



УДК 624.078.412

Абрахимова Н.С. – ассистент

E-mail: Lis258.86@mail.ru

Миронова Ю.В. – кандидат технических наук, доцент

E-mail: jullog@fromru.com

Шамсутдинова А.И. – студент

E-mail: aliushechka@mail.ru

Казанский государственный архитектурно-строительный университет

Адрес организации: 420043, Россия, г. Казань, ул. Зеленая, д. 1

Экспериментально-теоретические исследования усиленных штепсельных стыков железобетонных колонн при действии поперечной силы

Аннотация

Анализ научной и технической литературы указывает на ответственность стыков сборных элементов зданий за конструкционную безопасность и надежность при действии статических нагрузок. По многочисленным публикациям отечественных и зарубежных авторов, в каркасных зданиях первые признаки разрушения появляются в стыках элементов вследствие концентрации напряжений. Возможно, что на стадии эксплуатации стыки не будут отвечать требованиям надежности и долговечности из-за ряда причин: действие непроектных нагрузок, наличие дефектов изготовления стыка и монтажа (непроектное армирование, трещины в бетоне, неполное заполнение швов и т.д.). Поэтому обеспечение конструкционной безопасности здания и эксплуатационной пригодности путем усиления стыков при минимальных затратах является актуальной задачей.

Ключевые слова: штепсельные стыки, усиление, стальная обойма, усиление углепластиком напряженно-деформированное состояние, компьютерное моделирование, расчетные выражения сдвиговой податливости.

В данной работе рассматривается усиление штепсельного стыка железобетонных колонн на восприятие поперечных сил как наиболее опасный фактор. Проведены экспериментально-теоретические исследования трех вариантов усиления штепсельного стыка при действии поперечных сил: внешне армирование композитным материалом, стальная обойма с преднапряжением хомутов и без их преднапряжения.

Результаты натурных обследований показали, что в некоторых случаях в существующих зданиях штепсельные стыки не отвечают нормативным требованиям по деформативности из-за наличия дефектов изготовления стыка и при монтаже.

На стадии эксплуатации стыки не будут отвечать требованиям надежности и долговечности из-за ряда причин: действие непроектных нагрузок, наличие дефектов изготовления стыка и при монтаже, непроектного армирования, трещин в бетоне, некачественного заполнения скважин и горизонтального шва и т.д. Это потребовало разработки эффективных способов их усиления.

Проведенные ранее теоретические и экспериментальные исследования [1, 2, 3, 4.] позволили предложить некоторые варианты усиления стыка, которые, повышают несущую способность и жесткость. Первый вариант – установка обоймы из уголков с преднапряженными хомутами и без их преднапряжения (рис. 1 а). За счет обжатия в зоне отрыва бетона и работы уголков, пересекающих шов, повышается трещиностойкость, несущая способность, снижается податливость стыка. Второй способ (рис. 1 б) – использование внешнего армирования композиционными материалами на основе углеродных волокон. Эффект усиления достигается за счет работы углепластика на растяжение в зоне отрыва бетона

Исследование было разбито на три стадии: компьютерное моделирование, физический эксперимент, разработка расчетных выражений.

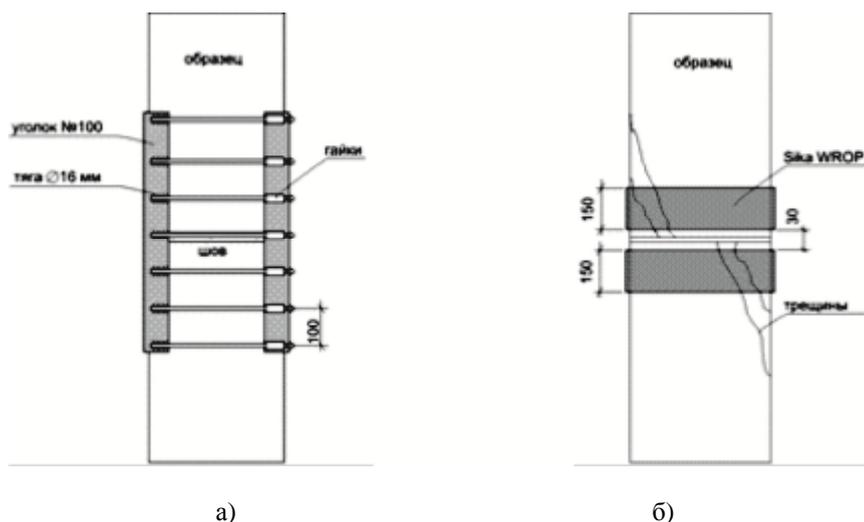


Рис. 1. Способы усиления штепсельного стыка колонн:
 а – обоймой из стальных уголков и хомутов из круглой обычной и предварительно напряжённой арматуры; б – композитным холстом из углеволокна

Целью компьютерного моделирования усиленных стыков ставилась оценка деформативности штепсельного стыка усиленного стальной обоймой при действии поперечной силы с преднапряжением и без преднапряжения хомутов из круглых стержней, Анализ влияния стальной обоймы на напряженно-деформированное состояние стыка.

Информационная схема компьютерного моделирования усиленных стыков представлена на рис. 2.

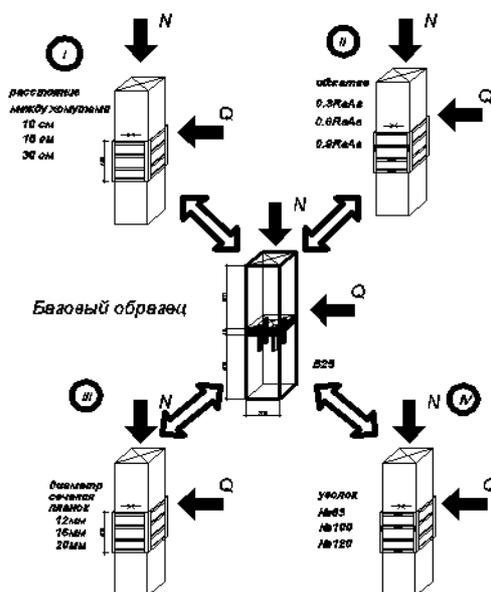


Рис. 2. Информационная схема компьютерного моделирования штепсельного стыка, усиленного стальной обоймой

За основу принята модель базового образца проектного решения [2, 6] со следующими характеристиками: фрагменты колонн со штепсельным стыком со следующими характеристиками:

- поперечное сечение 300x300 мм;
- продольная арматура 4Ø18 мм класса А400, замоноличенные в скважине диаметром Ø50 мм и глубиной 500 мм, которая обрамлялась спиралью из арматуры класса В500 диаметром 3 мм;
- длина выпусков продольной арматуры составила 480 мм;

– поперечное армирование $\varnothing 5$ мм из стали класса В500 с шагом 100 мм.

Бетон тяжелый класса В25.

Моделирование обоймы. Обойма моделировалась четырехузловыми конечными элементами оболочки КЭ-244 с физико-механическими характеристиками стали. Раствор, создающий сцепление обоймы с телом колонны моделировался в виде стержней КЭ-256 работающими как элементы трения. Расчетная модель стыков, усиленных стальной обоймой, представлена на рис. 3.

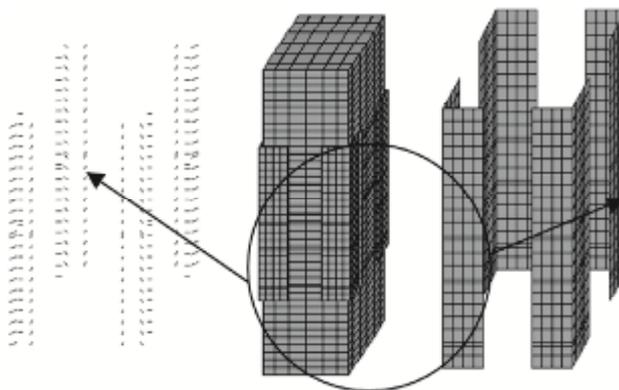


Рис. 3. Расчетная модель штепсельного стыка с усилением, выполненная методом КЭ, схема моделирования раствора с помощью элементов трения

На основании данных полученных при проведении компьютерного моделирования стыков проектных решений была построена зависимость «поперечная сила – деформации», представленная на рис. 4. Как видно из этой диаграммы, стыки усиленные стальной обоймой обладают деформативностью в 2,5 раза меньшей деформативности штепсельных стыков сборных железобетонных колонн не усиленных. Горизонтальные перемещение в стыках без усиления составили в среднем 25 мм, а стыках усиленных не более 13 мм.

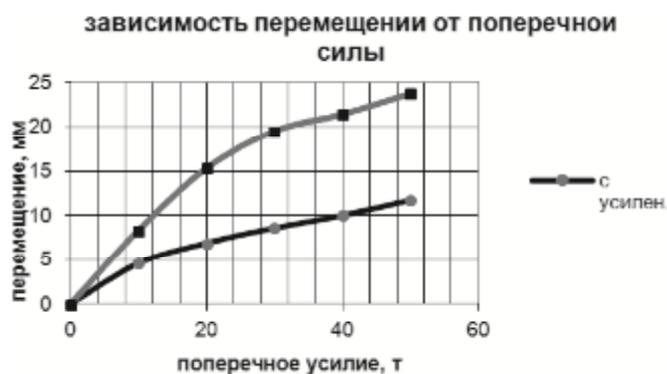


Рис. 4. Диаграмма «усилие – деформация» штепсельных стыков сборных железобетонных колонн

Установка правильности построения конечной модели, достижение совместности работы бетона конструкции с обоймой. При осевом сжатии в процессе бокового расширения стыка обойма включалась в работу, так как элементы трения передавали осевые усилия. Горизонтальные хомуты начинали воспринимать продольное усилие, передаваемое на колонну, растягивались. Была отмечена следующая картина: максимальное растяжение происходило в среднем хомуте, так как деформативность элемента концентрируется в области стыка (результаты получены при предыдущих исследованиях). Здесь и происходили первые деформации. Характер распределения усилий в хомутах показан на рис. 5. На основании выше перечисленного можно сделать выводы, что конструкция работает достоверно. Можно приступить к дальнейшему компьютерному моделированию.

В уголке усиления максимальные напряжения появляются в зоне шва и в узлах стыковки с хомутами, как показано на рис. 6.

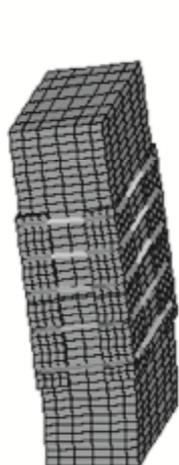


Рис. 5. Мозаика продольных усилий, возникающих в хомутах

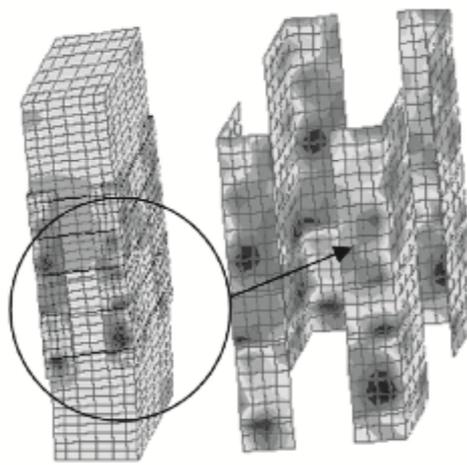


Рис. 6. Распределение касательных напряжений по образцу и обойме

Результаты компьютерного моделирования

Образцы первой серии. Здесь за варьируемый параметр принималось обжатие поперечным усилием, испытание велось на действие горизонтальной нагрузки. Изополя напряжений и горизонтальных деформаций конечных элементов стыка качественно не отличались от представленных выше.

Усилия обжатия принимались согласно нормативным документам. С увеличением усилия обжатия наблюдалась следующая картина: перемещения с заметным шагом уменьшались. Также одновременно варьировался шаг горизонтальных хомутов. Для удобства рассмотрим случай преднапряжения с шагом хомутов 30 см. Нагрузка прикладывалась поэтапно. На рис. 7 представлена зависимость «деформации – поперечная сила» при различных уровнях обжатия. Сделан вывод, что обжатие эффективно при работе конструкций усиленных стальной обоймой, препятствует образованию деформаций на ранних стадиях нагружения. Расхождения в численном эквиваленте между стыками обжатыми и необжатыми составляет около 70 %. Максимально воспринимает усилия средний хомут, находящийся непосредственно на уровне штепсельного стыка, далее усилия уменьшаются и возрастают только на уровне крайних хомутов.

Из графиков (рис. 7) видно, что при увеличении преднапряжения, деформации уменьшаются, стык менее подвержен сдвигу.

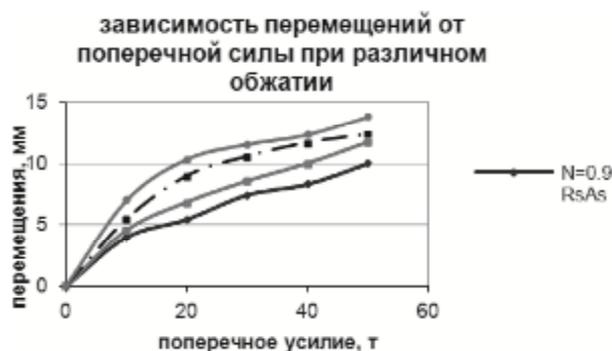


Рис. 7. Зависимость «деформации – поперечная сила» при различных уровнях обжатия

Образцы второй серии. За варьируемый параметр здесь принималось расстояние между хомутами, определяемое исходя из высоты обоймы, а также значений нормативных документов изменяющихся в пределах 10-50 см. Наблюдается линейная

зависимость. При увеличении шага хомутов усилия воспринимаемые одним хомутом возросли до 1,5 раз.

Образцы третьей серии. Варьировали номерами уголков, а, следовательно, их жесткостями. При увеличении жесткости уголка перемещения уменьшались. Исходя из полученных результатов, приняли решения принять угол № 100, как обладающий достаточной жесткостью.

Картина напряженно-деформированного состояния уголка важна при оценке податливости штепсельного стыка, так как он является одним из основных элементов работы конструкции. Так как при действии поперечной силы уголок претерпевает целый ряд деформаций, таких как сопротивление уголка сдвигу и изгиб уголка между хомутами, взято на основании теоретических предпосылок, убедится в такой работе конструкции необходимо.

На рис. 8 представлена работа уголка при различном обжатии: при увеличении обжатия напряжения в уголках падают. Наблюдается концентрация напряжений в местах расположения хомутов. Максимальная работа уголка происходит на уровне стыка, главные напряжения сконцентрированы в этой области. Под действием поперечной силы верхняя часть уголка, к которой прикладывалась нагрузка, начинает сопротивляться, пытаясь растянуться, нижняя часть же наоборот сжимается.

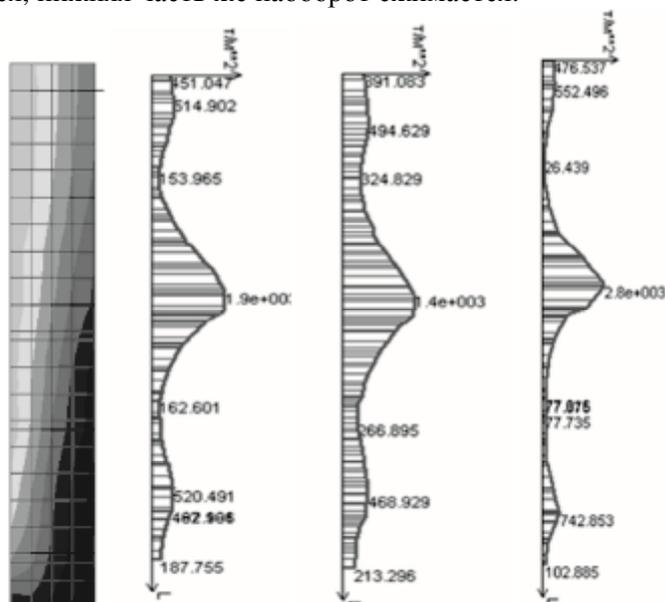


Рис. 8. Распределение главных нормальных напряжений в уголке

При варьировании жесткостью уголка перемещения в стыке уменьшились на 30 %, сделан вывод, что уголок является лишь сдерживающим элементом и включается в работу, после достижения хомутами предела текучести.

Образцы четвертой серии. За варьлируемый параметр принимался диаметр стержней планок 12, 16, 20 мм. Результаты расчетов не представлены, т. к. на перемещение в стыке данный фактор, в принятых варьлируемых пределах, не повлиял. Расхождения в перемещениях оказались незначительными и составили от 0,5 до 1,8 %.

На основании полученных данных были сделаны следующие выводы, приведены результаты, иллюстрирующие особенности напряженно-деформированного состояния стыков и необходимые для создания расчетных выражений сдвиговой податливости, оптимизации физического эксперимента.

Основными элементами обоймы являются вертикальные уголки и горизонтальные хомуты с преднапряжением и без преднапряжения.

- Концентрация напряжений наблюдалась в уровне стыка, наиболее включенными в работу оказались хомуты, установленные в уровне шва, а также по краям обоймы.

- Достаточным является установка преднапряженных хомутов в местах концентрации напряжений, если хомуты не преднапряжены, их необходимо устанавливать более часто по все высоте обоймы.

- Стальные уголки препятствуют отрыву защитного слоя бетона, геометрические размеры уголка являются важным фактором. По результатам численных исследований для физического эксперимента выбран уголок № 100.

Экспериментальные исследования.

Всего рассматривались 4 экспериментальных образца, характеристики которых аналогичны стыкам, рассмотренным при компьютерном моделировании. Марка раствора замоноличивания М600.

Стальная обойма была изготовлена из уголков № 100, к которым приваривались хомуты из круглой арматуры диаметром $\varnothing 16$ мм с шагом 100 мм. Натяжение тяг осуществлялось завинчиванием гаек с помощью динамометрического ключа. Уровень напряжений дополнительно контролировался тензорезисторами.

После статического испытания стыков усиленных стальной обоймой, на 2 образца в уровне шва, как показано на рис. 1 б, наклеивался углеродный холст Sika Wrap шириной 15 см в два слоя, с предварительной подготовкой поверхности бетона и дальнейшей пропиткой ткани, в процессе приклеивания, полимерным составом SikaDur 330.

Характеристики элементов усиления показаны в табл. 1.

Таблица 1

Образец	Вариант усиления	Параметры усиления	
		Усилие натяжения в тягах	Шаг тяг
ШС-У-1	Стальная обойма	0 тс	10 см
ШС-У-2		1 тс	30 см
ШС-У-3		1,5 тс	30 см
ШС-У-4		2 тс	30 см
ШС-У-2*	Внешнее армирование	0	15 см
ШС-У-3*		0	15 см

Примечание: * испытанные ранее образцы

Для испытания на сдвиг использовалась силовая установка с гидравлическими домкратами ДГ-50. Деформации шва стыка фиксировались индикаторами часового типа ИЧ-10. Напряженно-деформированное состояние стальной обоймы определялось на каждом этапе нагружения тензодатчиками, установленными на хомутах и уголках как показано на рис. 9.

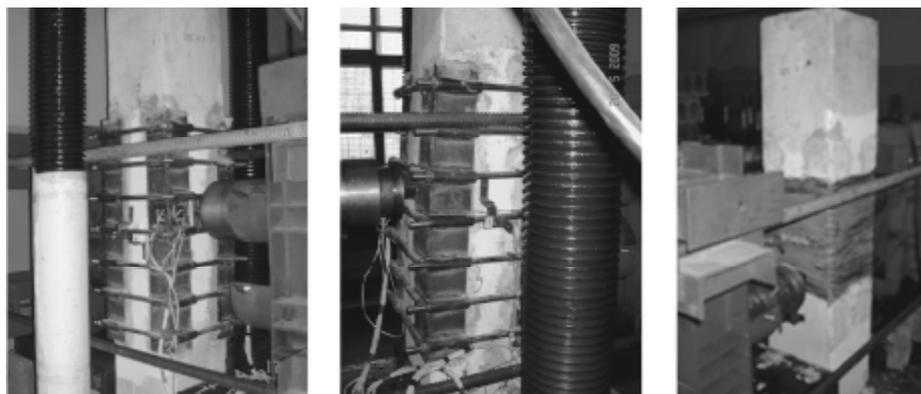


Рис. 9. Виды опытных образцов подготовленных к испытаниям

При нагружении элементов поперечным усилием первая трещина появилась в шве. Она проходила по поверхности контакта раствор-бетон. Уровень нагрузки при этом для всех четырех образцов, усиленных обоймой, составил около 140 кН независимо от усилия обжатия. Дальнейшее увеличение нагрузки приводило к образованию трещин в теле бетона, наклонных к продольной оси. Одной из важных задач данных экспериментальных исследований ставилось оценка характера деформирования стальной обоймы. По результатам опыта было видно, что уголки, как и поперечные тяги, включается в работу после появления трещин в теле бетона колонны. Наличие

поперечного обжатия обеспечивало более раннее включение обоймы в работу при сдвиге. Хомут, находившийся на уровне шва, оказалась наиболее нагруженной, что приводило к значительным деформациям (рис. 10) и потере предварительного натяжения планки при разгрузке образца. Отсутствие симметрии в деформациях хомутов в крайних точках обоймы объясняется образованием трещин и неравномерным изгибом уголков.

Характер деформирования хомутов образца ШС-У-1 представлен на рис. 10 в виде зависимости «поперечная сила – относительные деформации». Вид разрушенных образцов представлен на рис. 11.

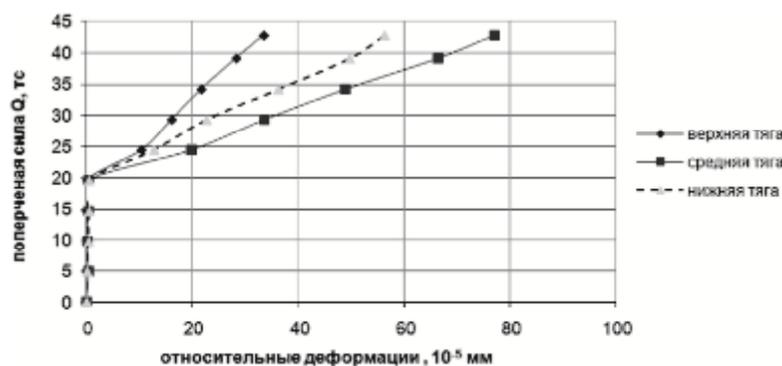


Рис. 10. График зависимости «поперечная нагрузка – относительные деформации» в образце ШС-У-1

После испытания образцы ШС-У-2 и ШС-У-3 усиливались внешним армированием углеродной тканью Sika Wrap, шириной полотна 150 мм с обмоткой тела колонны в области шва двойным слоем как показано на рис. 1. Целью испытания ставилось: определение степени увеличения несущей способности разрушенных образцов и влияние на деформативность стыка внешнего армирования композитным материалом.

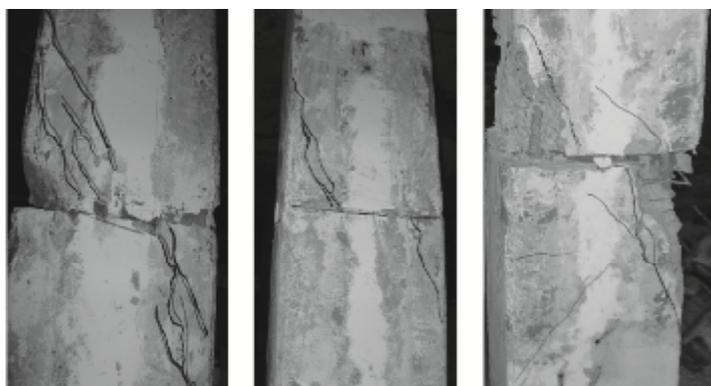


Рис. 11. Вид разрушенных образцов после испытания

Следует отметить, что усилены были верхний и нижний фрагмент колонны на высоту 15 см максимальной наклонной трещины отрыва бетона защитного слоя, сам стык усилен не был. Практически сразу после приложения нагрузки произошел сдвиг. При достижении поперечным усилием 50 кН горизонтальные перемещения в шве составили 3 мм для первого образца, 1,5 мм для второго. Амплитуда горизонтальных деформаций стыка достигала 3-4 см на момент разрушения образцов. Дальнейшее увеличение нагрузки приводило к увеличению смещений, развитию, образовавшихся в ходе предыдущих испытаний, трещин и появлению новых. В целом, наблюдалось выпучивание полотна углеволоконного материала, вследствие высокого давления в бетоне тела конструкции. Трещинообразование по всему телу колонны, дальнейшее развитие наклонных трещин отрыва бетона защитного слоя конструкции происходило под усиливаемым элементов и составило 45 см в верхнем фрагменте, 25 см в нижнем. Разрушение конструкции произошло при достижении поперечным усилием 300 кН, вследствие расслоения волокон элемента усиления, разрыва в углах колонн, концентрация напряжений в углах колонны,

вид разрушенных образцов представлен на рис. 12. Не было отмечено, что испытания образцов происходило по различным схемам прикладывания нагрузки 2-го образца Q прикладывалось в плоскости действия предыдущей нагрузки, 1-го образца в плоскости перпендикулярной предыдущей нагрузке. Несмотря на это, образцы разрушились по одинаковой схеме. Различие заключалось только в том, что деформативность первого образца оказалась на 25 % выше, чем второго.

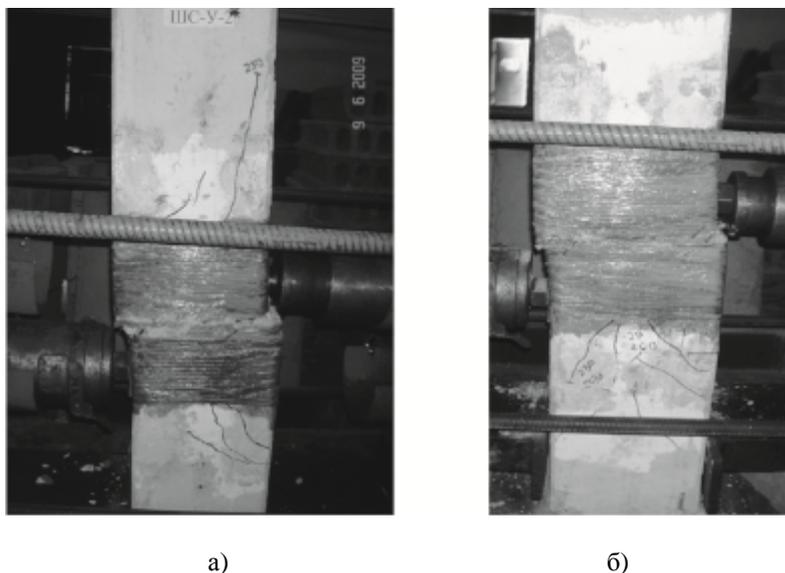


Рис. 12. Вид разрушенных образцов а) ШС-У-2*, б) ШС-У-3*

Анализ полученных опытных данных показывает, что штепсельные стыки усиленные представленными способами обладают двух-, трехкратным запасом прочности. Однако для каждого варианта усиления есть свои преимущества в зависимости от режима нагружения и условий эксплуатации. На рис. 13 показано сравнение опытных данных для 3 стыков.

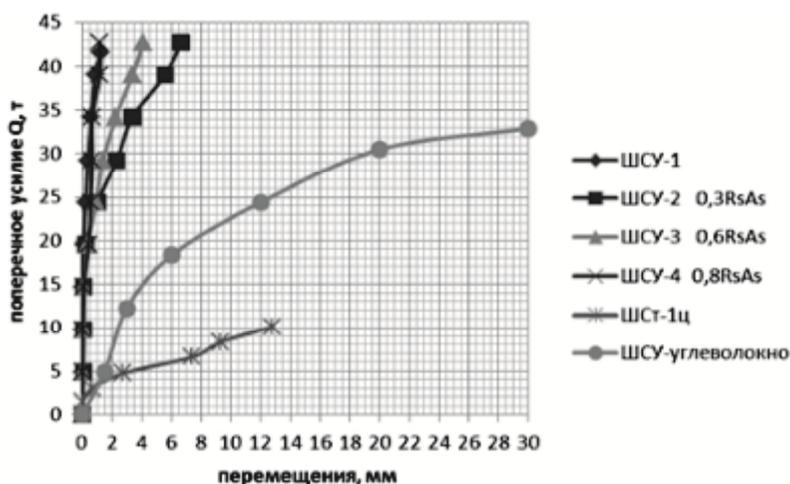


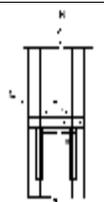
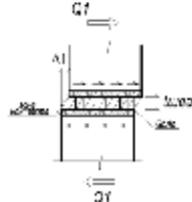
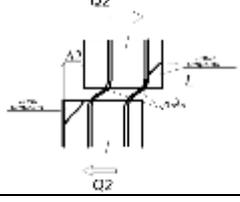
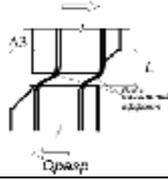
Рис. 13. Зависимость «поперечное усилие – перемещения» для стыков

Из графика на рис. 13 видно, что стык усиленный углеволокном обладает максимальной потенциальной энергией разрушения, что может положительно сказаться на сейсмостойкости сборно-монолитного каркаса. С учетом малой трудоемкости исполнения усиления этот способ становится наиболее привлекательным, однако стоит учитывать дороговизну материала.

Усиление стальной обоймой с хомутами без преднапряжения привело к максимальному увеличению несущей способности стыка до 3 раз, повышению трещиностойкости за счет обжатия растянутой зоны бетона защитного слоя, к повышению жесткости. Податливость уменьшилась в 2,66 раза. Так как за варьируемый фактор принималось расстояние между хомутами и преднапряжение в них, сделали вывод, что несущая способность и эксплуатационная пригодность стыков с расстоянием между хомутами 30 см и максимально возможным преднапряжением их сопоставима с образцами, в которых расстояние между хомутами принималось 10 см и отсутствовало преднапряжение. Следовательно, экономичнее применять стальную обойму с преднапряженными хомутами, так как это позволяет экономить сталь. Экономия для одной обоймы составила 7,1 кг. Разрушение образцов, усиленных внешним армированием, происходило из-за расслоения и разрыва волокон холста в углах колонн, концентрации напряжений в этих зонах из-за разрушения бетона от отрыва. При этом горизонтальные деформации стыка достигали 30 мм в момент разрушения образцов. Из графика видно, что стык, усиленный углеволоконным холстом, обладает максимальной потенциальной энергией при разрушении, что может положительно влиять на сейсмостойкости каркаса. С учетом малой трудоемкости исполнения усиления этот является целесообразным. Несущая способность таких образцов увеличилась в 2,5 раза по сравнению со стыками проектного решения, однако на податливости стыка такое усиление отразилось незначительно, так как такое усиление и позволило лишь предотвратить отрыв защитного слоя бетона, тогда как сдвиг по контактной поверхности «бетон-раствор» происходил практически с самого начала нагружения.

Аналитическое описание расчетных выражений сдвиговой податливости усиленных штепсельных стыков железобетонных колонн приведено ниже в табл. 2.

Таблица 2

Стадия НДС	Схема деформирования	Определение перемещений, мм	Сдвиговая податливость $\frac{1}{C_g}, \frac{мм}{H}$
1 ^а Жесткая работа стыка		При $Q=Q_{cu}+fN+Q_{nl}$ $\Delta = 0$	$\frac{1}{C_{\gamma 0}} = 0$
1. Упругая работа $Q_1 = 0,5Q_{ult}$ $0 < Q \leq Q_1$		$\Delta_1 = \frac{Q_1 \cdot L_y}{k_1(G_m A_p + G_s A_y + G_s A_s)}$	$\frac{1}{C_{\gamma 1}} = \frac{\Delta_1}{Q_1}$
2. Образование первых трещин в теле бетона защитного слоя $Q_2 = 0,85Q_{ult}$ $Q_1 < Q \leq Q_2$		$L_{ст} = L_y$ $\Delta_2 = \frac{Q_2 \cdot (2L + t)}{k_2(G_y + G_s + G_{nl}) A_{red}}$	$\frac{1}{C_{g2}} = \frac{\Delta_2}{Q_2}$
3. Разрушение конструкции $Q_3 = Q_{ult}$ $Q_2 < Q \leq Q_3$		$L_{ст} = L_y$ $\Delta_3 = \frac{Q_{ult} \cdot (2L + t)}{k_2(G_y + G_s + nG_{nl}) A_{red}}$	$\frac{1}{C_{g3}} = \frac{\Delta_3}{Q_3}$

Список библиографических ссылок

1. Соколов Б.С., Лизунова Н.С. Анализ результатов экспериментальных исследований сдвиговой податливости штепсельных стыков железобетонных колонн // Вестник ВолгГАСУ, 2013, № 31 (50). – С. 52-57.
2. Лизунова Н.С. Компьютерное моделирование напряженно-деформированного состояния штепсельных стыков железобетонных колонн при сдвиге // Известия КГАСУ, 2014, № 3 (29). – С. 56-61.
3. Соколов Б.С., Лизунова Н.С. Экспериментально-теоретическая методика оценки сдвиговой податливости штепсельных стыков железобетонных колонн // Известия КГАСУ, 2014, № 1 (27). – С. 119-124.
4. Соколов Б.С., Абдрахимова Н.С. Оценка сдвиговой податливости штепсельных стыков первого типа с применением энергетического метода // Известия КГАСУ, 2015, № 4 (34). – С. 169-176.
5. Соколов Б.С., Лизунова Н.С. Экспериментальные исследования новых решений штепсельных стыков колонн // Материалы I Международной конференции. – Чебоксары: Изд-во Чуваш. ун-та, 2012. – С. 160-164.
6. Соколов Б.С., Лизунова Н.С. Компьютерное моделирование напряженно-деформированного состояния штепсельных стыков железобетонных колонн, усиленных стальной облойкой на действие поперечной силы // Актуальные проблемы компьютерного моделирования конструкций и сооружений: сборник научных трудов. – Челябинск, 2012. – С. 205-207.
7. Пат. 99506 Российская Федерация, МПК E04B 1/38. Стыковое соединение сборных железобетонных колонн / Соколов Б.С., Латыпов Р.Р., Лизунова Н.С.; заявитель и патентообладатель Казан. госуд. арх.-строит. ун-т. № 2010124170/03; заявл. 11.06.10; опубл. 20.11.10, Бюл. № 32. – 3 с.
8. Пат. 99036 Российская Федерация, МПК E04B 1/38. Стыковое соединение сборных железобетонных колонн для сейсмических районов строительства / Соколов Б.С., Травуш В.И., Лизунова Н.С.; заявитель и патентообладатель Казан. госуд. арх.-строит. ун-т. № 2010124169; заявл. 11.06.10; опубл. 10.11.10, Бюл. № 30. – 3 с.

Abdrakhimova N.S. – assistant

E-mail: Lis258.86@mail.ru

Mironova U.V. – candidate of technical sciences, associate professor

E-mail: jullog@fromru.com

Shamsutdinova A.I. – student

E-mail: aliushechka@mail.ru

Kazan State University of Architecture and Engineering

The organization address: 420043, Russia, Kazan, Zelenaya st., 1

Experimental and theoretical studies of plug joints reinforced concrete columns under shear force effect

Resume

Analysis of the scientific and technical literature indicates prefabricated building's joint responsibility for structural safety and reliability under static and seismic loading. According to numerous publications of domestic and foreign authors, in frame buildings the first signs of failure appear in the joints of the elements due to stress concentration. It is possible that at the stage of operation of the joints do not meet the requirements of reliability and durability due to a number of reasons: the action of non-project loads, the presence of joint and installation of manufacturing defects (non-project reinforcement, cracks in concrete, incomplete filling of joints, etc.). Therefore, to ensure the structural safety of the building and serviceability by strengthening the joints at the lowest cost is an urgent task.

In this paper, we consider the strengthening of the plug joint concrete columns on the perception of lateral forces as the most dangerous factor, especially under the action of cyclic (seismic) loads. Experimental and theoretical study of three options for strengthening joint plug under the action of shear forces: the external reinforcement of composite material, steel cage with clamps without prestressing, pre-stressed steel cage with clamps. We present the design expression of the shear compliance plug joints of reinforced concrete columns.

Reference list

1. Sokolov B.S., Lizunova N.S. Analysis of the results of experimental studies of the shear compliance socket joints of reinforced concrete columns // Vestnik VolgGASU, 2013, № 31 (50). – P. 52-57.
2. Lizunova N.S. Computer modeling of stress-strain state of plug joints of reinforced concrete columns under shear // Izvestiya KGASU, 2014, № 3 (29). – P. 56-61.
3. Sokolov B.S., Lizunova N.S. Experimental and theoretical method of estimating the shear compliance socket joints of reinforced concrete columns // Izvestiya KGASU, 2014, № 1 (27). – P. 119-124.
4. Sokolov B.S., Abdrahimova N.S. Evaluation of shear compliance socket joints of the first type by using the energy method // Izvestia KGASU, 2015, № 4 (34). – P. 169-176.
5. Sokolov B.S., Lizunova N.S. Experimental research of new solutions socket joints columns // Proceedings of the I International Conference. – Cheboksary: Publishing House of the Chuvash. University Press, 2012. – P. 160-164.
6. Sokolov B.S., Lizunova N.S. Computer modeling of stress-strain state of plug joints of concrete columns reinforced with steel clip on the action of the shear force // Actual problems of computer modeling of structures and facilities: a collection of scientific papers. – Chelyabinsk, 2012. – P. 205-207.
7. Pat. 99506 Russian Federation, MPK E04V 1/38. Butt joint of precast concrete columns for seismic building regions / B.S. Sokolov, R.R. Latypov, N.S. Lizunova; the applicant and the patentee. № 2010124170/03; Appl. 11.06.10; publ. 20.11.10, Bul. № 32. – 3 p.
8. Pat. 99036 Russian Federation, IPC E04V 1/38. Butt joint of precast concrete columns for seismic areas construction / B.S. Sokolov, Travush V.I., Lizunova N.S.; the applicant and the patentee KGASU. № 2010124169; appl. 11.06.10; publ. 10.11.10, Bul. № 30. – 3 p.