

ПРОЧНОСТЬ КОНТАКТНОГО СТЫКА СБОРНЫХ КОЛОНН С ДЕФОРМИРУЕМОЙ ЦЕНТРИРУЮЩЕЙ ПРОКЛАДКОЙ

*Канд. техн. наук МОРДИЧ А. И.¹⁾, инж. БЕЛЕВИЧ В. Н.²⁾,
докт. техн. наук, проф. БОСАКОВ С. В.²⁾*

¹⁾ООО «БЭСтинжиниринг»,
²⁾РУП «Институт БелНИИС»

E-mail: sevibo@yahoo.com

В связи с ростом этажности жилых и общественных зданий массового назначения (до 20–25 этажей) потребность индустриализации их строительства вызывает необходимость в конструкциях стыков сборных колонн, способных воспринимать повышенные нагрузки (до 10–12 МН и более). Выполненный в статье анализ известных конструкций контактных стыков колонн каркасных зданий показывает, что, в принципе, они являются достаточно эффективными. Однако эти стыки чувствительны к точности изготовления торцов колонн. При сравнительно небольших перекосах торцов несущая способность стыков может существенно уменьшиться. Чтобы исключить этот недостаток, было решено ввести в конструкцию стыка деформируемую центрирующую прокладку из мягкой стали. За счет пластического деформирования она обеспечивает перемещение к оси колонны действующего в ней продольного усилия. В результате обеспечивается наиболее выгодное для конструкции стыка положение места передачи сжимающего усилия у продольной оси колонны.

Учитывая требования строительных норм и результаты многих работ, были выполнены экспериментальные исследования контактных стыков с деформируемой центрирующей прокладкой, основные результаты которых представлены в статье. На основании полученных данных сформулированы предложения по расчету и конструированию этих стыков. Показано, что применение центрирующей прокладки при соответствующем косвенном армировании бетона у стыка позволяет обеспечить требуемые несущую способность и надежность.

Ключевые слова: сборная колонна, контактный стык, центрирующая прокладка, несущая способность.

Ил. 6. Табл. 2. Библиогр.: 11 назв.

CONTACT JOINT STRENGTH OF PRECAST COLUMNS WITH DEFORMABLE CENTRING LAYING

MORDICH A. I.¹⁾, BELEVICH V. N.²⁾, BOSAKOV S. V.²⁾

¹⁾JSC “BESTInzhiniring”,
²⁾RUE “Institute BelNIIS”

Due to growth of number of storeys in a dwelling and public buildings for mass gatherings (up to 20–25 storeys) requirements of their construction industrialization necessitate designs of precast column joints which are capable to bear high loads (up to 10–12 MN and more). The paper presents an analysis of the known contact joint designs used in the columns of frame buildings and the analysis shows that the these design are rather efficient. However these joints are sensitive to accuracy of column butt end fabrication. Bearing capacity of joints can be significantly decreased in case of comparatively small ends out of square. It has been decided to introduce a deformable centering laying made of soft steel in a joint design in order to exclude the mentioned disadvantage. Due to its plastic deformation the laying ensures transformation of longitudinal effort occurring in it to the column axis. As a result of it we obtain the most advantageous position for joint design required for transfer of compressing force at column longitudinal axis.

Experimental investigations of contact joints with a deformable centering laying have been carried with due account of the requirements to construction standards, results of the executed works and main results of the investigations are presented in the paper. Proposals for calculation and designing of these joints have been given on the basis of the obtained data and works. It has been shown that application of the centering laying with corresponding concrete confinement reinforcement at the joint make it possible to ensure the required bearing capacity and reliability.

Keywords: precast column, contact joint, central layer, bearing strength.

Fig. 6. Tab. 2. Ref.: 11 titles.

Введение. Сборные железобетонные колонны под расчетные продольные усилия более 5 МН, как правило, снабжают по плоским торцам стальными пластинами. Эти пластины чаще всего крепят сваркой к стержням про-

дольной арматуры [1]. Стыки таких колонн выполняют с размещением между пластинами тонкого слоя цементной пасты и с приваркой пластин по периметру. Торцы колонны в таком стыке должны быть выполнены строго по нор-

мали к ее оси. Установленная величина допуска отклонения от нормали составляет 3° . Такая конструкция колонны и ее стыков, реализованная в ряде объектов строительства, при качественном выполнении обеспечивает их высокую несущую способность [2]. Однако обеспечение требуемой точности размеров звеньев таких колонн вызывает повышенные затраты труда на их изготовление. Также необходима специальная оснастка для фиксации арматуры и торцовых закладных деталей, что не исключает перекосов торцов. В результате при монтаже возможно образование клиновидной полости в стыке, при которой возникает опасность скола бетона кромки торца колонны, а также появление нерасчетного эксцентриситета равнодействующей продольного сжатия [2].

В этой связи представляется целесообразным разместить в стыке между торцовыми пла-

стинами деформируемую центрирующую прокладку (ЦП) (рис. 1). Ее наличие позволяет заметно уменьшить величину эксцентриситета продольного усилия и исключить вероятность скола бетона на кромке торцов. Обычно ЦП в плоском стыке колонн в основном предназначена для обеспечения в нем требуемой толщины растворного монтажного шва, а также для удобства монтажа [2–5]. Поэтому проверка прочности такого стыка на действие местного сжатия по торцам предусмотрена только для стадии монтажа, когда раствор не достиг проектной прочности [4, 5]. При этом расчетная площадь смятия бетона принимается равной площади прокладки. Кроме того, при недостаточной толщине прокладки в клиновидном шве она даже может быть выключена из работы стыка, и продольное усилие, действующее в колонне, концентрируется на ее кромке [2].

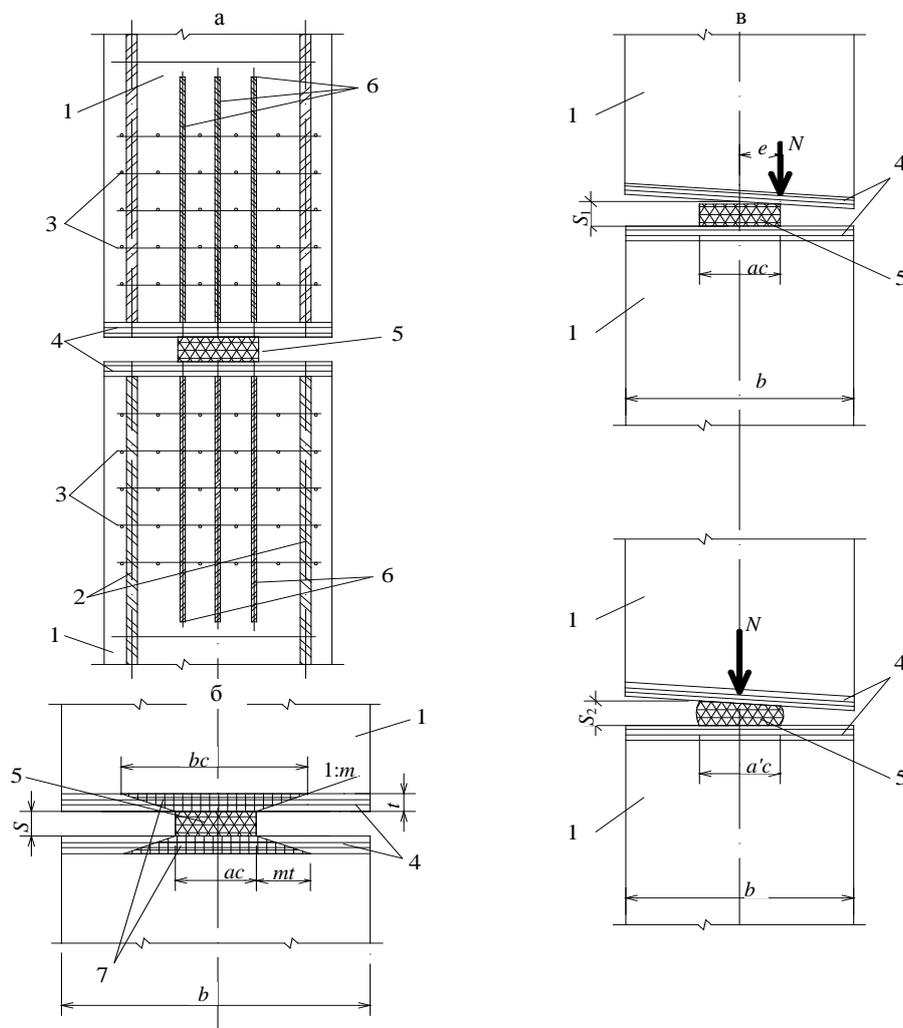


Рис. 1. Принципиальная конструкция стыка колонны (а, б) и схема работы под нагрузкой (в):

- 1 – звенья сборной колонны; 2 – продольная рабочая арматура; 3 – сварные сетки; 4 – торцовые пластины;
5 – центрирующая прокладка; 6 – анкерные стержни крепления торцовой пластины;
7 – распределение сжимающих напряжений в торцовых пластинах

Очевидно, что для обеспечения эффективной работы стыка с деформируемой ЦП ее толщина должна быть достаточной, чтобы исключить касание краев торцовых пластин в стыковом зазоре даже при действии наибольшего расчетного продольного усилия. Чтобы сблизить положение равнодействующей расчетного продольного усилия с осью колонны, ЦП при достижении полной расчетной нагрузки должна быть способна претерпеть достаточные пластические деформации (рис. 1в). В таком случае продольное сжимающее усилие концентрируется в стыке только вдоль оси колонны, а в ее сечениях у торцов может быть воспринято как бетоном, содержащим косвенное армирование, так и прикрепленными сваркой к торцовым пластинам анкерными стержнями. Поэтому важным вопросом является распределение сжимающих напряжений под ЦП по толщине торцовых пластин. В нормативных и рекомендательных документах такие данные не содержатся. В обычном расчете, не проводя никаких исследований, можно принять распределение сжимающих напряжений под ЦП под углом 45° , или $t:m = 1:1$. Здесь t – толщина торцовой пластины; m – заложение уширения площади передачи напряжений под пластиной у каждого края ЦП (рис. 1б). В [6] на основании проведенных испытаний для контактных стыков колонн предложено принимать значение m , равное 2,5. Такое предложение заманчиво, поскольку заметно возрастает размер площади передачи местного сжатия на бетон по торцу колонны. Это позволяет уменьшить содержание арматуры у торцов, обеспечить качественное изготовление колонны и сокращение трудозатрат.

Чтобы проверить указанные предпосылки, в ООО «БЭСТинжиниринг» (г. Минск) и РУП «Институт БелНИИС» были проведены экспериментально-теоретические исследования, основные результаты которых представлены ниже.

Опытные образцы, методика испытаний.

Для проведения экспериментальных исследований были сконструированы и изготовлены восемь фрагментов колонны сечением 400×400 мм (рис. 2). Образцы изготавливали из бетона одной партии с прочностью на сжатие $f_{cd} = 34,1$ МПа. Каждый образец содер-

жал по четыре стержня диаметром 32 мм класса S400 ($\bar{f}_{y,xy} = 460$ МПа). Хомуты выполнены из стержней диаметром 8 мм класса S400, объединенных по углам контактной сваркой. Вверху все фрагменты содержали по семь сварных сеток. Каждая сетка включала вдоль обеих осей симметрии по пять стержней диаметром 8 мм класса S400, объединенных в узлах пересечений контактной сваркой.

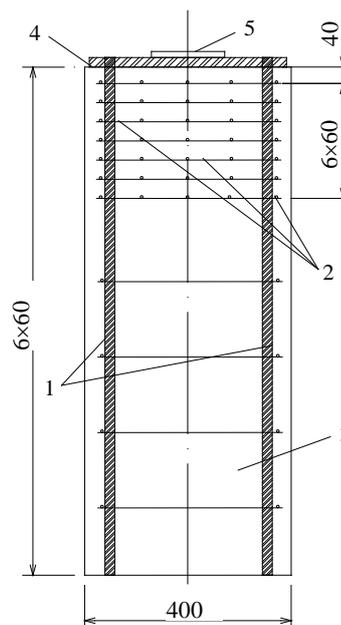


Рис. 2. Конструкция опытных образцов (продольный разрез): 1 – стержни продольной арматуры; 2 – сварные арматурные сетки; 3 – хомуты; 4 – стальная торцовая пластина; 5 – центрирующая прокладка

Коэффициент косвенного армирования $\rho_{s,xy} = 2,27 \cdot 10^{-2} < 0,04$. По верхнему торцу каждого фрагмента сваркой в раззенкованных отверстиях к продольным стержням была прикреплена стальная пластина 380×380 мм (С345, $f_y = 310$ МПа). Толщина пластин в различных образцах составляла 10–30 мм (табл. 1).

Для проведения испытаний на центральное сжатие (рис. 3) образцы устанавливали в вертикальное положение торцовой пластиной сверху. Понизу они заранее были вбетонированы в опорные стальные башмаки. Сжимающее усилие при нагружении создавали расположенными снизу четырьмя гидродомкратами ДГ-200 от одной насосной станции с упором образца сверху в шарнирную траверсу силового пресса.

Характеристика испытанных образцов

Марка образца	Толщина торцевой пластины, мм	Условие нагружения усилием N	Размер площадки передачи, мм	Разрушающее усилие N_{Rd} , кН									Относительная деформация /напряжение продольного армирования в сечении $h/2$		Характер разрушения
				расчетное N_{Rd}^{calc} , при передаче усилия											
				по торцу			через ЦП при отношении								
				N_{Rd}^{exp}	N_{Rd}^{calc}		1:1			1:2,5			$\frac{\varepsilon_{s,max}^{exp}}{\sigma_{s,max}^{exp}}, \%$	$\frac{\sigma_{s,max}^{exp}}{R_s}$	
$\frac{N_{Rd}^{calc}}{N_{Rd}^{exp}}$	N_{Rd}^{calc}	$\frac{N_{Rd}^{calc}}{N_{Rd}^{exp}}$	N_{Rd}^{calc}		$\frac{N_{Rd}^{calc}}{N_{Rd}^{exp}}$	$A_{co} \cdot 10^{-2}, M^2$	N_{Rd}^{calc}	$\frac{N_{Rd}^{calc}}{N_{Rd}^{exp}}$	$A_{co} \cdot 10^{-2}, M^2$						
K1-1	10	ЦП	$d = 130$	4560	–	–	2925	0,64	1,77	3566	0,78	2,54	0,18/350	0,78	Тип 1
K1-2	10	Т	380×380	6590	$\frac{6794}{9590}$	1,03	–	–	–	–	–	–	0,23/450	1,0	Тип 2
K2-1	20	ЦП	$d = 130$	4680	–	–	3351	0,72	2,27	4682	1,0	4,16	0,17/340	0,76	Тип 1
K2-2	20	Т	380×380	6530	$\frac{6794}{9590}$	1,02	–	–	–	–	–	–	0,22/450	1,0	Тип 2
K2-3	20	ЦП	$d = 130$	4720	–	–	3351	0,71	2,27	4682	0,99	4,16	–	–	Тип 1
K2-4	20	ЦП	$d = 160$	5800	–	–	4005	0,69	3,14	5373	0,93	5,31	0,20/400	0,88	Тип 1
K3-1	30	ЦП	$d = 130$	5940	–	–	3784	0,64	2,84	5847	0,98	6,16	0,20/395	0,88	Тип 1
K3-2	30	Т	380×380	7050	$\frac{6794}{9590}$	0,96	–	–	–	–	–	–	0,23/450	1,0	Тип 2

Примечания. В числителе – разрушающее усилие для сечений на середине высоты образца, в знаменателе – разрушающее усилие для сечений у торца; Тип 1 – разрушение от раздробления бетона у торца; Тип 2 – разрушение сечений в середине высоты образца; Т – стальная торцевая пластина; A_{co} – контактная площадь с бетоном.



Рис. 3. Общий вид испытаний нагружением опытных фрагментов колонн

Усилие на торец каждого образца передавали через стальную (С440) ЦП в виде круга диаметром 130 или 160 мм или непосредственно на торцевую пластину. Испытания нагружением проводили поэтапно возрастающим усилием по 0,1–0,2 от ожидаемого разрушающе-

го в соответствии со стандартной методикой. На каждом этапе фиксировали приращение деформаций арматуры и бетона, образование в нем трещин и сколов.

Результаты испытаний и их анализ. При нагружении образцов через ЦП разрушение их произошло от раздробления у верхнего торца. На величину разрушающего усилия оказали влияние размер ЦП и толщина торцевой пластины. Оно изменялось в пределах 0,69–0,84 от величины предельного усилия, достигнутого для образцов-близнецов, нагруженных по всему торцу и разрушившихся в середине их высоты от достижения текучести в продольных стержнях (табл. 1).

При нагружении через ЦП первыми (при $N = 5000$ кН) появились вертикальные и косые трещины непосредственно под пластиной, а также вдоль продольных стержней в верхней половине колонны. С дальнейшим ростом нагрузки сетка трещин развивалась книзу, а вверх наметилось отделение защитного слоя бетона (рис. 4). Такая картина повреждений свидетельствует о раскалывании и поперечной раз-

движке бетона у торца колонны под ЦП. Аналогичный характер работы бетона у плоского торца при наличии ЦП был отмечен и в [7–10]. При нагружении образцов непосредственно по всему торцу повреждения их боковых граней были примерно равномерными по всей высоте.

В сопоставлении графики развития под нагрузкой средних продольных и поперечных относительных деформаций, зафиксированных посредством тензорезисторов на боковых гранях образцов К2-1 и К2-2 в сечениях у торца и в середине их высоты, приведены на рис. 5. Каждый из этих образцов был сжат соответственно через ЦП (К2-1) и по всему торцу (К2-2). Характер деформирования данных образцов у верхнего торца существенно различается.

Так, в первом образце (К2-1) продольное укорочение бетона на гранях развивалось менее интенсивно. Более того, после достижения усилием величины 2 МН их значения начали убывать, а при усилии более 3 МН грани по вертикали начинают удлиняться. Поперечные деформации удлинения граней этого же образца, наоборот, развивались более интенсивно, чем в сопоставляемом образце К2-2. Такое деформирование указывает на перераспределение усилий в бетоне сечений у торца под ЦП, смятие бетона у оси образца и выпучивание его защитного слоя, начавшееся после достижения усилия $N = 2$ МН. Все это сопровождалось интенсивным образованием на боковых поверхностях у верха образцов сетки вертикальных, горизонтальных и косых трещин.

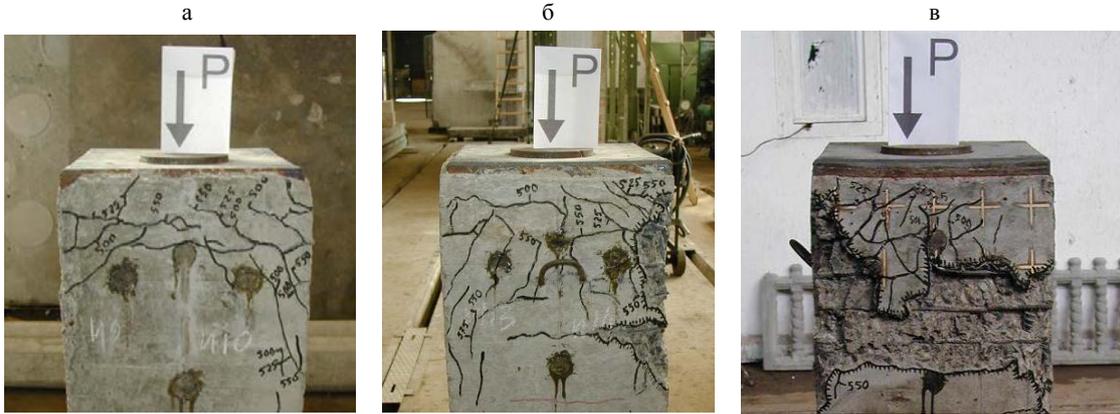


Рис. 4. Характер разрушения фрагмента колонны при нагружении через центрирующую прокладку (К3-1): а – начало трещинообразования; б – начало разрушения; в – характер разрушения

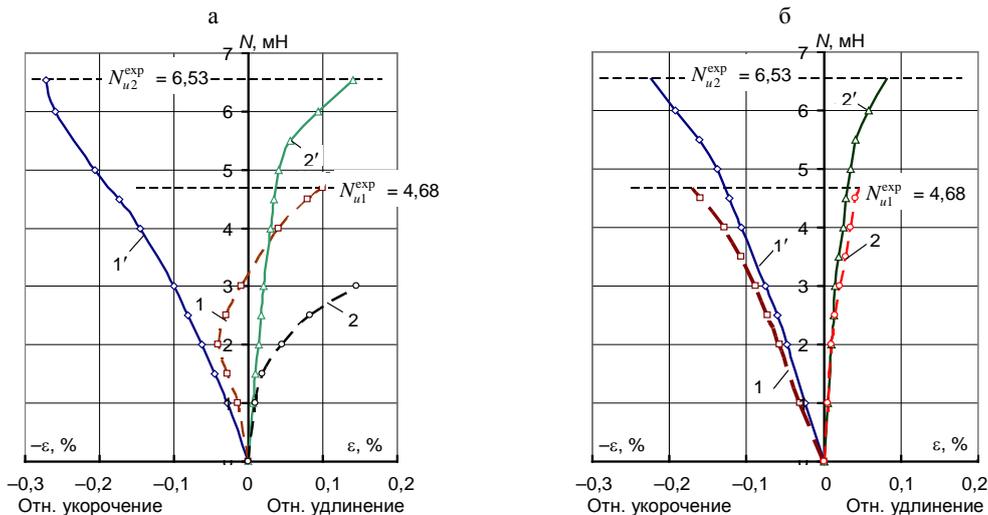


Рис. 5. Развитие под нагрузкой средних относительных деформаций бетона на боковых гранях образцов К2-1 (линии 1 – продольные; 2 – поперечные деформации) и К2-2 (соответственно, линии 1' и 2') у верха (а) и в сечении на середине высоты (б)

Характер развития продольных и поперечных деформаций по боковым граням образцов К2-2 в сечениях у торца был примерно таким же, как и для его сечений посередине, различаясь, однако, величиной деформаций при одной и той же нагрузке. Вместе с тем, при рассмотрении графиков рис. 6 можно отметить, что в сечениях у середины образца-близнеца, нагруженного через ЦП, деформации развиваются несколько интенсивнее, чем в образце, нагруженном по всему торцу. По-видимому, раскалывание бетона под ЦП, несмотря на наличие торцевой пластины и косвенное армирование, может развиваться на значительном удалении от торца колонны и вызывать на этом участке повышенную деформативность. Длину данного участка можно уменьшить, увеличив содержание косвенного армирования у торцов колонны. Деформации продольных стержней в средних по высоте образцов сечениях развивались под нагрузкой нелинейно и также более интенсивно в образцах, нагруженных через ЦП (рис. 6), по сравнению с образцами, нагруженными по всему торцу. В последнем случае, а также при толщине пластины 30 мм (образец К3-1) развитие деформаций арматуры до уровня нагрузки 0,75–0,90 от разрушающего усилия было практически линейным. К моменту разрушения образцов, нагруженных через ЦП, напряжения в продольной арматуре в средних сечениях составляли 0,76–0,88 от предела текучести (табл. 1). Таким образом, передача продольного сжимающего усилия через ЦП на торец колонны, снабженный стальной пластиной, оказывает влияние на характер работы бетона и арматуры не только у ее торца, но и на достаточном удалении от него. Сварные сетки также эффективно включились в работу под нагрузкой, и по величинам зафиксированных деформаций можно судить, что напряжения в некоторых их стержнях у оси колонны достигли предела текучести при нагрузке, равной 75–80 % от разрушающего усилия, как в [9].

Для оценки прочности испытанных образцов выполнили расчет прочности их оголовков на местное сжатие по фактическим характеристикам арматуры и бетона. Расчет производили согласно методике СНБ 5.03.01 для случаев распределения сжимающих напряжений в торцевой пластине под ЦП при соотношениях 1:1

и 1:2,5. Поскольку при передаче нагрузки через ЦП стержни продольной арматуры непосредственно под торцевой пластиной в работу не включались [11], их сопротивление сжатию для этих образцов не учитывали.

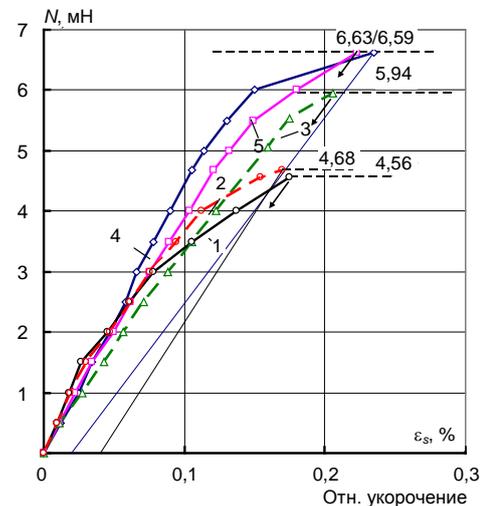


Рис. 6. Развитие деформаций в продольных стержнях в сечениях на середине высоты образца при передаче усилия через ЦП (1 – образец К1-1; 2 – К2-1; 3 – К3-1) и по всему торцу (4 – образец К1-2; 5 – К2-2)

Сопоставление результатов расчета с опытами показало (табл. 1), что во всех случаях расчет недооценивает (в запас) прочность испытанных образцов. При распределении напряжений в пластине 1:1 отношение расчетного разрушающего усилия к опытному составляет 0,64–0,72. При распределении 1:2,5 результаты расчета сближаются с опытными, составляя 0,78–1,00 от опытной прочности. Это полностью согласуется с результатами аналогичных опытов [6], выполненных в Горном университете г. Вуппертале (Германия). В приведенных расчетных и опытных соотношениях меньшие значения получены для образца, содержащего на торце пластину толщиной 10 мм. Это означает, что пластина такой толщины неэффективна и оказывает незначительное влияние на прочность торцов у стыка колонны. Действительно, для пластины толщиной 10 мм увеличение контактной площади A_{co} с бетоном для соотношения 1:2,5 составило только 43,5 %, в то время как для пластин толщиной 20 и 30 мм оно достигало 83,2 % и 117,0 % соответственно. В целом результаты расчета и опытов с учетом данных [6] подтверждают возможность использования методики СНБ 5.03.01 для оценки прочности контак-

ного стыка с деформируемой центрирующей прокладкой при распределении сжимающих напряжений в торцовой пластине под ЦП при соотношении 1:2,5.

Полученное удовлетворительное соответствие между расчетными и опытными значениями разрушающего усилия позволяет оценить величину разрушающего усилия в стыке при увеличении содержания косвенного армирования. Так, при увеличении диаметра стержней в сварных сетках с 8 до 10 мм коэффициент косвенного армирования оголовков опытных образцов составит $3,56 \cdot 10^{-2}$. Результаты расчета образцов с этим армированием (табл. 2) показывают, что их прочность возрастает и превышает опытную на (5,2–15,3) % и на (9,5–18,3) % – первоначальную расчетную. Возможность управлять прочностью оголовков стыкуемых звеньев колонны позволяет реализовать самоцентрирование стыка с деформируемой ЦП и воспринять значительное продольное усилие, концентрируемое в стыке вдоль оси колонны.

Для обеспечения самоцентрирования стыка под действием наибольшего расчетного сжимающего усилия напряжения в ЦП должны достичь текучести, обеспечив плотный контакт ЦП с обоими торцами стыкуемых звеньев колонны (рис. 1в). Поскольку за счет поперечных деформаций размеры деформируемой ЦП увеличиваются, дополнительно возрастает размер площади смятия бетона. Указанное также способствует повышению надежности стыка колонн.

В целом приведенные выше данные показывают, что в рассмотренном типе стыков колонн, включающем торцовые стальные пластины и центрирующую прокладку, последняя существенно влияет на напряженно-деформированное состояние арматуры и бетона у торцов и на значительном удалении от них (до $2,0h$, где h – меньший размер сечения). Расчет прочности торцов колонны в таких стыках на местное сжатие следует выполнять с учетом распределения сжимающих напряжений в торцовых пластинах под ЦП при отношении 1:2,5.

Таблица 2

Прочность торцов опытных образцов при сварных сетках со стержнями диаметром 10 мм

Марка образца	Условие нагружения	Разрушающее усилие N_{Rd} для оголовка, кН			Увеличение прочности (%) при замене косвенного армирования относительно	
		опытное	расчетное при		опытного усилия	расчетного по фактическому армированию
			фактическом косвенном армировании ($\rho_{s,xy} = 2,27 \cdot 10^{-2}$)	сварных сетках 2×5 $\varnothing 10$ мм ($\rho_{s,xy} = 3,56 \cdot 10^{-2}$)		
K1-1	ЦП ($d = 130$ мм)	4560	3566	4219	–	18,3
K1-2	T	–	9590	–	–	–
K2-1	ЦП ($d = 130$ мм)	4680	4682	5398	15,3	15,2
K2-2	T	–	9590	–	–	–
K2-3	ЦП ($d = 130$ мм)	4720	4682	5398	14,4	15,2
K2-4	ЦП ($d = 160$ мм)	5800	5373	3883	1,4	9,5
K3-1	ЦП ($d = 130$ мм)	5940	5847	6571	10,6	12,4
K3-2	T	–	9590	–	–	–

ВЫВОДЫ

1. Для объединения сборных колонн, предназначенных воспринимать продольные усилия более 5 МН, целесообразно применять стыки, включающие стальные торцовые пластины и деформируемую центрирующую прокладку между ними. Толщина центрирующей прокладки должна быть достаточной, чтобы исключить касание кромок стыкуемых торцов при действии полной расчетной нагрузки. Толщину торцовых пластин целесообразно принимать не

менее 20 мм, а коэффициент косвенного армирования сварными сетками у торцов колонны в стыке назначать не менее 0,035. Объединение торцовых пластин стыкуемых звеньев колонн производят сварными накладками на стадии завершения строительства объекта после достижения в стыке усилия от полной расчетной постоянной нагрузки и после заделки стыкового зазора цементным раствором.

2. Расчет прочности на местное сжатие и конструирование торцов стыкуемых колонн

следует выполнять в соответствии с методикой СНБ 5.03.01 и с учетом распределения сжимающих напряжений в торцовых пластинах под центрирующей прокладкой при соотношении $t:m = 1:2,5$, где t – толщина торцовой пластины; m – заложение уширения площади передачи напряжений по низу пластины относительно каждой кромки центрирующей прокладки.

ЛИТЕРАТУРА

1. **Колонны** многоэтажных зданий под большие нагрузки / С. Ю. Цейтлин [и др.] // Бетон и железобетон. – 1985. – № 3. – С. 9–11.
2. **Дыховичный, Ю. А.** Сборный железобетонный унифицированный каркас: опыт московского строительства. Проектирование, исследование, изготовление, монтаж, перспективы развития / Ю. А. Дыховичный, В. А. Максименко. – М.: Стройиздат, 1985. – 296 с.
3. **Мордич, А. И.** Контактные стыки сборных железобетонных колонн с винтовыми соединениями / А. И. Мордич, В. Н. Белевич, А. Н. Миронов // Популярное бетоноведение. – 2009. – Вып. 2 (28). – С. 95–107.
4. **Довгалюк, В. И.** Соединения сборных железобетонных каркасных конструкций зданий: обзор / В. И. Довгалюк. – М.: ВНИИТПИ, 1989. – 59 с.
5. **Рекомендации** по проектированию и выполнению контактных стыков с обрывом арматуры в железобетонных колоннах многоэтажных зданий. – М.: НИИЖБ Госстроя СССР. – 1985. – 49 с.
6. **Muess, H.** Verbundstützen für den Stahlbetonbau. Bemessung, Konstruktion, Genehmigung / H. Muess // Beton und Stahlbetonbau. – 2003. – Vol. 98, № 1. – P. 1–12.
7. **Achmed, T.,** Burley, E., Rigden, St. Bearing Capacity of Plain and Reinforced Concrete Loaded Over a Limited Area // *ACI Structural Journal*. – 1998. – Vol. 95, № 3. May–June. – P. 330–342.
8. **Cai Sh.-Hu.** Fracture Model of Concrete Loaded Over a Limited Area / Cai Sh.-Hu., Wei Sh.-Min // Fracture Model of Concrete Loaded over a Limited Area. Fracture Concrete and Rock. Pap. Int Confer., Cardiff, 20–22 Sept. – London; New York, 1989. – P. 213–222.
9. **Васильев, А. П.** Местное сжатие в стыках колонн каркаса многоэтажных зданий / А. П. Васильев, Н. Г. Матков, М. М. Мирмунинов // Бетон и железобетон. – 1977. – № 9. – С. 30–32.
10. **Кудрявцев, А. А.** Стыки колонн многоэтажных каркасов гражданских зданий / А. А. Кудрявцев, Н. Г. Матков // Бетон и железобетон. – 1980. – № 11. – С. 18–19.
11. **Босаков, С. В.** Контактная задача для упругой полуполосы / С. В. Босаков // Весці Нацыянальнай акадэміі навук Беларусі. Сер. фіз.-тэхн. навук. – 1997. – № 4. – С. 119–121.

REFERENCES

1. **Zeitlin, S. Yu.,** Antonov, V. P., Gurevich, Iu. S., & Braginskii, V. A. (1985) Columns of High-Rise Buildings under Heavy Loads. *Beton i Zhelezobeton* [Concrete and Reinforced Concrete], 3, 9–11 (in Russian).
2. **Dykhovichnyi, Yu. A.,** & Maximenko, V. A. (1985) *Precast Reinforced Concrete Unified Framework. Experience of Moscow Construction*. Moscow, Stroyizdat. 296 p. (in Russian).
3. **Mordich, A. I.,** Belevich, V. N., Mironov, A. N. (2009) Contact Joints of Precast Concrete Reinforced Columns with Screw Connections. *Populiarnoye Betonovedenie* [Popular Concrete Knowledge], 2 (28), 95–107 (in Russian).
4. **Dovgaliuk, V. I.** (1989) *Connection of Precast Reinforced Concrete Frame Structures of Buildings*. Review. Moscow: VNIINTPI. 59 p. (in Russian).
5. **Recommendations** for Design and Implementation of Contact Joints with Armature Breakage in Concrete Reinforced Columns of Multi-Storeyed Buildings. Moscow: NIIZhB Gosstroy USSR. 49 p. (in Russian).
6. **Muess, H.** (2003) Verbundstützen für Den Stahlbetonbau. Bemessung, Konstruktion, Genehmigung [Composite Columns for Concrete Structures. Design, Construction, Permission]. *Beton- und Stahlbetonbau*, 98 (1), 1–12 (in German).
7. **Achmed, T.,** Burley, E., & Rigden, St. (1998) Bearing Capacity of Plain and Reinforced Concrete Loaded Over a Limited Area. *ACI Structural Journal*, 95 (3), 330–342.
8. **Cai Sh.-Hu.,** Wei Shi-Min. (1989) Fracture Model of Concrete Loaded Over a Limited Area. Fracture Concrete and Rock. Pap. Int Confer., Cardiff, 20–22 Sept. London; New York. 213–222.
9. **Vasiliev, A. P.,** Matkov, N. G., & Mirmuminov, M. M. (1977) Local Compression in Column Joints of Multi-Storey Building Frame. *Beton i Zhelezobeton* [Concrete and Reinforced Concrete], 9, 30–32 (in Russian).
10. **Kudriavtsev, A. A.,** & Matkov, N. G. (1980) Column Joints of Multi-Storey Frames of Civic Buildings. *Beton i Zhelezobeton* [Concrete and Reinforced Concrete], 11, 18–19 (in Russian).
11. **Bosakov, S. V.** (1997) Contact Problem for Elastic Semi-Band. *Vestsi Natsyianal'nai Akademii Navuk Belarusi. Seryia Fizika-Tekhnichnykh Navuk* [Proceedings of the National Academy of Sciences of Belarus. Series of Physical and Technical Sciences], 4, 119–121 (in Russian).

Поступила 14.06.2014