

УДК 624.078.412

Соколов Б.С. – доктор технических наук, профессор

E-mail: sokolov@kgasu.ru

Абрахимова Н.С. – ассистент

E-mail: Lis258.86@mail.ru

Казанский государственный архитектурно-строительный университет

Адрес организации: 420023, Россия, г. Казань, ул. Зеленая, д. 1

Оценка сдвиговой податливости штепсельных стыков первого типа, замоноличенных полимерраствором с применением энергетического метода

Аннотация

Штепсельные стыки, как и все типы стыков железобетонных конструкций, обладают определенной податливостью. Изучение этого вопроса показало, что существующие методики расчета податливости узлов с учетом физической и конструктивной нелинейности узлов сопряжения сборных элементов охватывают узкий круг их видов, вследствие сложности напряженно-деформированного состояния и большого количества конструктивных факторов, влияющих на пространственную работу узлов сопряжений. Разработки применимы только к конкретным конструктивным решениям каркасов массового применения. Для более точного описания фактической работы каркасов зданий необходимо применять диаграммы деформирования материалов при оценке податливости узлов сопряжений.

Ключевые слова: сдвиговая податливость, штепсельный стык, экспериментальные исследования, соединение колонн, диаграммы деформирования, механизм разрушения, линейные перемещения, раствор замоноличивания, потенциальная энергия деформирования.

Вопросы податливости штепсельных стыков колонн освещены в работах [1-8]. В работе [1] приведены результаты экспериментальных исследований штепсельных стыков колонн проектных решений, замоноличенных полимерраствором, направленных на разработку методики расчета стыка по обеспечению конструкционной безопасности и эксплуатационной пригодности стыков и зданий в целом.

Штепсельный стык железобетонных колонн относится к бессварным и состоит из шести основных элементов [2]:

- продольная арматура 1 (восприятие и передача продольных и поперечных усилий);
- скважина 2 (анкеровка продольной арматуры);
- раствор замоноличивания 3 (фиксация верхнего и нижнего фрагмента колонн относительно друг друга, анкеровка стержней, антикоррозийная защита);
- спиральная арматура скважины 4 (восприятие и распределение внутренних усилий стенкой скважины);
- центрирующая прокладка 5 (обеспечение точности монтажа);
- сетки косвенного армирования 6 (усиление бетона сжатого ядра).

Каждый из них участвует в сопротивлении разрушению, несет определенную ответственность за обеспечение прочности и жесткости стыка. Схема стыка приведена на рис. 1.

На основании ранее выполненных исследований можно сделать вывод, что в обеспечении конструктивной безопасности и эксплуатационной пригодности железобетонных каркасов зданий с применением штепсельных стыков колонн особую роль играет строительный раствор, используемый для заполнения скважин и горизонтальных швов между торцами стыкуемых колонн. Прочность и жесткость железобетонного каркаса, сборного или сборно-монолитного типа, во многом зависит от надежной работы стыковых соединений элементов. Как показывают исследования [2] на деформативность узлов колонн главным образом влияют растворные швы. Таким образом, прочность и жесткость штепсельного стыка во многом зависит от омоноличивающих монтажных составов.

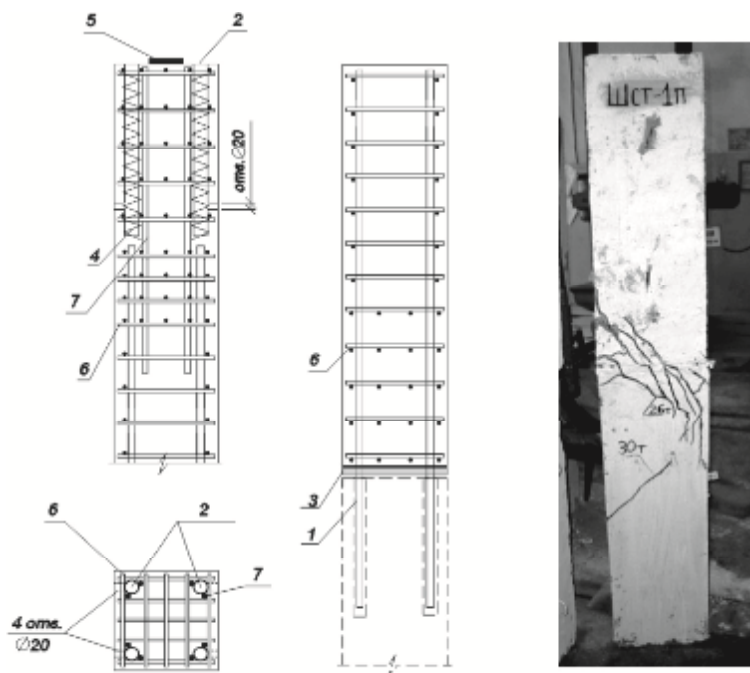


Рис. 1. Штепсельный стык колонн конструкций гражданских зданий

Рис. 2. Вид разрушенного образца ШСТ-1п

В зависимости от предъявляемых требований [2] в стыках используются три вида растворов:

- обычные цементно-песчаные с необходимыми добавками;
- растворы на расширяющихся цементах;
- полимеррастворы – эпоксидные и полиэфирные.

Первые редко удовлетворяют требованиям по прочности и сцеплению с арматурой и бетоном. Полимеррастворы (особенно эпоксидные и полиэфирные) эффективны для склеивания конструкций, воспринимающих высокие статические и динамические нагрузки.

В проектных решениях, как правило, используют цементно-песчаные растворы с добавками. При проведении исследований стыков колонн по заказу Ставропольской организации были использованы составы, предоставленные заказчиком. Результаты испытаний, изложенные в [3] показали удовлетворительную прочность стыков при действии сжимающих усилий, и (практически нулевое) сопротивление растягивающим усилиям и непроектным сжимающим усилиям.

В связи с этим, в качестве монтажного состава был использован полимерраствор на основе эпоксидной смолы, состав которого взят по рекомендациям по проектированию контактных стыков колонн, выполненных в НИИЖБ и приведенных заказчиком [4]:

- эпоксидная смола ЭД-20м – 100 масс.ч, отвердитель полиэтиленполиамин – 12-17 масс.ч, дибутилфталат – 30-50 масс.ч, наполнитель кварцевый песок – 60-70 масс.ч.

Учитывая результаты многофакторного компьютерного моделирования и комплексной оценки напряженно-деформированного состояния изучаемого стыка, позволившие оптимизировать количество образцов, были выбраны их размеры и армирование:

- размеры поперечного сечения всех образцов приняты 300х300 мм исходя из номенклатуры типовых колонн для зданий высотой более двух этажей;

- при назначении высоты стыкуемых оголовков колонн учитываемые результаты численных исследований о влиянии местных напряжений под грузовыми площадками на напряженно-деформированное состояние в стыке, общая высота образцов принята 1210 мм;

- продольное армирование образцов принято из арматуры 4Ø18 мм по равным наиболее часто применяемому в проектных решениях проценту армирования μ ;

- количество образцов – 2 шт.

Образцы ШСТ-1п показаны на рис. 2.

Результаты экспериментальных исследований: нагрузка прикладывалась поэтапно. Первые трещины в шве появились при нагрузке 15 т вследствие нарушения сцепления бетона с раствором (нарушение адгезии). Образовались наклонные трещины в теле колонны в области защитного слоя. Ширина раскрытия трещин 0,3 мм. С дальнейшим увеличением нагрузки происходит развитие трещин в теле колонны. Нагрузка 19 т появились опоясывающие трещины в шве с 3-х сторон, с 4 стороны трещина по телу колонны. Нагрузка 22,3 т раскрытие трещин до 1-1,5 мм (конструкция работает, как монолитная) наклонные трещины продолжают и по шву.

Проведенные испытания показали хорошие результаты. На основании проведенных экспериментальных исследований получено следующее:

1. диаграмма деформирования штепсельного стыка, замоноличенного полимерраствором, имеющая вид:

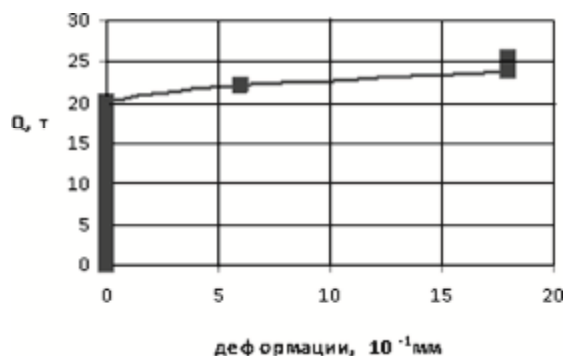


Рис. 3. Зависимость «усилие-деформация» для образцов ШСт-1п

2. оценено состояние контактной поверхности между раствором и бетоном, применение полимерраствора в качестве материала заполнения горизонтального шва и скважины увеличило прочность и уменьшило податливость образцов, по сравнению со стыками, замоноличенными цементно-песчаным раствором, в 2,5, 1,2 и 1,7 раза для образцов серий 1, 2 и 3, соответственно.

На основании анализа существующих экспериментальных и теоретических исследований конструкций, имеющих общие черты и характер сопротивления со штепсельным стыком, разработаны расчетные схемы сдвиговой податливости, отражающие их механизм разрушения. Предложены способы расчета сдвиговой податливости штепсельных стыков железобетонных колонн с использованием диаграмм деформирования, полученных в ходе экспериментальных исследований, а именно:

- экспериментально-теоретическая методика оценки сдвиговой податливости;
- энергетический метод оценки податливости.

При энергетическом методе оценки сдвиговую податливость предлагается описывать с использованием трансформированной диаграммы, описывающей диаграмму деформирования, полученную экспериментальным путем, являющуюся аналогом диаграммы жестко-пластичного тела.

С ростом податливости увеличивается запас упругой энергии, и потому изменение податливости оказывает сильное влияние на кинетику деформации и разрушения. В связи с этим, предполагается, что диаграмма (рис. 4) может быть описана также через энергию деформирования стыка U , которая по модулю равна работе A_{ex} , совершаемой внешней силой Q на перемещении Δ . Геометрически эта работа равна площади фигуры, ограниченной сверху кривой деформирования 2, снизу – осью абсцисс, с краёв вертикальными прямыми $\Delta=0$ и $\Delta=\Delta_3$. Приблизительно площадь этой фигуры заменяется более простыми фигурами – треугольниками и прямоугольниками.

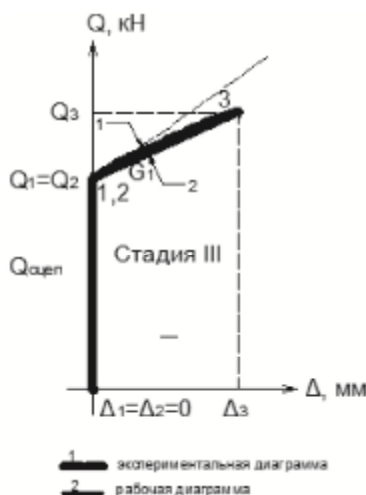


Рис. 4. К определению сдвиговой податливости стыков замоноличенных полимерраствором:
 1 – экспериментальная диаграмма, 2 – рабочая диаграмма.
 $\Delta_1, \Delta_2, \Delta_3$ – параметрические точки, соответствующие стадиям работы стыка

Для штепсельного стыка колонн, в котором в качестве заполнения шва используется полимерраствор, можно выделить только две характерные стадии работы стыка (рис. 4), поэтому:

- $0 < Q \leq Q_1, Q_1 = 0,85 Q_{ult}$ – работа стыка, как жёсткого тела;
- $Q_2 < Q \leq Q_3, Q_2 = Q_1, Q_3 = Q_{ult}$ – стадия разрушения.

Для штепсельного стыка с заполнением шва полимерраствором в необходимо принять $\Delta_1 = \Delta_2 = 0$, что будет соответствовать работе жестко-пластичного тела. Δ_3 – определяется расчетным выражением:

1. предельное значение поперечной силы (Q_{ult}) определяется по выражению, приведенному в работе [2]:

$$Q_{ult} = Q_{bt} + Q_{sw} + Q_s. \tag{1}$$

Без учета составляющей – $N\mu$.

2. предельное значение поперечной силы (Q_{ult}) определяется по выражению, приведенному в работе [2]:

$$Q_{ult} = Q_{bt} + Q_{sw} + Q_s + Nm. \tag{2}$$

С учетом составляющей – $N\mu$.

Формула для определения энергии деформирования стыка на каждой стадии будет иметь вид:

$$\Delta_i = \frac{Q_i l}{G_{red,i} A_{red}}. \tag{3}$$

Общий вид системы уравнений:

$$\begin{cases} \frac{Q_1 \Delta_1}{2} = \frac{Q_1^2 l}{2 G_{red,1} A_b}, & 0 < \Delta \leq \Delta_1 \\ Q_2 \Delta_2 = \frac{Q_2^2 l}{2 G_{red,2} A_b}, & \Delta_1 < \Delta \leq \Delta_2, \\ Q_3 \Delta_3 = \frac{Q_3^2 l}{2 G_{red,3} A_b}, & \Delta_2 < \Delta \leq \Delta_3 \end{cases} \tag{4}$$

где $G_{red,i}$ – приведённые модули сдвига стыка на каждой из стадий; l – расчётная длина стыка, определяемая по формуле: $l = 2L + t$, где t – толщина растворного шва.

Приведённый модуль сдвига взят как для однонаправленного армированного композита. Тогда приведенный модуль сдвига для растворного шва и прилегающего к нему бетонного участка будет равен соответственно:

$$G_{red,t,1} = \frac{G_m G_s}{m G_m + (1 - m) G_s}, \tag{5}$$

$$G_{red,L,1} = \frac{G_b G_s}{m G_b + (1-m) G_s}, \quad m = \frac{A_s}{A_b}. \quad (6)$$

На участке упругой работы стыка при $0 < Q \leq Q_1$ приведённый модуль сдвига определяем сопротивляемостью, армированных продольной арматурой, раствора в шве и бетона на участке $2L$:

$$G_{red1} = \frac{(t+2L)G_{re,t,1} \cdot G_{red,L,1}}{G_{red,t,1} \cdot 2L + G_{red,L,1} \cdot t} k_1 k_m, \quad (7)$$

где G_m , G_s , G_b – соответственно модуль деформаций при сдвиге для раствора шва, продольной рабочей арматуры и для бетона; $A_b = b \cdot h$ – площадь сечения колонны; A_s – площадь сечения продольной рабочей арматуры; k_1 – опытный коэффициент, учитывающий пониженную жёсткость стыка в месте сцепления раствора шва с бетоном торца колонны; k_m – опытный коэффициент учитывающий вид раствора заполнения шва ($k_m = 1,0$ для цементно-песчаного раствора, $k_m = 7,6$ для полимерраствора).

Коэффициент k_1 для проектного стыка колонн вычисляем по формуле:

$$k_1 = 0,038. \quad (8)$$

Проведено сравнение результатов расчета по предложенной методике с результатами экспериментальных исследований, которые хорошо согласуются между собой.

Выводы

1. Расчет сдвиговой податливости контактных швов сборных конструкций производится, в основном, по эмпирическим формулам, нелинейность работы стыка в них описывается путем уменьшения жесткостных характеристик материалов матрицы, и не учитывается работа всех элементов, входящих в стык. В связи с этим разработан новый метод оценки сдвиговой податливости, учитывающий характеристики всех элементов, входящих в стык, описана податливость стыка на различных стадиях его работы; разработана расчетная схема для оценки деформативности и сопротивления стыка сдвигу.

2. На основании анализа существующих экспериментальных и теоретических исследований конструкций, имеющих общие черты и характер сопротивления со штепсельным стыком, разработаны расчетные схемы сдвиговой податливости, отражающие их механизм разрушения. Предложены способы расчета сдвиговой податливости штепсельных стыков железобетонных колонн с использованием диаграмм деформирования, полученных в ходе экспериментальных исследований.

3. Разработан энергетический метод оценки податливости. Метод позволяет определять податливость в упругой стадии жестко-пластичных тел. Заключается в осреднении физико-механических свойств материалов в различных сечениях стыка.

4. Доказана эффективность использования стыков в несущих системах зданий и сооружений. Расхождение данных полученных экспериментальным путем с разработанной методикой для стыков замоноличенных цементно-песчаным раствором и полимерраствором составляет 6-10 %.

Список библиографических ссылок

1. Соколов Б.С., Лизунова Н.С. Анализ результатов экспериментальных исследований сдвиговой податливости штепсельных стыков железобетонных колонн // Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета, выпуск 31. – Волгоград, 2013. – С. 52-57.
2. Соколов Б.С., Латыпов Р.Р. Прочность и податливость штепсельных стыков железобетонных колонн при действии статических и сейсмических нагрузок: Монография. – М.: Изд-во АСВ, 2010. – 128 с.
3. Лизунова Н.С. Растворы омоноличивания, как фактор, влияющий на деформативность штепсельных стыков железобетонных колонн // Сб. материалов, V Международной научно-практической конференции «Наука и практика: проблемы, идеи, инновации». – Чистополь, 2011. – С. 71-73.

4. Рекомендации по проектированию и выполнению контактных стыков с обрывом арматуры железобетонных колонн многоэтажных зданий. – М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1985. – 49 с.
5. Соколов Б.С., Лизунова Н.С. Экспериментальные исследования новых решений штепсельных стыков колонн // Сб. научных трудов «Актуальные проблемы компьютерного моделирования конструкций и сооружений». – Челябинск, 2012. – С. 160-164.
6. Соколов Б.С., Лизунова Н.С. Экспериментально-теоретическая методика оценки сдвиговой податливости штепсельных стыков железобетонных колонн // Известия КГАСУ, 2014, № 1 (27). – С. 119-124.
7. Лизунова Н.С. Компьютерное моделирование напряженно-деформированного состояния штепсельных стыков железобетонных колонн при сдвиге // Известия КГАСУ, 2014, № 3 (29). – С. 56-61.
8. Рекомендации по расчету каркасов многоэтажных зданий с учетом податливости узловых сопряжений сборных железобетонных конструкций. – М.: ЦНИИПромзданий, 2002. – 39 с.

Sokolov B.S. – doctor of technical sciences, professor

E-mail: sokolov@kgasu.ru

Abdrakhimova N.S. – assistant

E-mail: Lis258.86@mail.ru

Kazan State University of Architecture and Engineering

The organization address: 420023, Russia, Kazan, Zelenaya st., 1

The energy method of estimating the shear compliance of plug-joints of reinforced concrete columns

Resume

The plug joints of reinforced concrete columns are widely used in industrial and civil construction to connect concrete elements due to their high adaptability. However, the study of domestic and foreign scientific and technical and regulatory literature showed no method of calculation of the shear compliance (deformability), which can result, especially in high-rise buildings and facilities for emergencies. Therefore, the work aimed at creating a methodology for calculating the shear compliance socket joints, is relevant.

The article describes the method of estimating shear compliance plug joints composed with polymer suggested by the authors, and developed using the energy method. With increasing compliance increases the stock of elastic energy, and therefore a change of compliance has a strong influence on the kinetics of deformation and fracture. Shear yielding of the joints of the plug of columns is proposed to estimate using the transformed diagrams describing the strain diagram of the junction, obtained on the basis of the conducted experimental studies, therefore, work design is presented in the form of square geometric shapes.

Keywords: shear compliance, plug joint, experimental studies, the compound columns, strain diagrams, fracture mechanism, linear displacement, solution embedment.

Reference list

1. Sokolov B.S., Lizunova N.S. Analysis of the results of experimental studies of shear compliance plug-joints of reinforced concrete columns // Bulletin of the Volgograd State Architectural University, issue 31. – Volgograd, 2013. – P. 52-57.
2. Sokolov B.S., Latypov R.R. Strength and ductility socket joints of reinforced concrete columns under static and seismic loading: Monograph. – М.: Publishing House of the DIA, 2010. – 128 p.
3. Lizunova N.S. Grouting solutions as a factor influencing the deformation socket joints of reinforced concrete columns // Proc. Materials of V International scientific and practical

- conference «Science and Practice: issues, ideas and innovations». – Chistopol, 2011. – P. 71-73.
4. Recommendations for the design and implementation of contact joints with edged bars reinforcement concrete columns of multistory buildings. – M.: NIIZhB Gosstroy SSSR, 1985. – 49 p.
 5. Sokolov B.S., Lizunova N.S. Experimental research of new solutions socket joints columns // Proc. scientific papers «Actual problems of computer modeling of structures and facilities». – Chelyabinsk, 2012. – P. 160-164.
 6. Sokolov B.S., Lizunova N.S. Experimental-theoretical method of estimating the shear compliance of plug joints of reinforced concrete columns// Izvestiya KGASU, 2014, № 1 (27). – P. 119-124.
 7. Lizunova N.S. Computer simulation of stress-strain state of the plug joints are reinforced concrete columns with shear // Izvestiya KGASU, 2014, № 3 (29). – P. 56-61.
 8. Guidelines for the calculation of carcasses taking into account the multi-storey buildings for interface compliance of precast concrete structures. – M.: TsNIIPromzdany, 2002. – 39 p.