

ПРЕДЛОЖЕНИЯ ПО РАСЧЕТУ И КОНСТРУИРОВАНИЮ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН НА ОСНОВЕ АНАЛИЗА
ТНПА РАЗНЫХ СТРАН

ШИЛОВ А. Е., ЧЕЧУХА Е. Г.

Белорусский национальный технический университет,
УП «Белпромпроект»

В настоящее время в РБ большинство каркасных зданий возводится в железобетоне. Одними из основных несущих конструкций являются колонны. Некоторые положения по расчетам колонн разных стран имеют свои особенности и различия.

Вопросу совершенствования расчета и конструктивных решений колонн посвящены многие исследования наших отечественных авторов. В частности, особое внимание заслуживают работы белорусских ученых:

– Пецольда Т. М. – в области создания и развития железобетонных центрифугированных строительных конструкций, в том числе и колонн;

– Казачка В. Г., многие работы которого посвящены эффективным решениям и методам расчета железобетонных колонн одноэтажных производственных зданий с учетом нелинейности деформирования и характера загрузки;

– Пастушкова Г. П. – руководителя тематики исследований многоэтажных каркасных зданий с несущими железобетонными центрифугированными элементами;

– Рака Н. А. – занимающегося проблемами совместной работы колонн и строительных конструкций каркасных зданий.

Безусловно дальнейшее развитие и совершенствование расчета и конструирования железобетонных колонн невозможно без изучения и анализа трудов «классических» советских ученых: Гвоздева А. А., Геммерлинга А. В., Васильева Б. Ф., Розенблюма А. Я., Никитина Н. К., Залесова А. С., Чистякова Е. А., Зинкеева Л. М., Морштейна О. Б., Бельского Г. Е. и других.

Следует отметить, что внедрение полученных результатов исследований наших белорусских и советских ученых в практику проектирования и строительства большого количества зданий и сооружений в нашей стране осуществлено благодаря известным проектировщикам: Смирнову С. Г., Пилипенко В. М., Перегуду А. В., Дубатовко И. П., Шипице В. И. и других.

В связи с развитием научно-технического прогресса в мире не только в практике расчета и проектирования строительных конструкций, но и в технологии их возведения, исследования должны продолжаться и продолжают, чему свидетельствует совершенствование ТНПА в разных странах, в том числе и в РБ.

В результате анализа результатов выполненных исследований в работе [8] приведены следующие предложения по расчету железобетонных колонн каркасных зданий:

1. В первую очередь расчет колонн зависит от принятой конструктивной схемы здания, т. е. типа каркаса. Подходы (методики) назначения типа каркаса, по рассмотренным в работе [8] ТНПА разных стран, существенно различаются. При этом для каждого вида каркаса соответствующие ТНПА предлагают свои методы определения расчетных длин колонн и способы учета продольного изгиба отдельных колонн в составе здания, которые влияют на результаты расчета и конструирования.

В частности, анализ результатов определения вышеназванных параметров, в зависимости от назначаемого типа каркаса (элементов), показал их определенное расхождение и соответственно влияние на определение площади продольной арматуры колонн.

В действующих на сегодня ТНПА в РБ [1] и [2] нет никаких «численных критериев», на основании которых элемент (конструкцию) можно отнести к раскрепленным или раскрепляющим. Поэтому, назначение той или иной системы полностью основано на предположениях и допущениях, закладываемых проектировщиком в работу каркаса, что в свою очередь требует от него серьезного профессионального уровня подготовки и знаний. Для того, чтобы иметь хотя бы начальную «точку опоры» для принятого решения, предлагается вернуть (а желательно и модернизировать) подход, ранее предложенный в отмененном на сегодняшний день СНБ 5.03.01-02, который аналогичен положениям АСІ 318-95 [4]. Согласно этим ТНПА, в результате выполненного статического расче-

та проверяется условие, в котором учитываются суммарные вертикальные и горизонтальные сдвигающие силы, взаимное смещение верха и низа колонн, а именно:

$$Q = \frac{\sum N_u \Delta_0}{V_u l} \leq 0.05$$

При невыполнении этого условия, рама (или ее отдельный этаж) должна рассматриваться как смещаемая.

Интерес представляют положения [5], согласно которым устойчивость каркаса считается обеспеченной, если реакция каркаса $R_{уст}$, соответствующая его предельному равновесию при действии расчетных значений вертикальных нагрузок, превышает не более чем на 20 % реакцию верха каркаса R от расчетных нагрузок (вертикальных и горизонтальных), т. е. $R_{макс} \leq R_{уст}/1,2$.

В этом случае коэффициент запаса по устойчивости каркаса (если рассматривать его как отношение реакции верха каркаса $R_{уст.норм}$ соответствующей его предельному равновесию при нормативных значениях вертикальных нагрузок и нормативных характеристиках бетона и арматуры, к реакции верха каркаса от нормативных вертикальных и горизонтальных нагрузок $R_{макс.норм}$) равен:

$$k_{уст} = R_{уст.норм}/R_{макс.норм}$$

Учитывая, что $R_{уст.норм} = (1,1 \dots 1,25) R_{уст}$, а $R_{уст} = 1,2 R_{макс}$ и $R_{макс} = 1,2 R_{макс.норм}$, коэффициент $k_{уст} = 1,6 \dots 1,8$.

Здесь $R_{макс.норм}$ – наиболее возможная по условию устойчивости реакция верха каркаса от расчетных вертикальных и горизонтальных нагрузок.

2. При определении необходимости учета продольного изгиба, а также при анализе самих эффектов 2-го порядка, в частности Эйлеровой силы N_{crit} необходимо определение расчетной длины.

Неоспоримо, что, по существу, расчетная длина сжатого стержня характеризует влияние сопрягаемых с рассматриваемым стержнем элементов данной системы и его собственных параметров на способность деформироваться под действием сжимающих сил. Именно поэтому она и должна определяться с учетом значений жесткостных и нагрузочных факторов не только в данном стержне, но и во всей системе. Однако, такая задача весьма сложна и не всегда решается из-за недостаточности исходных данных.

В связи с этим рекомендуется расчетную длину l_0 уточнить по формулам п.8.1.6.8 [1], т. е. с учетом определения относительной податливости закрепления от поворотов (коэффициенты k_{1c} , k_{2c}) лишь в случаях «переходных» ситуаций при сопоставлении λ и λ_{lim} , от которого зависит необходимость продольного изгиба. В «явных» ситуациях (см. п. 4) для упрощения расчетов можно пользоваться рекомендациями положений п. 8.1.6.6 [1], согласно которым расчетную длину l_0 элементов, имеющих постоянное по длине поперечное сечение при действии продольной силы, принимать без предварительных вычислений, а в зависимости от формы потери устойчивости. Кстати, только такой подход и принят в нормах СП РФ [3]. Также заслуживает внимания упрощенный способ нахождения коэффициента для определения расчетной длины, приведенный в источнике [12], который определяется исходя из условий закрепления колонны по таблицам.

При этом необходимо отметить, что, например, рекомендации по определению расчетных длин колонн ОПЗ, в частности по назначению коэффициента μ , приняты с большим запасом на основе экспертных оценок и в течение достаточно долгого времени не уточняются. Этому вопросу было уделено внимание ранее в работах В. Г. Казачка [6] и А. Е. Шилова [7]. Именно за счет уточнения коэффициента μ была получена экономия арматуры в разработанных типовой и экспериментальной сериях БТ-1971 и Э-1708. Колонны указанных серий были применены при строительстве многих объектов на территории РБ. Конкретные результаты расчетов и конструирования колонн ОПЗ при уточнении расчетных длин ОПЗ согласно рекомендациям источников [6] и [7] приведены в работе [8].

3. Для уменьшения количества итераций при предварительном назначении продольного армирования колонн рекомендуется вначале:

а) определить требуемую площадь A_s для стадии монтажа и транспортирования (особенно для колонн значительных высот – 12, 14,4 и более) и сопоставить полученные значения с ограничением ТНПА по $A_{(s,min)}$;

б) воспользоваться графическими зависимостями источников [9], [10], [11], дающих по результатам исследований наиболее приемлемый результат, при сопоставлении с окончательными результатами расчетов по определению A_s .

4. Подход к определению λ_{lim} в ТНПА [3], [4] более прост. В частности, в нормах РФ [3] только при гибкости элементов $\lambda \geq 14$ необходимо учитывать влияние эффектов 2-го порядка. В нормах [4] для колонн каркасов влияние продольного изгиба следует учитывать при $\lambda \geq 22$.

В связи с вышеуказанным рекомендуется при определении необходимости учета эффектов 2-го порядка уточнять λ_{lim} согласно положениям п.8.1.6.10 [1] только лишь при $\lambda \geq 22$.

5. При проектировании зданий и сооружений в различных странах следует руководствоваться требованиями действующих ТНПА на их территориях. Поэтому сравнительный анализ результатов подбора площадей рабочей арматуры следует выполнять с учетом всех особенностей, присущих тем или иным нормам. И тем не менее в работе [8] была сделана попытка использования отдельных рекомендаций ТНПА разных стран по назначению типа каркаса, определению l_0 и λ_{lim} , учету ограничений по площади продольного армирования колонн при расчете окончательного армирования по методике ТНПА РБ [1]. В результате установлено, что наиболее экономными решениями по количеству арматуры явились те, где были использованы вышеуказанные предпосылки для расчета по ТНПА [3], [4].

6. Выполнить специальные исследования применения на территории РБ различных программных комплексов по расчету каркасов с целью их соответствия положениям ТНПА, действующим в настоящее время в РБ, в частности СН 2.01.01-2019 и СП 5.03.01-2020 [1].

Неоспоримо, что нормы должны обеспечивать требуемую надежность, однако при этом они также должны быть максимально просты и репрезентативны для практики. Один из основоположников кибернетики У. Эшби утверждал: «Я убежден, что в будущем теоретик должен стать экспертом по упрощению».

Чем больше будет исследований по практике применения ТНПА РБ, РФ и Евросоюза, тем раньше будет установлен баланс между нормативными требованиями и практической стороной их реализации, а также будет продолжаться необходимый процесс совершенствования ТНПА РБ, что безусловно позволит обеспечить и повысить надежность проектируемых зданий и сооружений в нашей стране.

Список использованных источников:

1. СП 5.03.01-2020. Бетонные и железобетонные конструкции. – Минск: Минстройархитектуры: РБ, 2020. – 244 с.
2. ТКП EN 1992-1-1-2009*. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1 – 1. Общие правила и правила для зданий. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2015. – 205 с.
3. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. – М.: Министерство региональной федерации РФ, 2012. – 159 с.
4. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318–08) and Commentary.
5. Васильев Б. Ф. Железобетонные колонны одноэтажных производственных зданий / Б. Ф. Васильев, А. Я. Розенблом. – Москва: Стройиздат, 1974. – 198 с.
6. Казачек В. Г. Эффективные конструктивные решения и методы расчета железобетонных колонн одноэтажных производственных зданий с учетом нелинейности деформирования и характера загрузки: диссертация на соискание степени доктора технических наук: 05.23.01 / В. Г. Казачек. – Минск, 2000. – 412 с.
7. Шилов А. Е. Железобетонные центрифугированные двухветвевые колонны одноэтажных производственных зданий: дис. на соискание степени канд. техн. наук: 05.23.01 / А. Е. Шилов. – Минск, 1994. – 268 с.
8. Чечуха Е. Г. Расчет железобетонных колонн каркасных зданий по нормам разных стран: дис. на соискание степени магистра техн. наук: 1-70 80 01/ Е. Г. Чечуха. – Минск, 2021 – 98 с.
9. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры. – М. ЦНИИПРОМЗДАНИЙ и НИИЖБ, 2005. – 304 с.
10. How to Design Concrete Structures using Eurocode 2/A.J. Bond[et al]; editor A.J. Bond. – Surrey: The Concrete Centre, Surrey, 2006. – 100 ps.
11. Narayanan R.S. Concise Eurocode 2 / R.S. Narayanan, C.H. Goodchild; editor R.S. Narayanan. – Surrey: The Concrete Centre, Surrey, 2006 – 219 ps.
12. BS EN 1992-1-1:2004 – Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1 – 1: General rules and rules for buildings. – Brussels: European Committee for Standardization, 2004. – 225 ps.