



УДК 624.02.80

**Б.С. Соколов** – доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой железобетонных и каменных конструкций

**Р.Р. Латыпов** – аспирант, ассистент

**Казанский государственный архитектурно-строительный университет (КазГАСУ)**

## **ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РАБОТЫ АРМАТУРЫ В СКВАЖИНЕ ШТЕПСЕЛЬНОГО СТЫКА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН**

### **АННОТАЦИЯ**

Применение штепсельных стыков колонн указывает на необходимость комплексного изучения их действительной работы с целью обеспечения конструкционной безопасности и эксплуатационной пригодности несущих каркасных систем при действии статических и сейсмических нагрузок. Приводятся результаты экспериментальных исследований фрагмента штепсельного стыка – арматуры в скважине, заполненной цементно-песчаным раствором. Оценивалась работа арматуры колонны при передаче на нее усилий сжатия, растяжения и сдвига. Определена степень ее использования и указаны пути по совершенствованию конструирования штепсельных стыков.

**КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА:** Штепсельный стык колонн, скважина, анкеровка продольной арматуры.

**B.S. Sokolov** – doctor of technical sciences, professor, head of Reinforced-Concrete and Masonry Structures department

**R.R. Latypov** – post-graduate student, assistant

**Kazan State University of Architecture and Engineering (KSUAE)**

## **EXPERIMENTAL RESEARCH OF REINFORCEMENT OPERATION IN DRIVEN WELL OF PLUG JUNCTION OF REINFORCED-CONCRETE COLUMNS**

### **ABSTRACT**

Application of plug joints of columns notices on necessity of complex study of their real work aiming to maintain the structural safety and operational suitability of bearing frame systems at static and earthquake loads. Experimental results with fragment of plug joint – armatures in driven well filled with cement-sandy solution are presented. Paper is devoted to evaluation of column reinforcement's operation under conditions of its compression, tension and shear. The extent of armature usage is defined, and perfection approaches on plug joints design are specified.

**KEYWORDS:** Plug joint of columns, grout hole, anchorage of longitudinal reinforcement.

В сборно-монолитных железобетонных каркасах зданий используются штепсельные стыки колонн. Анализ литературы показал отсутствие рекомендаций по их расчету и конструированию. Это указывает на необходимость комплексного изучения действительной работы стыков с целью разработки методики расчета для обеспечения конструкционной безопасности и эксплуатационной пригодности несущих каркасных систем здания при действии статических и сейсмических нагрузок.

Исследования по реализации поставленной цели разбиты на несколько этапов:

- проведение численного исследования напряженно-деформированного состояния стыков колонн;
- экспериментальное изучение работы арматуры в скважине;
- проведение физических экспериментов на образцах

колонн при действии статических и сейсмических нагрузок;

- разработка способов усиления стыков и их экспериментальная проверка;
- создание методики расчета стыков по прочности при действии статических и сейсмических нагрузок;
- разработка методики расчета податливости стыков;
- подготовка и издание рекомендаций по проектированию штепсельных стыков колонн.

Многофакторные численные исследования напряженно-деформированного состояния стыков, часть результатов которых опубликована в [1, 2], показали, что наиболее ответственным за сопротивление стыка разрушению, особенно при действии горизонтальных нагрузок, является продольная арматура, расположенная в скважине. Анализ полученных результатов позволил тщательно



спланировать программу физических экспериментов по изучению работы продольной арматуры в стыке. Целью экспериментов ставилась оценка работы арматуры при передаче на нее усилий сжатия, растяжения и сдвига.

Характеристики образцов выбраны, исходя из максимального возможного геометрического и физического подобия натурным колоннам:

- поперечное сечение 200х200 мм составляло 1/4 сечения колонн размером 400х400 мм;
- длина образца определена из условия анкеровки продольной арматуры Ж25 мм класса А-III и составляла 900 мм, в скважине Ж 50 мм и глубиной 510 мм, которая обрамлялась спиралью из арматуры Вр-I диаметром 3 мм;
- длина выпусков продольной арматуры составила 500 мм;
- поперечное армирование в виде сеток из стали класса А-III, диаметром Ж8мм с шагом 100 мм. Бетон тяжелый класса В 30. Схема армирования образцов показана на рис. 1.

Изготовлено 9 образцов, которые разбиты на 4 серии (рис. 2). По результатам экспериментов планировалось получить следующие данные:

по серии 1 определить характер разрушения и несущую способность на сдвиг защитного слоя продольной арматуры, расположенной в скважине;

по серии 2 то же, но продольной арматуры, расположенной в сплошном сечении колонны;

на образцах серии 3 исследовать сопротивления стыка при выдергивании арматуры из скважины;

из серии 4 определить сопротивления разрушению стыка при вдавливании арматуры, расположенной в скважине, и степень ее использования.

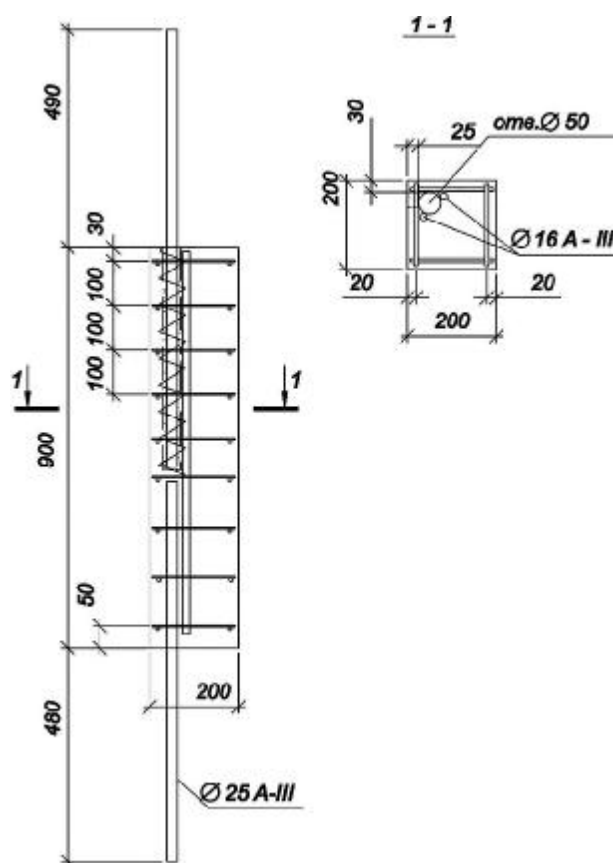


Рис. 1. Схема армирования образцов

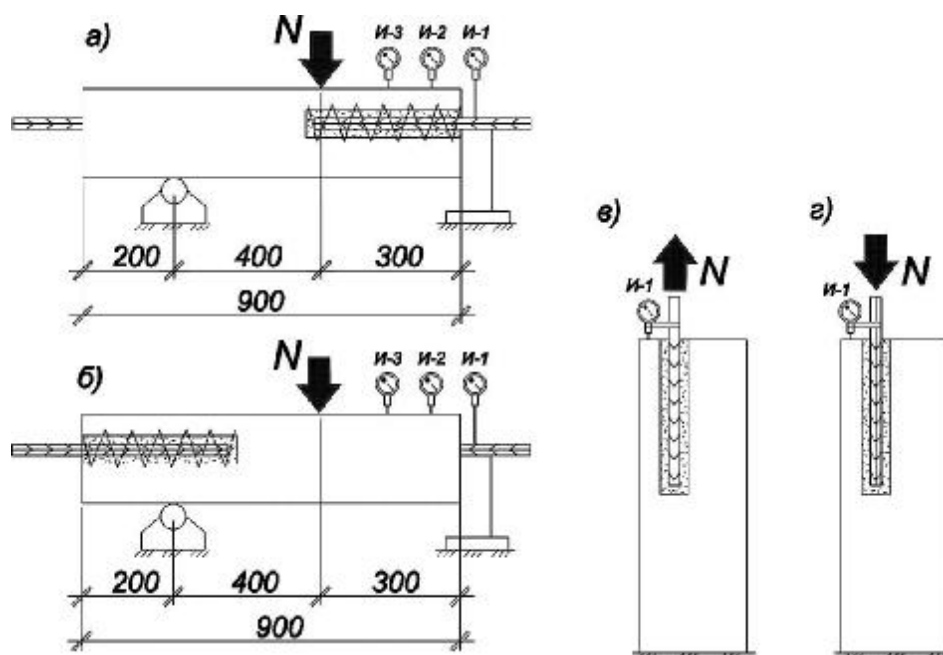


Рис. 2. Схема испытания образцов серий: а) С1; б) С2; в) С3; г) С4



Замоноличивание скважины осуществлялось цементно-песчаным раствором марки М 600, полученным из состава 1:1,5 с водоцементным соотношением В/Ц = 0,45. Контроль прочности раствора осуществлялся испытанием кубов размерами 10х10х10 см и призм 10х10х40 см по общепринятой методике.

По схеме испытаний образцы серии С1 и С2 не отличались. Более того, они представляли одно изделие с разной анкерровкой продольной арматуры – с одной стороны арматура размещалась в теле бетона (серия 2), с другой – в скважине (серия 1). Статическая нагрузка от прессы ИПС-200 прикладывалась через жесткую пластину точечного типа для обеспечения свободной деформации бетона в области анкерровки.

В образце С1-1 до появления трещин деформации в бетоне носили упругий характер. Первая трещина образовалась при нагрузке 1,16 тс, что соответствовало уровню 0,27 от разрушающей. При выдержке нагрузки на этапе загрузения ширина раскрытия достигала 0,2 мм.

По мере увеличения нагрузок трещины развивались и в работу включались стержни

поперечного армирования. Магистральные трещины в бетоне защитного слоя появились при нагрузке 2,7 тс. Разрушающее усилие составило 4,16 тс. Длина проекции трещины в бетоне замерялась в двух плоскостях и составила 17-18 см, т.е. до 7 диаметров продольной арматуры. После испытания арматуру с окружающим раствором легко извлекли из скважины. Поведение образца С1-2 под нагрузкой было идентично “близнецу”. Первые трещины появились при нагрузке 1,17 тс с шириной раскрытия до 0,2 мм. Разрушение наступило при 3,61 тс. Вид разрушенных образцов приведен на рис. 3а.

В образце С2-1 при нагрузке 1,37 тс появились трещины в бетоне защитного слоя на расстоянии от грани 5-6 см с шириной раскрытия 0,1-0,2 мм. Дальнейшее увеличение нагрузки привело к их развитию и появлению новых трещин. Разрушение при нагрузке 3,97 тс происходило плавно с увеличением деформаций сдвига. Поведение образца С2-2 под нагрузкой было практически таким же, как образца – “близнеца”. Первые трещины образовались при нагрузке 1,15 тс, а магистральная – при 2,6 тс. Длина

а)



б)



Рис. 3. Вид образцов после испытания серий С1 (а) и С2 (б)



проекция трещин составляла 18-20 см. Разрушение произошло при 5,3 тс. Вид разрушенных образцов показан на рис. 3б.

Анализ результатов испытания образцов серии С1 и С2 показывает, что появление первых трещин в бетоне и развитие их до магистральных происходит при уровне поперечной силы 0,21-0,34 и 0,5-0,69 от разрушающей, соответственно. По результатам замеров среднестатистическая длина проекции трещин составила 8 диаметров продольной арматуры. Разрушение образцов серий С1 и С2, несмотря на их конструктивные различия, происходило одинаково из-за откалывания бетона защитного слоя с деформированием хомута первого ряда, их разрывом или разрушением в местах пересечения стержней сварных сеток.

По результатам замеров деформаций сдвига построена зависимость «усилие сдвига – деформации» (рис. 4), по которой видно, что несущая способность образцов одной серии отличается в 1,1-1,3 раза. Это объясняется тем, что на прочность стыков влияют несколько факторов: величина защитного слоя бетона, наличие в зоне разрушения поперечной арматуры и качество их сварки (соединения) в сетке, прочность и деформативность раствора в скважине, жесткость продольной арматуры и ее расположение относительно поперечной арматуры.

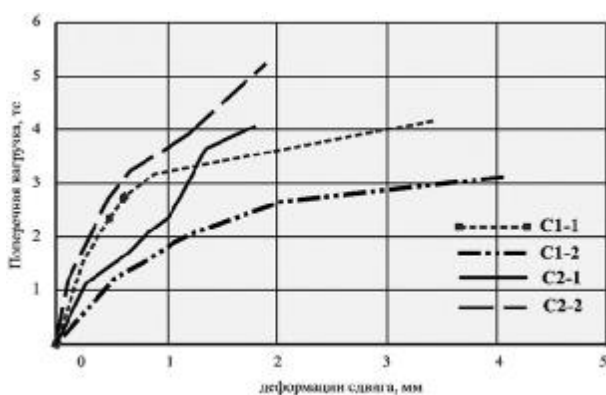


Рис. 4. Зависимость «усилие-деформация» для образцов серии С1 и С2

Как видно на рис. 4, характер деформирования образцов серии С1 и С2 можно описать упругопластической диаграммой. Кроме этого, деформации арматуры в образцах серии С1 в 2 раза больше, чем у образцов С2, что объясняется наличием прослойки цементно-песчаного раствора толщиной 1 см между арматурой и бетоном с пониженным модулем упругости.

Характерными точками на графиках являются уровни нагрузки соответствующей образованию сети магистральных трещин в бетоне, появление которых приводит к снижению сдвиговой жесткости сечения. Пластические деформации обеспечиваются работой

поперечных стержней. Во всех образцах хомуты первого ряда разрушались в зоне сварки, поэтому для увеличения надежности стыка при сдвиге целесообразно применять замкнутые хомуты без сварных швов из мягких арматурных сталей или использовать спиральное армирование.

Испытание серии С3 (5 образцов) производили на разрывной машине ГРМ. Во всех случаях разрушение происходило плавно из-за выхода из скважины арматурного стержня с обволакивающей растворной оболочкой. Скважина в бетоне колонны после испытаний имела гладкую поверхность без видимых трещин и повреждений, кроме образца С3-2, у которого разрушился защитный слой у устья скважины (рис. 5). Растворная оболочка имела лишь частичную адгезию к поверхности арматуры, но плотно прилегалась и повторяла ее профиль. Обследование всех 5 образцов после испытания показало отсутствие силовых трещин, выколов на теле раствора и его равномерное заполнение скважины без раковин и крупных пор. Продольные абсолютные деформации сдвига арматуры относительно бетона составили 0,2-1,45 мм. Разброс разрушающей нагрузки оказался тоже существенным – от 1,5 тс до 9,8 тс. Среднее значение прочности анкерования составило 8,4 тс, что соответствовало 43 % от прочности арматуры на растяжение, а значение касательных напряжений по поверхности контакта раствора с бетоном составило 1,08 МПа, что было близко к  $0,5 R_{bt}$ , где  $R_{bt}$  – прочность раствора замоноличивания при осевом растяжении. По данным [4], разрушающая нагрузка при длительных нагрузках может снизиться еще на 15-25 %. На рис. 6 показана зависимость «усилие-перемещение» для всех испытанных образцов.

Из рис. 6. видно, что для большинства образцов опытные точки в системе координат «усилие-деформация» можно аппроксимировать линейной зависимостью с удовлетворительной точностью 85 %. Линейная зависимость также проявляется в численных исследованиях и экспериментах авторов [2, 3]. Значительный разброс деформаций и разрушающих усилий в этой серии объясняется неоднородностью контакта раствор-бетон по длине заделки арматуры, наличием усадочных явлений и отклонениями геометрии скважины от поверхности цилиндра. На основании опытов следует, что анкерование арматуры на цементно-песчаных растворах марки М600 при глубине заделки 20 диаметров арматуры (20d) не обеспечивает равнопрочность и надежность.

При испытании на сжатие (вдавливании) серии С4 рассматривались 2 образца. Для фиксации деформации на арматуру был установлен индикатор часового типа ИЧ-10 с ценой деления 0,01 мм. Нагружение образцов велось по этапам с выдержкой на каждой ступени по 10 мин. Первые трещины в бетоне появились под торцом арматуры при нагрузке 0,2-0,3 от разрушающей, ширина которых достигала 0,2 мм. При



Рис. 5. Вид разрушенных образцов серии С3

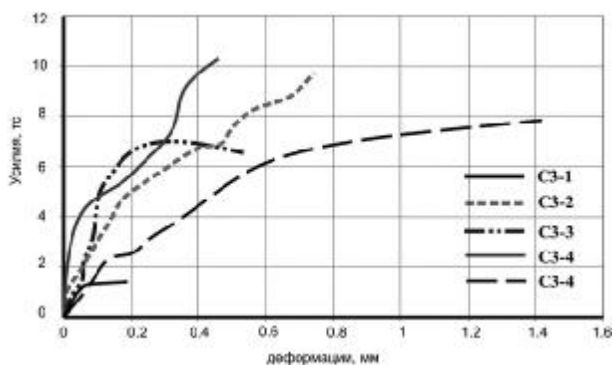


Рис. 6. Экспериментальные данные образцов серии С3

нагрузках, вызывающих напряжения в арматуре до уровня 0,5-0,6 от нормативного сопротивления стали (400 МПа), происходил скол и выпучивание бетона под ее торцом (рис. 7).

В момент достижения напряжений в арматуре предельных значений ее вертикальные деформации достигали 10-12 мм, что в 4-6 раз превышало продольные абсолютные деформации арматуры в шве при испытании стыков железобетонных колонн, приведенных в [3]. В обоих случаях разрушение происходило из-за потери устойчивости выпуска арматуры у устья скважины с раздроблением раствора. По данным замеров перемещений на рис. 8 представлен график зависимости «усилие-деформации».

а)



б)



Рис. 7. Вид образцов серии С4: а) в процессе испытания; б) при разрушении

По данным испытаний видно (рис. 8), что после развития трещин и выпучивания бетона под торцом арматуры происходит уплотнение – это проявляется на графиках изменением угла наклона кривой к оси абсцисс. Средние напряжения в арматуре на этот момент достигали 200 МПа.

По мере увеличения нагрузки зазор между продольными стержнями (рис. 1) в теле бетона сокращался, что приводило к заметным смещениям арматуры относительно бетона до потери устойчивости. Из результатов испытаний следует, что для повышения степени использования прочности продольной арматуры в скважине целесообразно, при конструировании стыка, сокращать этот зазор до минимума, как показано в работе [5], обеспечить прочность анкеровки.

На основании выполненных исследований можно сделать **выводы**:

- впервые проведены экспериментальные исследования работы арматуры в штепсельных стыках колонн, заполненных цементно-песчаным раствором, на действие сдвиговых усилий, усилий вырыва и вдавливания. Установлены возможные схемы разрушения стыков: от потери сопротивления сдвигу защитного слоя бетона; от потери сцепления между раствором в скважине и бетоном колонны; от разрушения раствора и бетона под торцом арматуры при их раздавливании;
- при действии на продольную арматуру сдвигающих усилий прочность обеспечивается

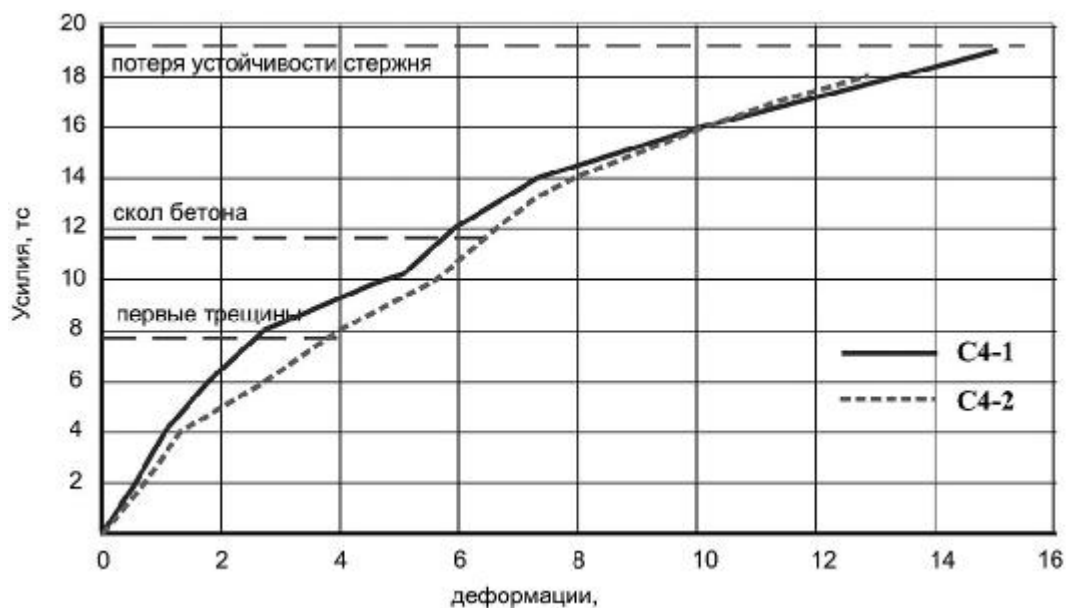


Рис. 8. Зависимость “N–Δ” для образцов серии С4

толщиной защитного слоя бетона и сопротивлением разрушению хомутов первого ряда. Для повышения надежности стыка при сдвиге целесообразно применять замкнутые хомуты без сварных швов из мягких арматурных сталей, спиральное армирование или в первой сетке косвенного армирования по периметру вместо стержней круглого диаметра установить полосовую сталь высотой 10 мм, толщиной 5 (6) мм;

- несущая способность штепсельных стыков колонн на растяжение незначительная, так как при этом усилия воспринимают продольные стержни. По результатам опытов нарушение сцепления раствора в скважине с бетоном колонны происходило при напряжениях  $(0,1-0,4)R_{sn}$ , где  $R_{sn}$  – нормативное сопротивление арматуры растяжению. Поэтому применение штепсельных стыков в растянутых от внешних нагрузок колоннах должно быть ограничено;

- при вдавливании стержня происходит разрушение бетона защитного слоя при нагрузках, вызывающих напряжения в арматуре до уровня 0,5-0,6 от нормативного сопротивления стали (400 МПа). Принимая за предельное состояние отколы бетона под торцом арматуры и замоноличивание скважины цементно-песчаным раствором, при оценке сопротивления штепсельного стыка сжатию необходимо вводить коэффициент условия работы продольной арматуры не более 0,6.

## Литература

1. Соколов Б.С., Латыпов Р.Р. Исследование напряженно-деформированного состояния штепсельного стыка железобетонных колонн // Журнал «International Journal for Computational Civil and Structural Engineering», 2008. – С. 120-122.
2. Соколов Б.С., Латыпов Р.Р. К исследованию напряженно-деформированного состояния штепсельного стыка железобетонных колонн // Вестник РААСН Волжского регионального отделения, 2007, вып. 10. – С. 96-102.
3. Матков Н.Г. Сопротивление сталеполимербетонных конструкций и их стыков. – М.: Изд-во Воентехлит, 1999. – 164 с.
4. Черкасский И.Г. Обеспечение прочности клеевых анкеров // Бетон и железобетон, 1985, № 6. – С. 16-18.
5. Мадатян С.А., Еремин В.Я. и др. Узел стыкового соединения стержней арматуры в сжатых железобетонных элементах // Бетон и железобетон, 2008, № 2. – С. 2-5.