

в результате отпуска строп крана в соответствии с методикой проведения эксперимента.

Таким образом, принятое конструктивное решение диска перекрытия показало, что оно способно существенно повысить живучесть конструктивной системы при удалении средней опоры.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Еврокод 1 Воздействия на конструкции. Часть 1–7. Общие воздействия. Особые воздействия. – ТКП EN 1991-1-7–2009. – Минск, РУП «Стройтехнорм». – 50 с.

2. General Services Administrations (GSA), Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings Major Modernizations Projects: 2003.

УДК 624.012.45

ОСОБЕННОСТИ УЧЕТА ЭФФЕКТОВ ВТОРОГО ПОРЯДКА ПРИ РАСЧЕТЕ СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ТКП EN-1992-1-1–2009*

ШИЛОВ А. Е., МЕЗЕН В. В.

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Особенность нынешней ситуации при проектировании зданий и сооружений в Республике Беларусь заключается в том, что в настоящее время одновременное действие СНБ 5.03.01–02 «Бетонные и железобетонные конструкции» [3] и ТКП EN 1992-1-1–2009* «Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий» [1] узаконено информационным письмом Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь от 12.03.2010 г. Согласно приказу № 340 от 10.12.2014 г. Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь с 1 января 2015 г. проектирование монолитных железобетонных конструкций на возведение зданий и сооружений следует выполнять по ТКП EN 1992-1-1–2009* «Еврокод 2. Проектирование

железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий» [1], разработанному на основе европейского стандарта.

При проектировании зданий и сооружений расчет на прочность является недостаточным, чтобы судить об их надежности. Чаще решающим фактором, определяющим несущую способность, становится возможность потери устойчивости сооружения в целом или же отдельных его элементов.

Железобетонная колонна является элементом пространственной системы каркаса здания, при деформировании которого проявляется физическая нелинейность, обусловленная неупругими деформациями бетона и развитием трещин, а также геометрическая нелинейность, характеризуемая влиянием продольных сил на деформации, а следовательно, и на возникающие усилия в системе. Эффект возрастания усилий за счет геометрической нелинейности конструкции, и называют эффектами второго порядка, или P-Δ эффектами.

Методика учета эффектов второго порядка при расчете сжатых железобетонных элементов по нормам Республики Беларусь и Европейского союза имеет свои особенности и различия.

Во многих нормах, в том числе и [1] и [3] критерием необходимости учета/неучета продольного изгиба является сравнение гибкости λ с ее предельным значением λ_{lim} , однако подходы к определению λ_{lim} различны. Документ [1] приводит следующий критерий:

«Эффекты второго порядка могут не учитываться, если они составляют менее 10 % от соответствующих эффектов первого порядка».

Для отдельных элементов, таких как колонн, [1] предлагает пользоваться упрощенным критерием при котором эффекты второго порядка могут не учитываться, если гибкость λ меньше определенного значения λ_{lim} .

Документ [1] предлагает следующую методику по определению предельной гибкости. Формула для ее определения в общем виде выглядит следующим образом

$$\lambda_{lim} = \frac{20ABC}{\sqrt{n}},$$

где $A = \frac{1}{1 + 0,2\varphi_{ef}}$ – коэффициент, зависящий от эффективного коэффициента ползучести φ_{ef} (A допускается в первом приближении принимать равным 0,7);

$B = \sqrt{1 + 2\omega}$ – коэффициент, зависящий от механического коэффициента армирования:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} - B \text{ допускается принимать равным } 1,1;$$

$C = 1,7 - r_m$ – коэффициент, зависящий от отношения моментов с учетом эффектов второго порядка:

$$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}} - C \text{ допускается принимать равным } 0,7;$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} - \text{относительное продольное усилие.}$$

Таким образом, для наиболее точного определения предельной гибкости колонны по [1] необходимо не только знать отношение моментов у концов колонны, но также предварительно задаться армированием и определить эффективный коэффициент ползучести по [1, п. 5.8.4], что предполагает весьма трудоемкий расчет.

В случае необходимого учета эффектов второго порядка [1, п. 5.8.5] предлагает три методики:

1) Общий метод, основанный на нелинейном расчете с учетом эффектов второго порядка (см. [1, п. 5.8.6]).

2) Упрощенный метод, основанный на номинальной жесткости;

3) Упрощенный метод, основанный на номинальной кривизне.

В [1, п. 5.8.5 (2)] отмечается, что метод (2) может применяться как для отдельных элементов, так и для конструкции в целом. Метод (3) подходит преимущественно для отдельных элементов. При реальных предпосылках в части распределения кривизны метод (3) может быть применен для конструкций. Стоит отметить, что западные исследователи в своих работах пришли к выводам, что значения расчетных изгибающих моментов второго порядка, полученные по этим методам, могут значительно отличаться, при этом они идут «в запас» в сравнении с результатами из нелинейных расчетов.

В Национальном приложении к [1] дано указание применять при расчетах метод номинальной жесткости.

В методе расчета с учетом эффектов второго порядка на основе жесткости элементов используются номинальные значения изгибной жесткости, которые рассчитываются с учетом влияния на общее поведение трещин, нелинейных свойств материалов и ползучести, что применимо также и к соседним (смежным) элементам, которые учитывают при расчете, например, балки, плиты или фундаменты. Метод номинальной жесткости предполагает учет продольного изгиба при помощи коэффициента увеличения момента.

Расчетный момент будет равен:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \cdot \left[1 + \frac{\beta}{N_B / N_{Ed} - 1} \right],$$

где M_{0Ed} – момент с учетом эффектов первого порядка;

β – коэффициент, который зависит от распределения моментов с учетом эффектов первого и второго порядка;

N_{Ed} – расчетное значение продольного усилия;

N_B – критическая сила, определенная на основе номинальной жесткости.

В большинстве случаев, за исключением некоторых ситуаций, описанных в [1, п. 5.8.7.3 (2), (3) и (4)], значение β можно определить по формуле

$$\beta = \frac{\pi^2}{c_0},$$

где c_0 – коэффициент, который зависит от распределения момента с учетом эффектов первого порядка (например, $c_0 = 8$ при постоянном моменте с учетом эффектов первого порядка, $c_0 = 9,6$ – при параболическом и $c_0 = 12$ – при симметричном треугольном распределении и т. д.)

Критическая сила N_B определяется из формулы Эйлера

$$N_B = \frac{\pi^2 \cdot EI}{l_0^2}.$$

Причем в качестве EI следует использовать следующее значение номинальной жесткости:

$$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s,$$

где E_{cd} , E_s – расчетные значения модулей упругости бетона и арматуры;

I_c , I_s – моменты инерции сечения бетона и арматуры относительно центра тяжести сечения элемента;

$K_s = 1$ – коэффициент, учитывающий влияние арматуры,

K_c – коэффициент, учитывающий влияние трещин, ползучести:

$$K_c = k_1 k_2 / (1 + \varphi_{ef}),$$

где φ_{ef} – эффективный коэффициент ползучести, см. [1, п. 5.8.4];

Значения коэффициентов k_1 и k_2 равны:

$$k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}},$$

$$k_2 = n \cdot \frac{\lambda}{170} \leq 0,20,$$

где n – относительное продольное усилие.

Важно отметить, что [1, п. 5.8.7.2 (4)] утверждает, что в статически неопределимых конструкциях необходимо учитывать неблагоприятное влияние образования трещин в примыкающих элементах, и формулы по определению номинальной жесткости в общем случае не распространяются на такие элементы. Данный пункт требует детального рассмотрения.

Одним из ключевых вопросов при определении коэффициента увеличения момента является правильное назначение расчетной длины колонны, что, в свою очередь, существенно влияет на величину критической силы. По существу, расчетная длина сжатого стержня характеризует влияние сопрягаемых с рассматриваемым стержнем элементов данной системы и его собственных параметров на способность деформироваться под действием продольных сил. Она должна определяться с учетом значений жесткостных и нагрузочных факторов не только в данном стержне, а во всей системе, что является весьма сложной задачей.

Выбор формулы для определения расчетной длины по [1] зависит от того, раскреплен элемент или нет. Никаких численных критериев по отношению элемента к раскрепленным или нераскрепленным документ [1] не содержит, однако в [1, п. 5.8.1] приведено определение:

«Раскрепленные элементы или системы: конструктивные элементы или подсистемы, для которых при расчете и проектировании принято, что они не способствуют общей горизонтальной устойчивости конструкции.»

То есть колонна считается раскрепленной в рассматриваемом направлении, если все горизонтальные нагрузки передаются на диафрагмы, ядра жесткости или связевые блоки. Если же колонна сама воспринимает горизонтальные нагрузки и участвует в обеспечении общей устойчивости здания, то она принимается нераскрепленной. Колонна может быть раскрепленной в одном направлении и нераскрепленной в другом, таким образом формулы для определения ее расчетной длины в различных направлениях также будут различны.

Для нахождения расчетной длины необходимо определить значения относительной податливости закрепления от поворота на концах колонны k_1 и k_2 по формуле

$$k = \frac{\theta}{M} \cdot \left(\frac{EI}{l} \right).$$

Это вызывает определенные затруднения (необходимо знать отношение угол поворота/изгибающий момент).

Также рекомендации [1] по определению расчетных длин, например, частей ступенчатой колонны одноэтажного производственного здания с мостовыми кранами представляют сложность и неопределенность. Поэтому на данном этапе расчета в настоящий момент в этом случае представляется целесообразным воспользоваться рекомендациями табл. 7.4 [3].

В результате анализа даже такой краткой информации по особенностям учета эффектов второго порядка при расчете сжатых железобетонных элементов по источнику [1] можно сделать следующие выводы.

Их использование представляет определенную сложность, трудоемкость, а в некоторых ситуациях и неопределенность

Применение требований Еврокода-2 по рассматриваемому вопросу при проектировании зданий и сооружений в Республике Беларусь требует особой проработки, анализа и, самое главное, разработки конкретных рекомендаций по расчету в Национальном приложении к [1] для обеспечения и повышения надежности проектируемых зданий и сооружений.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. ТКП EN 1992-1-1–2009*. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2015. – 205 с.
2. ТКП EN 1990–2011*. Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2015. – 86 с.
3. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02. – Минск: Минстройархитектуры Республик Беларусь, 2003. – 140 с.

УДК624

ПРОТИВОРЕЧИЯ ТРЕБОВАНИЙ НОРМ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ И ВОЗВЕДЕНИЮ МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ, ПРЕДЪЯВЛЯЕМЫЕ К СТЫКОВЫМ СОЕДИНЕНИЯМ АРМАТУРЫ

ЛАТЫШ В. В.

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Введение. В соответствии с п. 4.2.4 [1] соединения арматуры следует выполнять в соответствии с проектной документацией и требованиями ТНПА. Стыковые соединения рабочей вертикальной арматуры диаметром от 20 до 40 мм монолитных фундаментов и вертикальных монолитных конструкций (колонны, диафрагмы жесткости, стены и др.) следует выполнять с использованием муфт