней колонны кверху шпильках при монтаже позволяет осуществить ими регулировку положения верхнего стыкуемого элемента

колонны и обеспечить точность его установки с погрешностью ± 5 мм. Торцовые закладные детали могут быть выполнены из стального листа толщиной, как правило, 20 мм, цельными на весь торец колонны, либо состоять из двух или четырех элементов, объединенных между собой арматурными коротышами на сварке (рис. 2). Торцовые закладные детали при работе колонны под нагрузкой выполняют функцию косвенного армирования, и их тип назначают в зависимости от величины усилий, действующих в стыке.

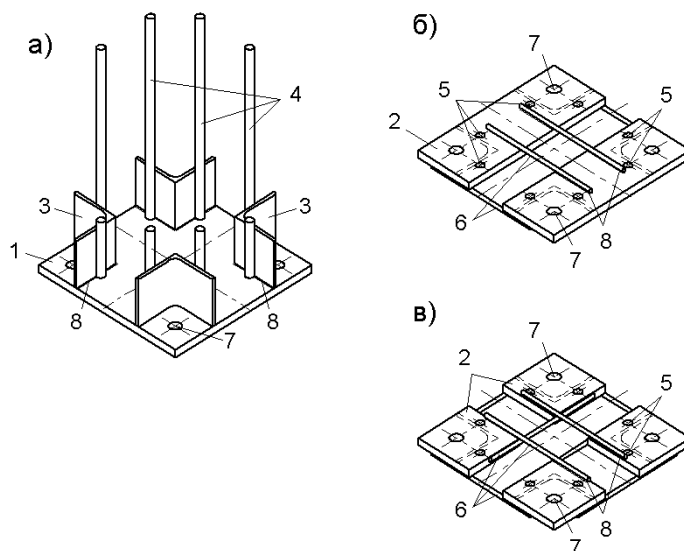


Рис. 2. Варианты торцовых закладных деталей элементов колонн
а – сплошная, б, в – дискретные закладные детали

1 – стальной лист, 2 – дискретные закладные детали из полосовой стали, 3 – стальные уголки, 4 – анкерные стержни (или продольная арматура колонн), 5 – раззенкованные отверстия для приварки анкерных стержней, 6 – арматурные стержни для поперечной фиксации дискретных закладных деталей, 7 – отверстия для крепления шпилек, 8 – сварной шов. Штриховыми линиями показаны места крепления уголков

2. ОСНОВНЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ ИСПЫТАНИЙ ПРЕДЛОЖЕННЫХ СТЫКОВ КОЛОНН

Для проверки представленных вариантов конструкции стыков и разработки предложений по их расчету и конструированию были изготовлены и испытаны до разрушения три серии образцов стыков колонн (2К1–2К5, 3К1–3К3, 4К1–4К4). Все изготовленные опытные образцы представляли собой фрагменты колонн сечением 40х40 см с высотой между торцами опорных стальных оголовков, равной 2,44; 3,08 и 2,52 м, соответственно, для серий 2К, 3К и 4К (рис. 3). В каждом образце стык был расположен на середине его высоты. Опытная призматическая прочность бетона на сжатие по стволам колонн в каждом фрагменте была одинаковой и по образцам изменялась от 34,2 до 44,0 МПа.

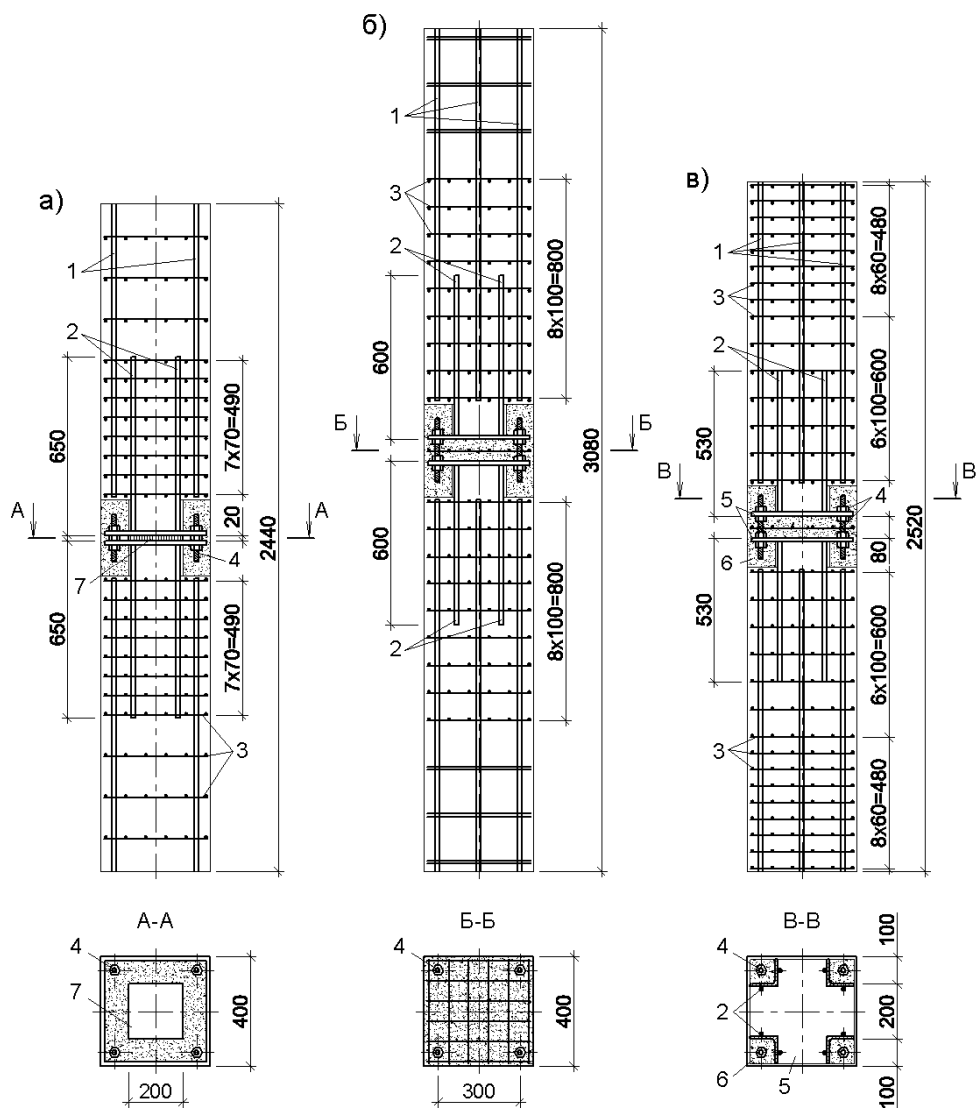


Рис. 3. Конструкции образцов стыков колонн с плоскими торцами и винтовыми соединениями, испытанные на сжатие

а – образцы серии 2К, б – то же, серии 3К, в – то же, серии 4К

1 – продольная арматура фрагментов колонн, 2 – анкерные стержни, 3 – сварные сетки, 4 – крепежные шпильки с гайками, 5 – торцовые закладные детали, 6 – угловые ниши, 7 – центрирующая прокладка

В межторцовых зазорах она находилась в пределах от 31,4 до 37,0 МПа. Продольное армирование элементов колонн и анкерные стержни были выполнены из арматуры А500. Сварные сетки для разных образцов были выполнены из арматуры А240, А400 или А500. Торцовые закладные детали во всех образцах, кроме 3К2, представляли собой цельный стальной лист на весь торец стыкуемых колонн. В образце 3К2 на торцах были установлены угловые закладные детали толщиной 20 мм, объединенные между собой на сварке арматурными коротышами диаметром 10 мм из арматуры А500. Соединительные шпильки диаметром 27 мм в сериях 2К и 3К были выточены из стержней арматуры А500, а в серии 4К такие же шпильки были изготовлены из стали С345. Параметры испытанных образцов, характеристики арматуры и бетона представлены в таблице 1 и на рис. 3.

В сериях 2К и 3К опорные участки (ствол) опытных образцов колонн не усиливали. Исключение составил образец 3К3, опорные участки (ствол) которого непосредственно перед испытанием были усилены объемлющим углепластиковым покрытием на основе эпоксидных смол. В серии 4К во всех образцах у опорных заделок эти зоны были усилены и содержали поперечные сварные сетки, установленные с шагом 60 мм, при их шаге 110 мм у стыка. Во всех образцах анкерные стержни были закреплены в торцовых закладных деталях на сварке в раззенкованных отверстиях.

Изготовление стыкуемых элементов колонн производили группами в деревянных формах из товарного бетона одной партии. Одновременно с их изготовлением для определения прочностных и деформативных характеристик бетона были забетонированы стандартные кубиковые и призменные образцы. До укладки бетона на продольной арматуре, анкерных стержнях и арматуре сварных сеток для замера деформаций при испытаниях были установлены тензорезисторы с базой 20 мм. После набора прочности бетона в элементах колонн, была выполнена их укрупнительная сборка с устройством винтовых соединений и бетонированием межторцового зазора. Причем стыки образцов серии 2К собирали и бетонировали в вертикальном положении, а бетонирование стыков 3К и 4К было выполнено в горизонтальном положении. Для контроля прочностных характеристик бетона стыков одновременно были изготовлены стандартные кубиковые образцы.

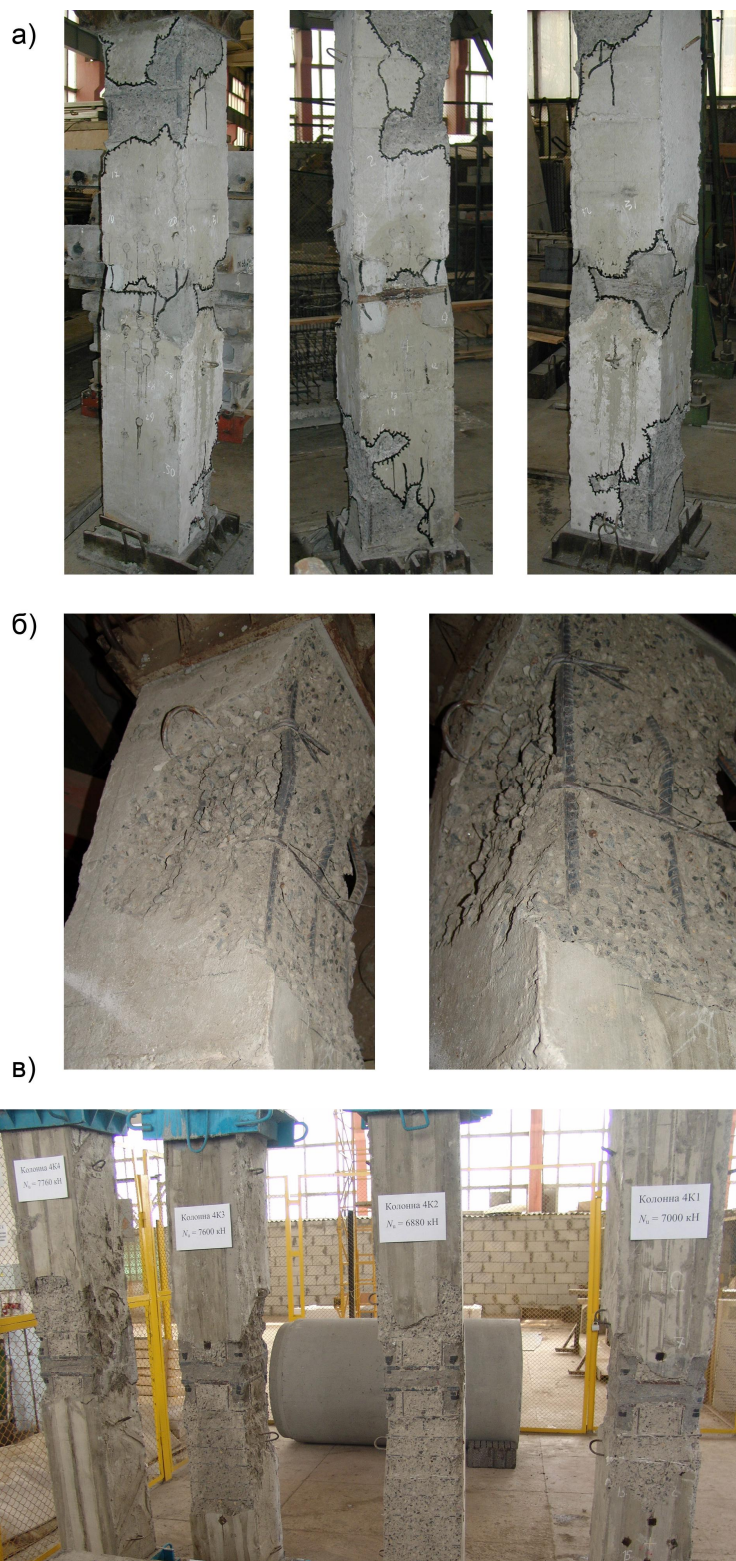
Опытные образцы колонн со стыками были испытаны на центральное сжатие относительно их геометрической оси. Испытание производили на действие кратковременной статической нагрузки в вертикальной установке (рис. 4),



Рис. 4. Общий вид испытания образца колонны со стыком

включающей жесткую станину с верхней упорной плитой, снабженной сферическим шарниром. Нижний торец колонны был установлен на жесткую стальную плиту, опертую на штоки пяти гидродомкратов с наибольшим усилием, создаваемым каждым домкратом, равным 1,96 МН. Все домкраты были подключены к одной насосной станции. Предварительно на каждом образце по нижнему и верхнему опорным торцам на растворе были закреплены жесткие стальные оголовники, охватывающие опорные участки по периметру. Нагружение образцов производили ступенями, составляющими примерно 1/10 от ожидаемого разрушающего усилия с выдержкой на каждой ступени 15–20 мин. До начала нагружения на боковых гранях колонн в характерных сечениях, определяющих несущую способность образцов, были закреплены тензорезисторы с базой 50 мм и индикаторы часового типа с ценой деления 0,01 и 0,001 мм на базах 150–300 мм. На каждом этапе посредством указанных приборов измеряли продольные и поперечные деформации бетона, деформации продольной и поперечной арматуры. Регистрацию деформаций от тензорезисторов осуществляли посредством комплекса СИИТ-3 и на бетоне дублировали индикаторами.

Результаты испытаний и расчета опытных образцов, произведенного по фактическим характеристикам арматуры и бетона согласно методикам действующих норм и различных предложений, приведены в таблице 2. Характер разрушения испытанных образцов зависел от их конструкции (рис. 5). Образцы серии 2К и 3К были разрушены, как правило, от раздавливания бетона по одной из граней у опорных заделок ствола колонн. Образцы 2К1 и 3К1 разрушились преждевременно вследствие возможного перекоса стального оголовника, а диапазона поворота верхнего опорного шарнира оказалось недостаточно для компенсации этого перекоса. В некоторых из образцов исчерпание несущей способности произошло от раздавливания бетона по колонне со сколом защитного слоя у стыка (2К3, 2К4 и др.). Усиление приопорных зон образца 3К3 углепластиковым покрытием уменьшило степень их повреждения, но практически не отразилось на несущей способности образца. Только в образцах серии 4К, выполненных усиленными на опорных участках по стволу колонны, разрушение произошло от раздавливания бетона в стыке и у стыка. Расчет прочности сечений, выполненный по методикам СП 52-101-03 и СНиП 2.03.01-84, показывает, что в образцах серий 2К и 3К была исчерпана прочность сечений стволов колонн. Состояние близкое к предельному по прочности сечений межторцового зазора было достигнуто только в образце 2К5, а в остальных образцах этой серии резерв прочности сечений стыков оставался достаточно большим. В образцах серии 4К расчетная прочность сечений стволов колонн значительно превосходила прочность сечений в стыке и у стыка. Отмеченное соответствует характеру разрушения испытанных образцов.



*Рис. 5. Характер разрушения испытанных образцов
а – серия 2К, б - серия 3К, в - серия 4К*

Разрушение по стволу колонн опытных образцов серий 2К и 3К подтверждают и результаты расчета прочности их сечений согласно СП 52-101-03, представленные в таблице 2 и удовлетворительно согласующиеся между собой. Прочность сечений стволов колонн образцов 4К заметно превосходит величину наибольших усилий, приложенных к ним при испытаниях, и указывает, что разрушение этих образцов произошло по стыкам, а прочность сечений стволов оказалась не полностью использованной. Результаты расчета

стыков по рекомендациям [4], учитывающим продольный изгиб колонн и наличие в них эксцентриситета продольного усилия, также представлены в этой таблице. Можно отметить, что расчет согласно указанным рекомендациям не допустил переоценки прочности сечений колонны у стыка и по величине достаточно близок к опытным значениям, особенно для образцов серии ЗК. Вместе с тем, методика рекомендаций [4], не учитывающая влияние винтовых соединений на прочность сечений в межторцовом зазоре, по сравнению с опытной заметно (до 25 – 30%) переоценивает прочность защитного слоя бетона.

Для наиболее точной оценки несущей способности рассматриваемых стыков в ООО "БЭСТинжиниринг" подготовлены предложения по расчету прочности, как сечений стыка, так и защитного слоя. Прочность сечений колонн N_{Rd} у стыков в этом случае предложено определять по формуле:

$$N \leq N_{ult} = \gamma_1 \gamma_2 R_{bs,loc} A_{b,loc,eff} + R_s A_{san,tot},$$

где: $\gamma_1 = 1,25$ - коэффициент, учитывающий влияние торцевой закладной детали; $\gamma_2 = \sqrt{\frac{A_K - A_H}{A_K}}$ - коэффициент, учитывающий влияние угловых ниш на снижение прочности сечений; A_K - площадь поперечного сечения колонны; A_H - суммарная часть площади поперечного сечения колонны, занимаемая нишами; $R_{bs,loc}$ - приведенное расчетное сопротивление бетона сжатию; $A_{b,loc,eff}$ - площадь контакта бетона в стыке с учетом прогиба колонны (η), и эксцентриситета (e_{ox} , e_{oy}) усилия N , действующего вдоль оси колонны; R_s - расчетное сопротивление арматуры; $A_{san,tot}$ - площадь сечения анкерных стержней.

Аналогичная проверка прочности произведена для сечений стыкового зазора. При этом в расчет введены значение $R_{bs,loc}$ для бетона стыкового зазора и расчетное сопротивление сжатию стальных шпилек, влияние угловых ниш не учитывали.

Прочность защитного слоя бетона у сеток косвенного армирования в данном случае предложено проверять по наиболее напряженной грани колонн по формуле рекомендаций [4], заменив в ней значение коэффициента приведения, принятого в них, на соотношение модулей упругости арматуры и бетона

$\alpha = E_s/E_{cm}$ и понизив значение коэффициента пластичности бетона для сечений у торца с 1,8 до 1,6. Кроме того, в расчет введен коэффициент γ_2 , учитывающий влияние угловых ниш. Результаты расчета с учетом изложенных предложений представлены в таблице 2. Сопоставление с опытными данными указывает на достаточно полное их соответствие между собой. В целом предложенная методика расчета является простой и позволяет рассчитывать плоские стыки с винтовыми соединениями, как по прочности сечений, так и по прочности защитного слоя бетона в порядке общей последовательности расчета колонн каркаса.

Для наиболее полного понимания работы контактных стыков сборных колонн с винтовыми соединениями под нагрузкой и дополнительной оценки их надежности, следует рассмотреть характер их деформирования, выявить последовательность накопления повреждений бетона в процессе возрастания продольного сжимающего усилия, приложенного к колонне. Для этого на рис.

6, в качестве примера, представлены графики развития деформаций образца ЗК2, содержащего на торцах колонн в стыке дискретные закладные детали в зависимости от величины усилия продольного сжатия.

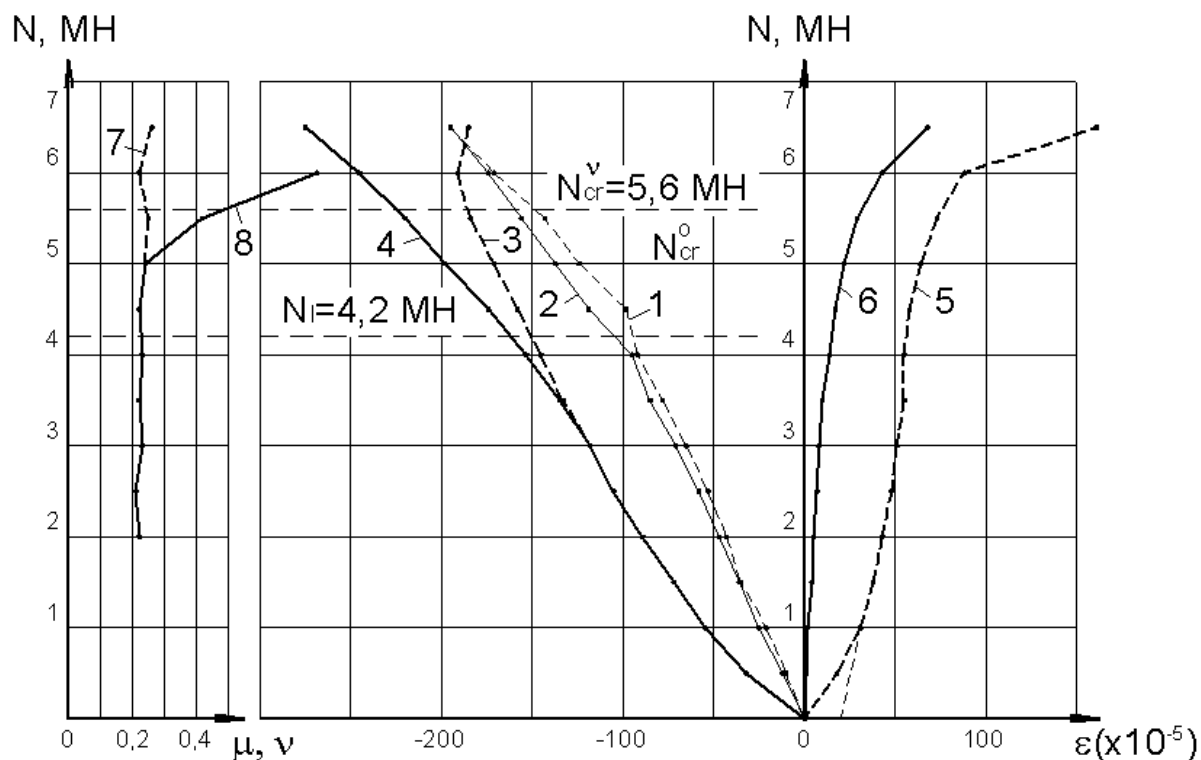


Рис. 6. Развитие деформаций в колонне и стыке при продольном сжатии образца ЗК2

1 – средние продольные деформации бетона ствола колонны, 2 – средние деформации продольной арматуры колонны в том же сечении, 3 – деформации бетона вдоль колонны в стыковом зазоре, зарегистрированные посредством тензорезисторов, 4 – деформации бетона стыкового зазора, зарегистрированные индикаторами, 5, 6 – деформации бетона поперек колонны в стыковом зазоре зарегистрированные соответственно тензорезисторами и индикаторами, 7 – изменение коэффициента μ поперечных деформаций бетона на боковой поверхности межторцового зазора, 8 – то же, коэффициента ν приращения поперечных деформаций, $N_I = 4,2 \text{ МН}$ – величина продольного усилия в колонне от расчетного сочетания нагрузки для I группы предельных состояний

Таблица 2. Результаты испытаний и расчета прочности стыков сборных колонн

Образец	Опытное усилие разрушения, кН		Прочность сечений колонны и стыка по расчету N_u^{calc} , кН							Характер разрушения
	образца N_u^{exp}	защ. слоя N_{cr}^{exp}	ствола колонны по расчету	по Рекомендациям [5]			по предложениям ООО "БЭСТ инжиниринг"			
				у стыка	межторц. зазора	защ. слоя	у стыка	межторц. зазора	защ. слоя	
2К1	5000	–	6098	5450	-	9180	7162/7831	–	7229	раздавл. бетона по одной грани колонны у опорной заделки
2К2	6000	-	6098	5840	-	9180	7675/8297	–	7229	так же
2К3	7000	6800	7146	6590	-	11040	8560/9332	–	8690	раздавл. бетона по колонне со сколом защ. слоя у стыка
2К4	7500	6800	7146	6590	-	11040	8560/9332	–	8690	так же
2К5	6500	6500	6098	5840	6360	9180	7675/8297	7495/7376	7229	так же
3К1	6000	-	7173	6330	6810	8910	7334/7570	7815/7695	6745	раздавл. бетона по одной грани колонны у опорной заделки
3К2	6800	-	6764	6330	6810	8750	6932/7168	7815/7695	6740	так же
3К3	6500	6500	6668	6330	6810	8910	6809/7026	7096/6907	6745	раздавл. бетона по колонне со сколом защ. слоя у стыка
4К1	7000	-	9512	7178	6640	8380	6780/6946	6791/6718	6492	разрушение бетона у стыка и в стыке
4К2	6880	6280	9512	7178	6640	8380	6780/6946	6791/6718	6492	так же
4К3	7600	7000	9734	6859	7040	8790	6975/7152	8296/7784	6854	так же
4К4	7760	7400	9734	6859	7040	8790	6975/7152	8296/7784	6854	так же

1. В приведенных данных по прочности сечений стыка по предложениям ООО "БЭСТ инжиниринг" в числителе приведены результаты расчета, основанные по методике СП 52-101-03, в знаменателе – по методике СНиП 2.03.01–84*

2. Расчетные значения прочности защитного слоя даны для сечений колонны у торцов, где они имеют меньшее значение.

Прочность сечений ствола колонны в этом образце, определенная по расчетным сопротивлениям арматуры и бетона, составила $N_{ult}^{calc} = 4,2$ МН. Разрушение стыка не было достигнуто. Из представленных графиков можно отметить, что развитие под нагрузкой средних относительных продольных деформаций бетона (линия 1) на боковых гранях колонны и ее продольной арматуры (линия 2) в одном и том же сечении, расположенном в зоне анкеровки на расстоянии 500 мм от стыка, имеют одинаковый характер и их значения примерно равны по величине. Это указывает на совместную работу продольных стержней в зоне анкеровки их с бетоном, обеспеченную эффективной работой поперечных сварных сеток. До уровня расчетных усилий $N_I = N_{ult}^{calc}$ средние относительные деформации бетона в стыке вдоль оси образца, зарегистрированные посредством тензорезисторов (линия 3) и индикаторами (линия 4), достаточно хорошо согласуются между собой. Однако с дальнейшим увеличением усилия N величина деформаций, регистрируемых индикаторами, возрастала в большей мере, чем деформации отмечаемые тензорезисторами. Это объясняется началом более интенсивного деформирования защитного слоя бетона элементов колонн у стыка в пределах базы измерения индикаторов после достижения расчетной нагрузки N_I . К моменту разрушения образца наибольшие значения средних продольных деформаций укорочения бетона в стыке достигли $275 \cdot 10^{-5}$, что меньше предельной сжимаемости бетона, не содержащего косвенного армирования, равной $(300-350) \cdot 10^{-5}$. При рассмотрении графиков обращает на себя внимание тот факт, что на первых этапах (при $N \leq 1,0$ МН) развитие деформаций в стыке было более интенсивным, чем при дальнейшем нагружении. Это можно объяснить двумя возможными причинами. Одна из них - недостаточное уплотнение бетона в стыке, другая - пониженная жесткость поперечных арматурных связей закладных деталей. Однако отмеченное обстоятельство практически не отразилось на прочности и надежности стыка.

Действительно, развитие графиков коэффициента поперечных деформаций μ и коэффициента приращений поперечных деформаций ν (соответственно, линии 7 и 8 на рис. 6), построенных по опытным данным согласно [11], показывает, что уровень образования микротрещин в бетоне стыка был достигнут только при значении продольного усилия $N_{cr}^o = 5$ МН. Это означает, что при расчетной нагрузке для образца ($N_I = 4,2$ МН) бетон сохранял плотную структуру без каких либо микроповреждений и при этой нагрузке стык можно эксплуатировать без ограничений долговечности. Накопление необратимых микроразрушений в бетоне стыка началось только при величине продольного усилия, равной $N_{cr}^v = 5,6$ МН.

Поскольку разрушение образца 3К2 произошло от раздавливания бетона, требуемый коэффициент безопасности по прочности согласно ГОСТ 8829 составляет $c = 1,6$. Фактическая величина коэффициента безопасности составила $c^{exp} = N_{ult}^{exp}/N_I = 6,8/4,2 = 1,62$, что превышает требуемую. Здесь $N_{ult}^{exp} = 6,8$ МН - величина продольного усилия, вызвавшего разрушение образца. В целом приведенные данные указывают на то, что испытанный образец 3К2 колонны со стыком обладает требуемой прочностью и надежностью, а деформирование его под нагрузкой имеет упруго-пластический характер. Вместе с тем разрушение этого образца, как указано выше (см. таблицу 2),

произошло по стволу с недоиспользованием прочности сечений стыка. Поэтому целесообразно рассмотреть работу под нагрузкой образца, разрушившегося по стыку.

На рис. 7 представлены графики развития относительных деформаций ε при сжатии продольным усилием образца 4К3, содержащего на торцах колонн в стыке по одному сплошному стальному листу толщиной 20 мм.

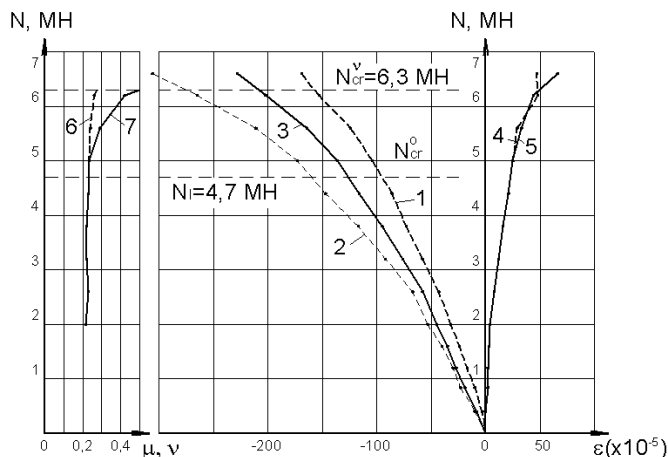


Рис. 7. Развитие деформаций при нагружении образца 4К3

1 – средние относительные продольные деформации бетона ствола колонны, 2 – то же, наиболее деформируемой грани колонны, 3 – средние относительные деформации по стыку вдоль оси образца, 4 – средние относительные поперечные деформации бетона ствола колонны, 5 – то же, бетона межторцового зазора, 6 – коэффициент μ поперечных деформаций бетона межторцового зазора, 7 – коэффициент ν приращения поперечных деформаций, $N_l = 4,7$ МН – величина продольного усилия в образце от расчетного сочетания нагрузки

Прочность сечений образца по стыку, определенная по расчетным сопротивлениям арматуры и бетона ствола колонны, составила $N_{ult} = 4,7$ МН. При испытаниях разрушение образца произошло с исчерпанием прочности стыка. На графиках, наряду с развитием под нагрузкой средних относительных деформаций вдоль оси образца по стволу колонны (линия 1) и по стыку (линия 3), приведены данные по наиболее деформируемой грани колонны (линия 2), указывающие, что геометрическая и физическая оси образца не совпадали, и при нагружении имело место продольное сжатие со случайным эксцентриситетом. Можно в целом отметить, что деформирование образца под нагрузкой имело упруго-пластический характер. Причем величина приращений деформаций нарастала с увеличением приложенного усилия N , а величина деформации бетона в стыке на каждом этапе несколько (на 20 – 30%) превышала значения их в бетоне по стволу колонны. Последнее можно объяснить несколько пониженной плотностью бетона, уложенного в межторцовый зазор. Однако следует заметить, что поперечные деформации бетона по стволу колонны (линия 4) и по стыку (линия 5) на всех этапах нагружения были практически одинаковыми, и только на стадиях перед разрушением намечалось некоторое различие. Приведенные данные указывают на то, что рассматриваемый образец при воздействии нагрузки работал как цельная конструкция. При этом, как и в предыдущем случае, образование

микротрещин в бетоне у стыка было достигнуто при величине усилия $N_{cr}^o = 5$ МН, что существенно превосходит значение расчетного усилия $N_I = 4,2$ МН и означает, что при действии расчетных нагрузок бетон в стыке является цельным, не содержит микротрещин и долговечность стыка обеспечена.

Разрушение образца 4К3 произошло при величине продольного усилия $N_{ult}^{exp} = 7,6$ МН и фактический коэффициент безопасности составил $c = 7,6/4,7 = 1,62$, что удовлетворяет требованиям ГОСТ 8829. Аналогичные результаты были получены при испытаниях и остальных образцов 4-й серии, разрушившихся по стыку.

Из рассмотренных графиков, можно предположить, что испытанные стыки могут иметь повышенную деформативность по бетону межторцового зазора. В этой связи целесообразно рассмотреть опытные данные распределения относительных продольных деформаций по высоте колонны, включая зону стыка. На рис. 8 приведено распределение средних относительных продольных деформаций ε образцов серии 3К, с примерно одинаковой прочностью бетона стволов и бетона межторцового зазора для двух характерных уровней нагружения: при действии продольного усилия, соответствующего расчетному ($N_I = 4,2$ МН, линия 1) и для стадии перед разрушением каждого из образцов (линия 2).

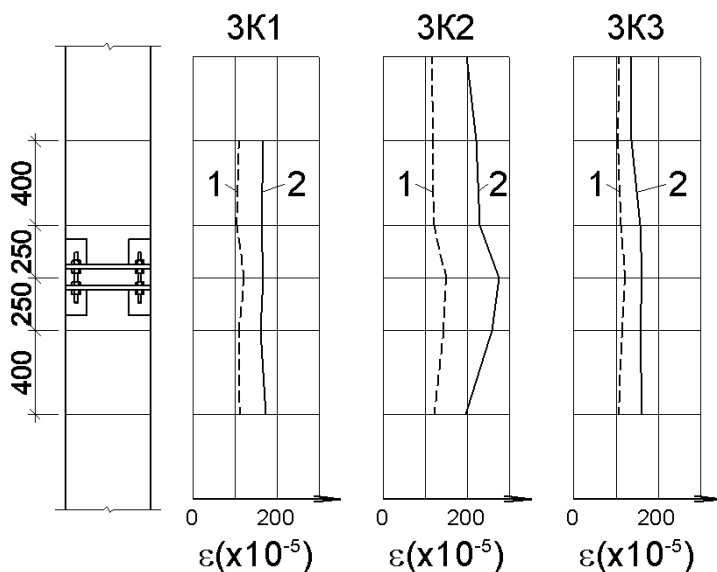


Рис. 8. Распределение средних относительных продольных деформаций у торцов стыкуемых элементов колонн и в стыке образцов серии 3К

1 – уровень расчетных нагрузок, 2 – на стадиях перед разрушением

Из представленных данных видно, что при действии расчетных нагрузок в стыке может иметь место некоторое повышенное на 8–24% приращение продольных деформаций по сравнению с деформациями стволов колонн. Причем большее по величине значение имело место в стыке образца 3К2 с дискретными закладными деталями на торцах колонн. Приведенные значения деформативности стыков не превышает деформативность применяемых стыков [3, 12] и не могут оказать особого влияния на общую работу каркаса.

В целом изложенное указывает на то, что предложенные стыки колонн могут быть запроектированы на основе действующих нормативных документов

с учетом предложений, приведенных в настоящей статье. Кроме того, испытания указанных стыков колонн показали, что их конструкция удовлетворяет требованиям действующих нормативных документов и ГОСТ 8829 по прочности и надежности и они могут быть использованы в строительстве каркасных зданий по назначению.

3. ОСОБЕННОСТИ ТЕХНОЛОГИИ УСТРОЙСТВА СТЫКОВ КОЛОНН С ВИНТОВЫМИ СОЕДИНЕНИЯМИ

Монтаж колонн с рассмотренными стыками выполняют в следующей последовательности. Первый ярус можно закреплять в фундаментных конструкциях посредством выпущенных из них сверху анкерных стержней и размещаемых в угловых нишах колонн. Могут быть применены и традиционные способы заделки колонн в фундаментных конструкциях.

Рассматриваемый стык сборных колонн для удобства работ устраивают на высоте 90–100 см над перекрытием. На торцовых закладных деталях нижней колонны крепежными гайками закрепляют выпущенные сверху шпильки с резьбой. На шпильках размещают юстировочные гайки, а над торцом нижней колонны размещают сварную сетку. Затем верхнюю колонну опирают на юстировочные гайки, пропустив шпильки в отверстия её торцовой закладной детали, и поворотами юстировочных гаек выставляют колонну в проектное положение по вертикали и горизонтальным отметкам. При этом колонна находится в строповочном положении на крюке крана. После завершения установки верхней колонны в проектное положение её фиксируют гайками, наворачиваемыми на шпильки в нишах. Гайки заворачивают обычными монтажными гаечными ключами до упора.

После фиксации положения верхней колонны, на стыке опалубочными винтами закрепляют инвентарную опалубку (рис. 9), включающую приемный и выходной бункеры.

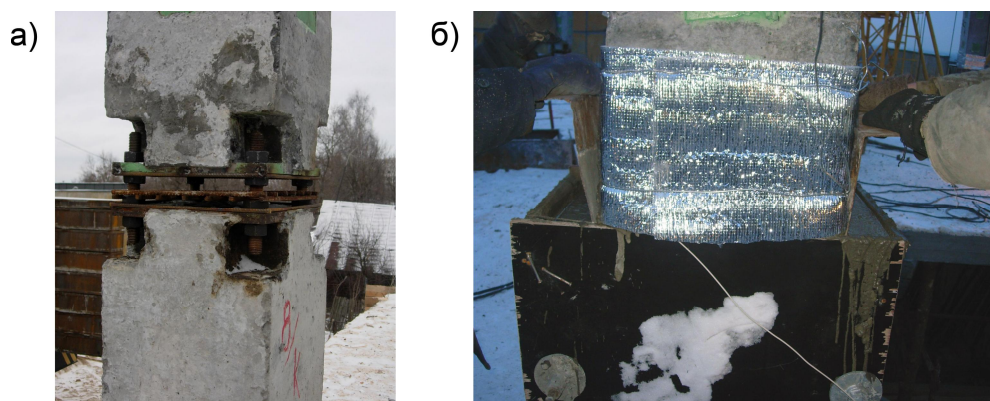


Рис. 9. Общий вид стыка колонн в сборе

а - до бетонирования; б - в процессе бетонирования в зимних условиях, с прогревом

Бетонирование стыков колонн (рис. 10) производят одновременно одной партией бетонной смеси на секцию, применяя одностороннюю подачу с вибрацией бетонной смеси в приемный бункер и с контролем заполнения стыка

и угловых ниш в выходном бункере, расположенном с обратной стороны колонны. Подачу бетона в стык прекращают после полного заполнения межторцового зазора и угловых ниш, и сразу же вдоль граней колонн под воздействием вибраторов погружают шибберные заслонки, отсекая ими бетонную смесь в бункерах от бетона стыкового зазора и угловых ниш.

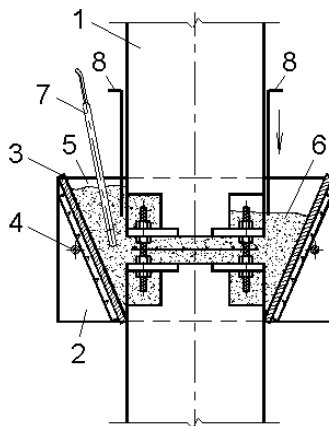


Рис. 10. Общий вид бетонирования стыка сборных колонн с винтовыми соединениями

1 - колонна; 2 - боковые щиты инвентарной опалубки; 3 - наклонные щиты опалубки; 4 - стяжные опалубочные винты; 5 - приемный бункер; 6 - выходной бункер; 7 - вибратор; 8 - шибберные заслонки

Контроль качества бетона, уложенного в стыки осуществляют отбором образцов из партии примененной смеси. Класс бетона по прочности на сжатие, укладываемого в межстыковой зазор, составляет, как правило, В30, удобоукладываемость бетонной смеси должна быть не ниже П4 (по ГОСТ 7473-93). Устройство стыков при отрицательных температурах осуществляют согласно разрабатываемой технологической карте с предварительным прогревом концевых участков стыкуемых колонн и применением обогревающих мат или проводов.

Технология устройства стыков с винтовым соединением достаточно проста, при применении таких стыков обеспечивается прецизионная точность установки колонн. Технология является высокопроизводительной. За смену звено из двух стропальщиков и крановщика выполняет сборку колонн секции дома (до 18–20 колонн), а за следующую смену эти же рабочие выполняют бетонирование всех стыков. Устройство стыков хорошо апробировано на строительстве 12–17 этажных жилых зданий в гг. Волгограде, Перми, Набережных Челнах и др.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Показаны недостатки основных типов конструкций стыков сборных железобетонных колонн и в качестве альтернативы приведены варианты конструкции контактных стыков колонн с плоскими торцами и винтовыми соединениями.

2. Испытания контактных стыков колонн с плоскими торцами и винтовыми соединениями, проведенные по стандартной методике, показали,

что они обладают требуемой несущей способностью и надежностью. Стыки предназначены для применения в колоннах сборно-монолитных каркасов многоэтажных зданий. Расчет прочности стыков можно выполнять по методике действующих норм с учетом предложений, содержащихся в настоящей работе.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Дыховичный Ю.А., Максименко В.А. Сборный железобетонный унифицированный каркас: Опыт московского строительства. Проектирование, исследование, изготовление, монтаж, перспективы развития. М.: Стройиздат, 1985, 296 с., илл.
2. Матков Н.Г. Исследование работы колонн и стыков с арматурными сердечниками в каркасах повышенной этажности. - в кн. Элементы и узлы каркаса многоэтажных зданий. М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1980, с. 60 - 72.
3. Матков Н.Г. Стыки железобетонных элементов каркасов многоэтажных зданий. Обзор. Серия 8. Строительные конструкции. Вып. 3. М.: ВНИИТПИ, 1982, 95 с., илл.
4. Рекомендации по проектированию и выполнению контактных стыков с обрывом арматуры в железобетонных колоннах многоэтажных зданий. М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1985, 51 с., илл.
5. Довгалюк В.И. Соединения сборных железобетонных конструкций зданий. Обзор. Серия 8. Строительные конструкции. Вып. 5. М.: ВНИИТПИ, 1989, 60 с., илл.
6. Muess Hans. Verbundstützen für den Stahlbetonbau. "Beton- und Stahlbetonbau". KG, Berlin, 2003, №98, pp. 1...12.
7. Kintscher M.R. Einsatz industriell vorgefertigter Verbindungselemente (Use Industrially prefabricated connecting demands). "BFT", 2005, №8, pp. 18...25.
8. Roeser Wolfgang. Anwendungen für Rahmentgarwerke (Screw connections in prefabricated reinforced concrete construction). "BFT", 2005, №8, pp. 28...33.
9. Патент РФ №2244789, клЕ04С3/34, Е04В1/38, БИ№2, 31.07.2003.
10. Евразийский патент №010214. Стыковое соединение сборных железобетонных колонн и способ его выполнения. клЕ04В1/38, Е04С3/34, ЕаПВ бюллетень №3, 30.06.2008.
11. Берг О. Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона. М.: Госстройиздат, 1962, 96 с., илл.
12. Горшкова В.М. Стыки колонн без сварки арматуры с применением эпоксидных полимеррастворов. М.: Труды НИИЖБ, 1974, вып. 10, с. 87...97.