

УДК 624.078.412

Фабричная К.А. – кандидат технических наук, старший преподавательE-mail: fabrichnayaka@gmail.com**Абрахимова Н.С.** – ассистентE-mail: Lis258.86@mail.ru**Альтапов С.Р.** – студентE-mail: earlaltapov@mail.ru**Казанский государственный архитектурно-строительный университет**

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

Особенности моделирования каркаса здания с учетом податливости узлов сопряжения при ветровых воздействиях

Аннотация

В последние годы увеличивается объем проектирования и строительства высотных зданий различного назначения и возникает множество проблем, связанных, в том числе со сжатыми сроками разработки проектных решений. На всех стадиях проектирования многоэтажного здания, включая моделирование каркаса в расчетных программных комплексах необходимо учесть фактор податливости стыка, значение которого не только количественно, но и качественно изменяет перераспределение усилий в элементах несущей системы здания, в том числе при приложении ветровых нагрузок. Определение ветровых нагрузок на сооружение является проблемой, связанной с решением нескольких задач различного характера.

Ключевые слова: податливость узлов сопряжения, ветровое воздействие, аэродинамические коэффициенты, напряженно-деформированное состояние конструкций несущей системы здания, геометрическая нелинейность.

На напряженно-деформированное состояние многоэтажных каркасных зданий заметное влияние оказывает физическая и геометрическая нелинейность деформирования несущей системы и ее элементов, что особенно важно учесть при проектировании сборных элементов. Для узлов соединения сборных железобетонных элементов характерен особый вид нелинейности – конструктивной. Численные методы, в том числе МКЭ позволяют задавать деформационные свойства не только элементов конструкций, но и узлов. Чтобы определить параметры нелинейности для узлов расчетной модели, необходимо вычислить фактические перемещения и усилия на каждом участке с использованием диаграмм деформирования. При этом необходимо выделить соотношение N/Q , M . Для получения решения, наиболее точно отражающего фактическое напряженно-деформированное состояние конструкции, геометрическую нелинейность следует рассматривать по расчетной схеме [1], представленной на рис. 1, где учтено изменение первоначального положения конструкции, а линии действия нагрузок смещены в соответствии со смещениями каждой точки их приложения.

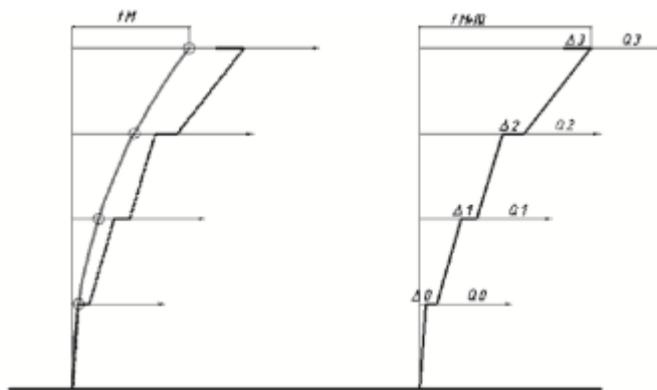


Рис. 1. Расчетная схема к учету деформированного состояния

Влияние ветровых усилий учитывается дополнительными нагрузками, приложенными по высоте здания. Полученные перемещения в случае каркасов с податливыми узлами сопряжений, могут негативно отражаться на работе несущей системы, что видно из схемы деформирования, представленной на рис. 1.

Согласно нормам проектирования зданий, предельная величина поперечного прогиба при расчете конструкций по недеформированной схеме, не должна превышать:

$$f_u = f_m + f_Q \leq [H/500]. \quad (1)$$

При повышенной этажности, чтобы не превысить предельных прогибов и ускорений колебаний, в ряде случаев необходимо увеличивать жесткость здания. Один из путей повышения жесткости – уменьшение податливости узлов сопряжения, с учетом определенного f_Q – предельного прогиба при действии поперечной силы.

В отечественной и зарубежной практике проектирования для соединения элементов ж/б каркасов используются штепсельные стыки, являющиеся податливыми [2]. Одной из современных быстровозводимых сборных ж/б систем является УИКСС, состоящая из двух основных элементов – колонн и плоских плит, образующих бескапитальные безбалочные диски перекрытий. Все соединения элементов осуществляются с помощью высокотехнологичных и с низкой металлоемкостью штепсельных стыков, исключая применение закладных деталей и производство сварочных работ при монтаже конструкций [3].

Такой каркас применен при проектировании жилого здания, состоящего из 3-х секций: двух угловых восьмизэтажных и центральной 22-х этажной, разделенных между собой деформационно-осадочными швами. Высота каждого этажа 3,0 м. Продольный шаг колонн в обоих направлениях одинаковый – 6,0 м. Габаритные размеры здания в плане 78,35×48,30 м, высота угловых секций – 27,00 м, рядовой секции – 71,10 м. Общий вид здания показан на рис. 2. Несущая система зданий выполнена из:

- сборных железобетонных колонн высотой 2,84 м, сечением 400×400 мм в угловых секциях, сечением 500×500 мм с 1 по 10 этаж, сечением 400×400 мм с 11 по 18 этаж, сечением 300×300 с 19 по 22 этаж в центральной секции;

- сборных железобетонных панелей перекрытий и покрытия – надколонных, размерами 2,98×2,98 м и 3,25×2,98 м; пролетных и межколонных размерами 2,98×2,98 м. Материалы каркаса: для колонн принят бетон класса В40, для плит перекрытия – класса В30, арматура для всех конструкций: рабочая – класса А400, распределительная – класса А240.



Рис. 2. Общий вид здания

Жесткость каркаса обеспечивается симметричной расстановкой сборных диафрагм. При проектировании подобного здания требуется учесть податливость стыков, расположенных в зоне совместного действия продольной силы, момента и поперечной силы.

Определение ветровых нагрузок на сооружение подобной формы является проблемой, связанной с решением нескольких задач различного характера. При действии

ветрового потока на сооружения действуют такие факторы, как скорость ветра, порывистость скоростного напора и аэродинамические характеристики здания или сооружения [4]. Упрощение действительного ветрового воздействия и его распределения по фасадам здания приводит к экономически неэффективному решению для несущей системы с избыточным запасом прочности, а оптимизация формы здания с учетом ветрового давления позволяет снизить материалоемкость каркаса.

Известно, что при оценке ветровых воздействий на здания используют различные методы. Это расчет ветровых нагрузок по СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия» или экспериментальные методы путем «продувания» модели здания в аэродинамических трубах [5]. Но в расчетных методах по СП возникают трудности с оценкой аэродинамических коэффициентов зданий сложных форм, а испытание моделей в аэродинамических трубах технически сложно, затратно и продолжительно по времени. Расчет по нормам не в полной мере отвечает действительной работе высотных башен и несимметричных высотных зданий на действие статической и пульсационной составляющей ветрового давления [4].

В последние годы для оценки ветрового давления созданы различные компьютерные программы, основанные на численном решении систем уравнений, отражающих общие законы аэро- и гидродинамики, позволяющими выполнять расчеты с минимальными затратами времени. В связи с этим все большее использование находят численные методы анализа ветровых воздействий [6]. Наиболее распространенными программными комплексами, применяемыми при расчете конструкций на статические и динамические воздействия, являются: MicroFe, Лира, СКАД, СТАРК, Autodesk Robot Structural Analysis, Autodesk Flow Design 2015 и другие.

Эффективность расчета высотного здания сложной формы в разных программных комплексах можно оценить на примере 30-ти этажного гостиничного комплекса, формообразование объема которого выполнялось таким образом, чтобы снизить ветровое давление на несущий каркас [7]. На первоначальном этапе исследований был проведен анализ объемной модели здания, созданной в программе SketchUp 2015, в виртуальной аэродинамической трубе при помощи программы Autodesk Flow Design 2015, которая позволяет получить полную информацию о ветровых воздействиях на здание: ветровое давление (или разрежение) на различных участках фасада; скорость ветровых потоков. Были определены ветровые воздействия для здания традиционной формы в виде параллелепипеда, нашедшего широкое распространение в строительстве и сложной геометрии. Использованный метод анализа позволил без больших затрат оптимизировать геометрию здания и его отдельных частей с учетом ветровых воздействий, преобладающих для площадки строительства направлений, а так же при необходимости учесть влияние окружающей застройки.

На втором этапе исследований выполнены расчеты несущей конструкции здания, в том числе с учетом обтекаемости. Для моделирования использовались такие программные комплексы, как Мономах-САПР 2013, Лира-САПР 2013 и Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015. Исходные расчетные модели каркаса одинаковые, вплоть до разбиения сетки конечных элементов с шагом 0,5 м. Все вышеуказанные программные комплексы позволяют автоматически задавать ветровые нагрузки, но только последний из них на данный момент позволяет выполнить расчет с учетом обтекаемости здания, тогда как в остальных реализовано традиционное равномерное распределение ветрового давления по площади фасада. В расчетной программе Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015 при имитации ветровых нагрузок моделируется ветровой поток вокруг конструкции. Эта функция особенно полезна для конструкций со сложной геометрией, для которых обычно трудно определить ортогональную ветровую нагрузку.

Анализ результатов, полученных в виде изополей перемещений в разных расчетных программах, рис. 3, показал значительное снижение величин горизонтальных перемещений в случае учета обтекаемости формы здания: максимальные горизонтальные перемещения в программе Лира-САПР 2013 по оси X составили 31,4 мм (а) и по оси Y – 41,4 мм (б); тогда как в программе Autodesk Robot SAP 2015 по оси X – 4,6 мм (в) и по оси Y – 10 мм (г), т.е. получено снижение перемещений по оси X до 6,8 раз, а по оси Y – в 4 раза.

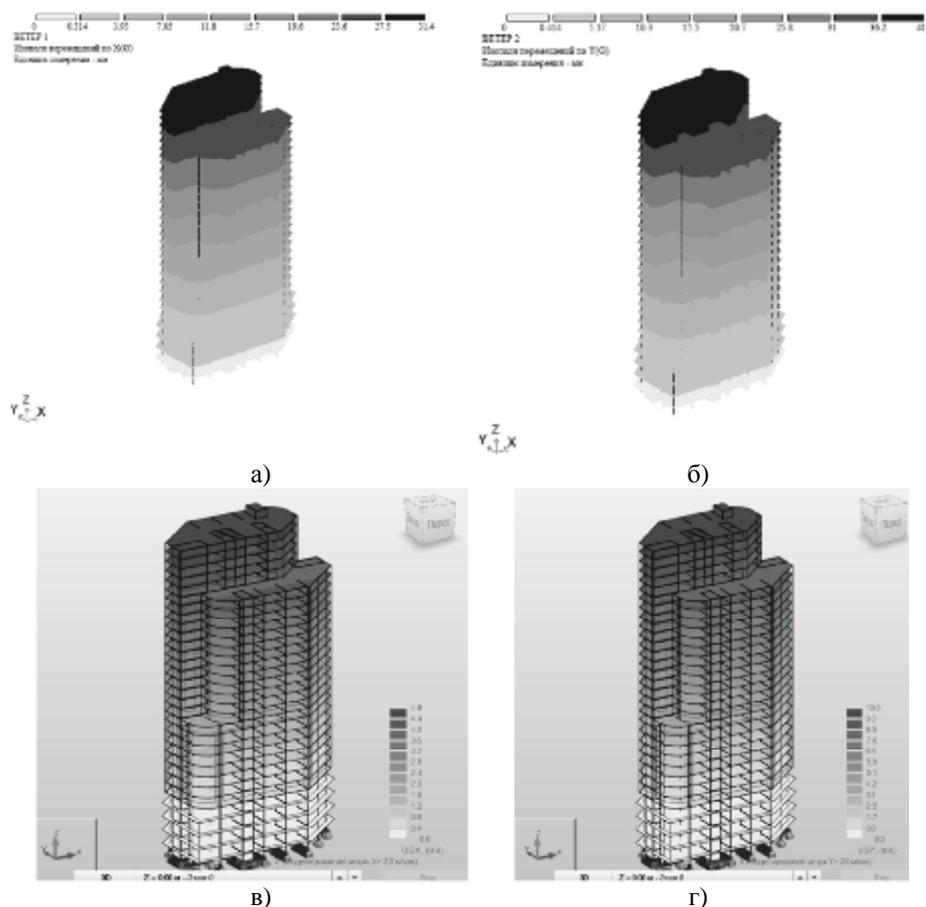


Рис. 3. Изополя горизонтальных перемещений каркаса здания от ветровых нагрузок: Лира по оси X (а), Y (б); Autodesk Robot по оси X (в), Y(г)

Подобный результат связан с тем, что: во-первых, значения нагрузок прилагаемые к модели от ветрового воздействия при расчете в программе Autodesk Robot SAP 2015 получаются намного меньше, во-вторых, программа Autodesk Robot SAP 2015 генерирует нагрузки от ветра не только в строго горизонтальном направлении, как это делается в программе Лира-САПР 2013, но и в зонах разряжения, даже в вертикальном направлении, что вызывает эффект «всплывания» – уменьшения продольной нагрузки за счет парусности в колоннах верхних этажей. Данному эффекту уделено мало внимания и его изучение в будущем является одним из перспективных направлений исследований при оценке деформативности и прочности каркасов зданий и, особенно стыков конструктивных элементов верхних этажей.

Таким образом, результаты расчетов показали, что упрощение ветровых загрузок по СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия» для многоэтажных зданий сложной формы является некорректным, приводит к увеличению перемещений, следовательно, к повышению материалоемкости каркаса здания. Возникает необходимость совершенствования нормативной документации с учетом применения при проектировании современных программных комплексов, с использованием исследований моделей зданий в аэродинамической трубе, экспериментального определения действительных ветровых воздействий на существующие аналогичные здания.

Вывод

Авторами предлагается следующая последовательность расчета сборного каркаса 22-х этажного здания сложной формы:

1. Выделение расчетных случаев стыков по высоте каркаса, в зависимости от соотношения, полученных из статического расчета усилий N, M, Q, в том числе с учетом ветровых воздействий, по результатам предварительного расчета каркаса в программном

комплексе, учитывающем фактическое действие ветрового потока, без введения податливости в узлы модели;

2. Определение величины податливости стыков, при определении которых значения горизонтальных перемещений в узлах находится с помощью полученных экспериментальным путем диаграмм деформирования бетона при сжатии, в виде трех- и двулинейных зависимостей « σ - ϵ » [9]. На рис. 4 показана трансформированная трехлинейная диаграмма деформирования стыка, характеризующая работу стыка под нагрузкой.

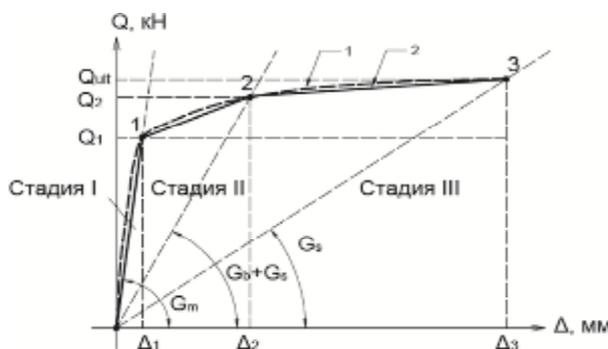


Рис. 4. К определению сдвиговой податливости стыков

Расположение параметрических точек в координатной системе (системе координат « Q - Δ ») определяет напряженно-деформированное состояние проектируемого стыка:

- стадия 1 – « Q_1 - Δ_1 », при $0 < Q \leq Q_1$, $Q_1 = 0,5 Q_{ult}$ – упругая стадия работы стыка, к окончанию которой появляются трещины отрыва в защитном слое бетона, и разрушается растворный шов, здесь Q_{ult} – разрушающая поперечная сила;

- стадия 2 – « Q_2 - Δ_2 », при $Q_1 < Q \leq Q_2$, $Q_2 = 0,85 Q_{ult}$ – неупругая работа стыка, при которой происходит развитие трещин в защитном слое бетона, нарушение сцепления продольной арматуры с бетоном, смятие бетона под стержнями продольной арматуры, возникновение нагельного эффекта и откол защитного слоя бетона в конце стадии;

- стадия 3 – « Q_3 - Δ_3 », при $Q_2 < Q \leq Q_3$, $Q_3 = Q_{ult}$ – стадия разрушения.

На рассматриваемом рисунке в точках 1, 2 и 3 проведены секущие, тангенс угла наклона которых равен условному модулю деформаций стыка при сдвиге для данной стадии, а Δ_1 , Δ_2 и Δ_3 – горизонтальное перемещение, соответственно при образовании трещин в растворном шве, в бетоне стыка, и при разрушении.

Аналитические выражения, описывающие рабочие трёхлинейные диаграммы деформирования, имеют следующий вид [10]:

$$Q = \begin{cases} \frac{Q_1}{\Delta_1} \Delta, & 0 < \Delta \leq \Delta_1 \\ \left[\left(1 - \frac{Q_1}{Q_2} \right) \frac{\Delta - \Delta_1}{\Delta_2 - \Delta_1} + \frac{Q_1}{Q_2} \right] Q_2, & \Delta_1 < \Delta \leq \Delta_2 \\ \left[\left(1 - \frac{Q_2}{Q_3} \right) \frac{\Delta - \Delta_2}{\Delta_3 - \Delta_2} + \frac{Q_2}{Q_3} \right] Q_3, & \Delta_2 < \Delta \leq \Delta_3 \end{cases} \quad (2)$$

Сдвиговую податливость стыков можно определить из условия:

$$\frac{1}{C_{g1}} = \frac{\Delta_1}{Q_1} \quad (3)$$

Выделить участие каждого из элементов штепсельного стыка на первых двух стадиях затруднительно, но конечным результатом их совместного сопротивления внешнему воздействию (Q_1 , Q_2) являются деформации Δ_1 и Δ_2 . Координаты параметрической точки 3, соответствуют предельной деформации Δ_3 при действии разрушающей поперечной силы Q_3 и определяют прочность стыка.

При расчете каркаса используем значение Δ_1 , а величину Δ_2 можно учесть при расчете на исчерпание несущей способности, что актуально при оценке деформативности стыков существующих зданий.

3. Ввести полученные значения допустимых перемещений (податливости) в узлы модели каркаса и выполнить ее повторный расчет для подтверждения достаточной жесткости здания при выбранной схеме и принятых сечениях элементов.

4. Сравнить полученные величины перемещений с предельно допустимыми, определенными по (1), в соответствии с действующими нормами проектирования.

5. При необходимости снижения деформативности стыков, в проектной стадии выполнить изменение физических и геометрических характеристик элементов каркаса, а при анализе существующих зданий требуется разработать усиление стыков.

Предлагаемая последовательность расчета сборного каркаса позволит точнее оценить его деформативность, для предотвращения возможных аварийных ситуаций в процессе его эксплуатации.

Список библиографических ссылок

1. Кодыш Э.Н., Трекин Н.Н., Никитин И.К. Проектирование многоэтажных зданий с железобетонным каркасом. – М.: Издательство АСВ, 2009. – 352 с.
2. Отчет о научно-исследовательской работе. Мордич А.И. Эффективные конструктивные системы многоэтажных жилых домов и общественных зданий (12...25 этажей) для условий строительства в Москве и городах Московской области, наиболее полно удовлетворяющие современным маркетинговым требованиям. – Минск: «Институт БелНИИС», 2002. – 117 с.
3. Соколов Б.С., Поздеев В.М., Трошков Е.О. Технико-экономическое обоснование целесообразности использования нового решения узла сопряжения колонн с надколонной плитой в сборных железобетонных безбалочных перекрытиях // Вестник ВолгГАСУ, 2013, № 31 (50). – С. 58-61.
4. Ретгер Э.И. Архитектурно-строительная аэродинамика. – М.: Стройиздат, 1984. – 240 с.
5. Дубинский С.И. Численное моделирование ветровых воздействий на высотные здания и комплексы. – М.: МГСУ, 2010. – 198 с.
6. Пузырев П.И., Оленьков В.Д. Моделирование ветровой нагрузки на уникальные здания на примере церкви Покрова Пресвятой Богородицы. – Челябинск: ЮУрГУ, 2014. – 87 с.
7. Куприянов В.Н., Альтапов С.Р. Моделирование ветровых воздействий изменением формы здания // Известия КГАСУ, 2016, № 2 (33). – С. 100-104.
8. Лизунова Н.С. Соколов Б.С. Анализ результатов экспериментальных исследований сдвиговой податливости штепсельных стыков железобетонных колонн // Вестник ВолгГАСУ, 2013, № 31 (50). – С. 52-57.
9. Абдрахимова Н.С. Соколов Б.С. Экспериментально-теоретическая методика оценки сдвиговой податливости штепсельных стыков железобетонных колонн // Известия КГАСУ, 2014, № 4 (32). – С. 169-176.

Fabrichnaya K.A. – candidate of technical sciences, senior lecturer

E-mail: fabrichnayaka@gmail.com

Abdrakhimova N.S. – assistant

E-mail: Lis258.86@mail.ru

Altapov S.R. – student

E-mail: earlaltapov@mail.ru

Kazan State University of Architecture and Engineering

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

Features of the building frame modeling taking into account compliance with the interface nodes wind impacts

Resume

The article deals with the question of determining the horizontal deformation of precast concrete skeletons of multi-storey buildings, taking into account the compliance of joints. At the

same time, considerable attention is paid to the definition of the load from wind exposure for complex shapes of buildings, with more than two storey floors. Comparison of displacement values obtained as a result of the calculation frame model 30-storey building in a variety of software systems, which showed the need for programs that simulate wind flow around structures. The authors proposed sequence determination movement building frame sequential simulation using software systems with and without taking into account the compliance of joints, the value of which is determined using the stress-strain diagram of concrete in compression of the experimental-theoretical method. The proposed sequence of calculation of precast frame will allow a more accurate assessment of its deformability, to prevent possible accidents during its exploitation.

Keywords: compliance interface nodes, wind impact, aerodynamic coefficients, the stress-strain state of the structures of the building bearing system, geometric nonlinearity.

Reference list

1. Kodysh E.N., Trekin N.N., Nikitin I.K. Design of multi-storey buildings with concrete frame. – M.: Publishers ASV, 2009. – 352 p.
2. The report on research work. Mordich A.I. Effective design systems of apartment houses and public buildings (12 ... 25 floors) for the construction of the conditions in the cities of Moscow and the Moscow region, the most fully meet the requirements of modern marketing. – Minsk: «Institute BelNIIS», 2002. – 117 p.
3. Sokolov B.S., Pozdeev V.M., Troshkov E.O. Feasibility study of the feasibility of using a new decision node interface columns with over column plate in precast concrete beamless ceilings // Vestnik VolgGASU, 2013, № 31 (50). – P. 58-61.
4. Retter E.I. Architectural and construction aerodynamics. – M.: Stroyizdat, 1984. – 240 p.
5. Dubinsky S.I. Numerical modeling of wind effects on tall buildings and complexes. – M.: MGSU, 2010. – 198 p.
6. Puzyrev P.I., Olen'kov V.D. Simulation of wind load on the unique building on the example of the Church of the Intercession of the Holy Virgin. – Chelyabinsk: SUSU, 2014. – 87 p.
7. Kupriyanov V.N., Altapov S.R. Simulation of wind effects a change in the form of building // Vestnik KGASU, 2016, № 2 (33). – P. 100-104.
8. Lizunova N.S., Sokolov B.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.
9. Abdrakhimova N.S., Sokolov B.S. Experimentally-theoretical method of estimating the shear compliance socket joints of reinforced concrete columns // Izvestiya KGASU, 2014, № 4 (32). – P. 169-176.