

NADOLSKY B.B., TUR V.V., GOLITSKY M., SYKORA M. Reliability of construction designs in the light of requirements of the European and Russian normative documents for design

Results of comparison of indicators of reliability of the construction designs designed on domestic norms and norms are presented in article, entering into system Evrokodov. It is shown that the Russian norms provide lower level of reliability in comparison with EN1993-1. It is shown that the main reason for such divergence are differences in system of private coefficients and distinctions security of standard values of loadings. The directions of increase of reliability of design both on existing rules, and on norms of EU are offered.

УДК 624.046.5/624.014

Надольский В.В., Тур В.В.

КАЛИБРОВКА ЧАСТНОГО КОЭФФИЦИЕНТА ДЛЯ СНЕГОВОЙ НАГРУЗКИ ПРИ РАСЧЕТАХ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Введение. При введении европейских норм проектирования возник ряд вопросов, влияющих на эффективность применения этой системы нормирования для конкретных условий территории Республики Беларусь. Отличительной особенностью введенных норм является возможность проектирования с регламентированными параметрами надежности, установленными в базовом документе ТКП EN 1990 [1].

Базовый документ ТКП EN 1990 [1], устанавливающий общие принципы надежности строительных конструкций, содержит исчерпывающую информацию по процедурам проектирования с заданным уровнем надежности, а также и нормированные величины вероятности отказа и связанного с ней индекса надежности.

При применении метода предельных состояний в полувероятностной постановке (метод частных коэффициентов) параметрами, регулирующими и обеспечивающими достижение заданной надежности, является система частных коэффициентов γ_i и частных коэффициентов, применяемых при составлении сочетаний воздействий ψ_i , ξ (эффектов воздействий).

Значения частных коэффициентов в общем случае зависят от конкретных географических, социальных, экономических условий страны и по этой причине их значения в Еврокодах относятся к национально устанавливаемым параметрам (NDP) и определяются в Национальных приложениях.

В силу того, что значения этих параметров обеспечивают заданный уровень надежности строительных конструкций, их обоснованное принятие является важнейшей задачей.

В статье выполнен анализ уровня проектной надежности стальных конструкций при рекомендованной в ТКП EN 1990 [1] системе частных коэффициентов и рассмотрении снеговой нагрузки в качестве доминирующей. Получены значения частных коэффициентов, необходимые для обеспечения регламентированного уровня надежности по ТКП EN 1990 [1].

1 Основные принципы назначения национально устанавливаемых параметров. На первоначальных этапах введения Еврокодов большинство стран (в том числе Республика Беларусь) принимали рекомендуемые значения национально устанавливаемых параметров (NDP). Следует отметить, что рекомендуемые значения являются усредненными и могут приводить к неэкономичным решениям. По данным сайта eurocodes.jrc.ec.europa.eu, на данный момент большая часть стран участников ЕС определили значения национально устанавливаемых параметров (NDP) с учетом территориальных особенностей.

В статье сделан упор на определение значений частных коэффициентов при воздействии снеговой нагрузки для территориальных особенностей Республики Беларусь. Основная задача при назначении частных коэффициентов заключается в обеспечении требуемого уровня надежности и сводится к задаче калибровки системы частных коэффициентов. Калибровка системы частных коэффициентов представляет собой задачу оптимизации норм. Откалиброванные частные коэффициенты должны обеспечивать уровни надежности наиболее характерных конструктивных элементов максимально приближенные к целевым уровням надежности, установленным для соответствующего класса надежности в ТКП EN 1990 [1].

Калибровку значений частных коэффициентов выполняли по следующему алгоритму:

1. Для принятой системы частных коэффициентов производили расчет проектного параметра Z в соответствии с расчетными сочетаниями нагрузок.

2. При полученном значении параметра Z выполняли вероятностное моделирование функций состояния с базисными переменными. С использованием метода теории надежности первого порядка (FORM) определяли индекс надежности для каждого набора параметров нагружения χ_i (различные соотношения нагрузок).

3. Полученные зависимости индексов β от параметров нагружения χ_i рассматривали на предмет соответствия требуемому уровню надежности. При неудовлетворительном результате принимали новые значения системы частных коэффициентов и повторяли расчет, начиная с первого шага алгоритма.

Использование данного способа определения системы частных коэффициентов является в настоящее время наиболее прогрессивным, позволяет учесть фактические условия и назначить научно обоснованные значения частных коэффициентов.

2 Детерминированный расчет. Общий вид проверки предельного состояния конструктивного элемента по методу частных коэффициентов сводится к выполнению детерминированного неравенства [1]:

$$E_d \leq R_d, \quad (1)$$

где R_d – расчетное значение сопротивления элемента; E_d – расчетное значение эффекта воздействия.

2.1 Расчетное сопротивление. В данной работе рассмотрены только проверки предельных состояний по прочности (потеря устойчивости не рассматривается) стального элемента в соответствии с моделью сопротивления, принятой в ТКП EN 1993-1-1 [4]. Расчетное сопротивление сечения определяется по следующему выражению:

$$R_d = z \cdot f_y / \gamma_{Mo}, \quad (2)$$

где z – расчетный параметр, представляет собой геометрическую характеристику сечения элемента (площадь, момент сопротивления);

f_y – характеристическое значение предела текучести стали;

γ_{Mo} – частный коэффициент при проверках предельных состояний по прочности (сопротивление сечения).

2.2 Расчетное значение эффекта воздействия. В соответствии с ТКП EN 1990 [1] для определения расчетных эффектов воздействий предложены альтернативные схемы комбинаций усилий, обозначенные далее как Схема А и Б. Для комбинации эффектов воздействий (внутренних усилий) предполагается линейное поведение конструктивного элемента. При определении расчетного значения эффекта воздействия принята комбинация постоянной и снеговой нагрузки.

Используя формулу (6.10) [1], расчетное значение эффекта воздействия (внутреннее усилие) E_d для комбинации двух нагрузок G и Q можно записать в следующем виде (Схема А):

$$E_d = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k. \quad (3)$$

В [1] предложена альтернативное сочетание с использованием двух выражений (6.10a) и (6.10b), перепирав данные выражения для принятых условий, получим (Схема Б):

$$E_d = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot Q_k, \quad (4)$$

$$E_d = \xi \cdot \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k. \quad (5)$$

Менее благоприятное значение эффекта воздействия, полученное из выражений (4) и (5), принимается для дальнейших расчётов.

Символы G_k , Q_k обозначают характеристические значения постоянной и снеговой нагрузок. Согласно [1] коэффициенты γ_G и ξ принимаются равными 1,35 и 0,85, соответственно. Отметим, что согласно [1] частные коэффициенты для переменных нагрузок (независимо от вида нагрузки) равны $\gamma_Q = 1,5$. Коэффициент сочетаний ψ_0 для снеговой по ТКП EN 1991-1-3 [3] принимается равным 0,6.

В соответствии с ТКП EN 1990 [1] допускается использовать схему Б с упрощением выражения (4), рассматривая только постоянную нагрузку, и далее по аналогии со схемой Б выбирается менее благоприятное усилие из двух выражений. В статье не рассматривается данная схема комбинации усилий, т.к. она не является характерной при расчёте стальных конструкций и обеспечивает меньший уровень надёжности [5, 8, 9].

Согласно ТКП EN 1990 [3], характеристическое значение снеговой нагрузки на покрытие определяется по формуле:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k, \quad (6)$$

где μ_i – коэффициент формы снеговых нагрузок; C_e – коэффициент окружающей среды; C_t – температурный коэффициент; S_k – характеристическое значение снеговой нагрузки на грунт.

Коэффициенты C_e и C_t в большинстве случаев равны единице [3]. Значения коэффициентов $\mu_i = 0,8$ [3] приняты для здания с односкатным покрытием с уклоном менее 30°, как для одного из наиболее распространённых случаев применения металлических конструкций.

3 Вероятностный расчет

3.1 Функция состояния. Для рассматриваемого предельного состояния (проверки предельного состояния по прочности) вероятностная функция состояния $g(X)$, характеризующая запас прочности конструктивного элемента, может быть записана в общем виде:

$$g(X) = z \cdot f_y \cdot K_R - (G + Q)K_E, \quad (7)$$

где K_R и K_E – случайные переменные, характеризующие соответственно ошибки расчетных моделей сопротивления и эффектов воздействий (усилий). Эти переменные предназначены для учета случайных эффектов, которыми пренебрегают, и математических упрощений принятых моделей.

3.2 Вероятностные модели базисных переменных. Важным этапом в определении частных коэффициентов вероятностными методами является определение вероятностных моделей базисных переменных. Как правило, выделяют две группы базисных переменных: одни, оказывающие влияние на модель сопротивления, а другие – на модель эффектов воздействий (внутренних усилий).

В силу различных факторов, изучение моделей базисных переменных должно производиться систематически. Наиболее новые статистические параметры для снеговых и ветровых нагрузок с учетом территориальных особенностей Республики Беларусь можно найти в работах [5, 6, 7].

Для постоянной нагрузки принят нормальный закон распределения, который хорошо согласуется с теоретическими предпосылками и фактическими экспериментальными данными. Согласно ТКП EN 1991-1-1 [2] характеристическое значение для постоянной нагрузки принимают равным номинальному проектному значению, что соответствует 50% квантили распределения, т.е. $\mu_G = G_k$. Коэффициент вариации для постоянной нагрузки усреднено принят равным $V_G = 0,1$ [10].

Для снеговой нагрузки достаточно точной и наиболее распространенной является вероятностная модель последовательности годовых максимумов снеговой нагрузки [10]. Для описания таких

последовательностей принят двойной экспоненциальный закон распределения (Гумбеля) [5, 6, 7, 10]. С учетом доступных данных для территории Республики Беларусь [5, 6, 7], для периода отнесения $T = 50$ лет можно принять следующие параметры функции распределения среднее $\mu_S = 1,04 S_k$ и коэффициент вариации $V_S = 0,2$. Для описания коэффициентов μ_i , C_e и C_t приняты статистические параметры, рекомендованные в [10]. Согласно [10] коэффициент окружающей среды C_e и температурный коэффициент C_t рассматриваются как детерминированные величины.

Дело обстоит гораздо хуже с базисными переменными входящими в модели сопротивления для стальных конструкций. В первую очередь это касается основной переменной для модели сопротивления стальных конструкций – предела текучести стали. Отсутствуют достоверные статистические параметры распределения для предела текучести с учетом применяемых сталей на территории Республики Беларусь. В качестве первого приближения были использованы литературные данные с наиболее неблагоприятными значениями статистических параметров. При анализе был принят логнормальный закон распределения со средним $\mu_{fy} = f_y \exp(1,65 V_{fy}) = 1,14 f_y$ и коэффициентом вариации $V_{fy} = 0,08$.

Для описания ошибок моделирования принято логнормальное распределение [10]. Приняты параметры ошибки сопротивления для прокатного сечения подверженного действию изгибающего момента относительно главной оси и раскрепленного от потери устойчивости. Средне значение 1,15 и коэффициентом вариации 0,05 приняты на основании данных, приведенных в справочном документе к Еврокоду 3 [14].

Таблица 1. Вероятностные модели базисных переменных

Базисная переменная	Закон распределения	μ_X	V_X
Постоянная нагрузка	Normal	G_k	0,1
Снеговая нагрузка ($T_{ref} = 50$ лет)	Gumbel	$1,04 S_k$	0,20
Коэффициент формы μ	Normal	0,8	0,15
Предел текучести f_y	LogNormal	$1,14 f_y$	0,08
Ошибка модели сопротивления	LogNormal	1,15	0,05
Ошибка модели воздействия	LogNormal	1	0,1

4 Анализ надежности. Для оценки уровня надежности использовали метод теории надежности 1-го порядка (FORM, см. ТКП EN 1990) и метод наискорейшего спуска. Значения индекса надежности β получены для базового периода 50 лет. Конструктивный элемент воспринимает постоянную G и снеговую Q нагрузки. Для анализа получены графики зависимости индекса надежности β от параметра нагружения $\chi = Q_k / (G_k + Q_k)$.

На рисунке 1 представлен график зависимости индекса надежности β от параметра нагружения χ при использовании рекомендованных значениях частных коэффициентов.

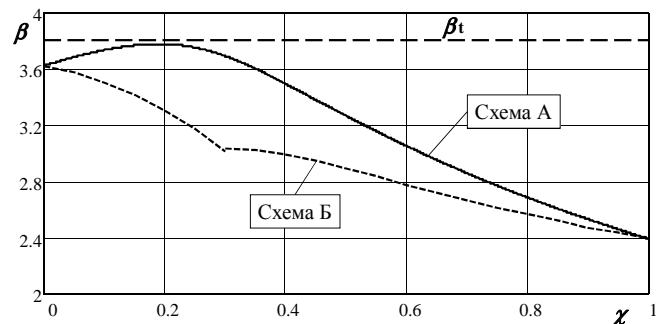


Рис. 1. Индекс надежности β конструкций от параметра нагружения χ

Из рисунка 1 видно, что рекомендованная система частных коэффициентов при доминирующей снеговой нагрузке не может обеспечить требуемый уровень надежности согласно ТКП EN 1990 [1] (требуемое значение $\beta_t = 3,8$ для базового периода 50 лет). Аналогичные результаты получены и для условий Чешской Республики [12].

Видно, что надежность конструкций, запроектированных в соответствии с альтернативными правилами для комбинации усилий ТКП EN 1990 [1], может значительно отличаться. Использование Схемы А для комбинации усилий приводит к более неравномерному изменению индекса надежности по сравнению со Схемой Б.

Основываясь на актуальных значениях коэффициентов чувствительности можно получить значения частных коэффициентов, необходимых для обеспечения требуемого уровня надежности.

$$\gamma_{Ri} = r_{k,i} / F_{Ri}^{-1}[\Phi(-\alpha_{Ri} \times \beta_t)];$$

$$\gamma_{Ei} = F_{Ei}^{-1}[\Phi(-\alpha_{Ei} \times \beta_t)] / e_{k,i}, \quad (8)$$

где $F^{-1}(\cdot)$ - обратная функция распределения; $r_{k,i}$ - характеристическое значение переменных входящих в модель сопротивления; $e_{k,i}$ - характеристическое значение переменных входящих в модель эффекта воздействия (усилия); α_j - коэффициенты чувствительности, полученные с использованием метода FORM; β_t - требуемое значение (целевой) индекс надежности, принятый равным 3,8.

Требуемые значения частных коэффициентов для сопротивления, постоянной и снеговой нагрузки можно получить из следующих выражений:

$$\gamma_{M0} = \gamma_{Rd} \times \gamma_m; \quad \gamma_G = \gamma_{Sd} \times \gamma_g;$$

$$\gamma_Q = \gamma_{Sd} \times \gamma_{\mu} \times \gamma_{S50}, \quad (9)$$

где γ_{Rd} - частный коэффициент, учитывающий погрешности модели сопротивления; γ_{Sd} - частный коэффициент, учитывающий погрешности, касающиеся воздействий и/или модели эффектов от воздействий; γ_m - частный коэффициент для свойства материала (предела текучести), учитывающий возможность неблагоприятных отклонений свойства материала от его характеристического значения; γ_g, γ_{S50} - частные коэффициенты соответственно для постоянной и снеговой нагрузки, учитывающие возможность нежелательного отклонения величины воздействия от репрезентативного значения; γ_{μ} - частный коэффициент безопасности, учитывающий возможность неблагоприятных отклонений для коэффициента формы снеговой нагрузки.

Значения частных коэффициентов получены при помощи выражений (8).

На рисунке 2 представлены требуемые значения частных коэффициентов в зависимости от параметра нагружения χ необходимые для достижения индекса надежности $\beta_t = 3,8$. При рассматриваемых вероятностных моделях для предела текучести и ошибки модели сопротивления, частный коэффициент γ_{M0} изменяется в диапазоне от 0,8 до 0,9.

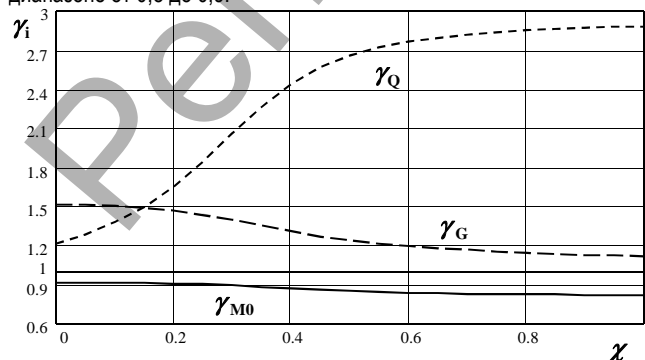


Рис. 2. Требуемые значения частных коэффициентов для обеспечения индекса надежности $\beta_t = 3,8$ при расчетах стальных конструкций

Значения частного коэффициента для постоянной нагрузки γ_G варьируется в пределах от 1,1 до 1,5. Значение частного коэффициента для снеговой нагрузки γ_Q , полученного из актуальных коэффициентов чувствительности, существенно отличается от рекомендуемого значения в ТКП EN 1990 [1]. Полученные частный коэффициент больше рекомендуемого значения ($\gamma_Q = 1,5$) почти для всего диапазона параметра нагружения. Эти данные согласуются с результатами, полученными в работах [12, 13], а отчасти также с результатами, представленными в справочной документации [11] к Еврокоду [1]. Снеговые нагрузки во многих европейских странах аналогичны принятой модели. Следует отметить что значения частного коэффициента γ_{M0} , полученные по актуальным коэффициентам чувствительности, являются меньшими 1, что входит в противоречие с базовыми положениями метода предельных состояний (в постановке метода частных коэффициентов - расчетные значения свойства материала не могут быть больше его характеристических значений). Тогда, принимая в соответствии с Национальным приложением к ТКП EN 1993-1-1 [4] значение $\gamma_{M0} = 1,025$, следует ожидать даже при предварительном оценивании, что значение частного коэффициента для снеговой нагрузки γ_Q будет находиться в интервале от 1,6 до 1,8.

Возможно, при уровне надежности, регламентированном в ТКП EN 1990, более экономичным будет разработка специальных мероприятий для повышения надежности. Необходимо использовать расчеты живучести (robustness) для уменьшения возможного ущерба в результате появления экстремальных значений снеговой нагрузки. Достаточная надежность может быть достигнута адекватной системой связей, повышением сопротивления ключевых элементов, использованием вторичной защиты ключевых элементов и т.д.

Учитывая большую изменчивость и неопределенность снеговой нагрузки, возможно, необходимо выделить расчет на снеговую нагрузку в качестве особого воздействия для легких металлических конструкций.

Следует подчеркнуть, что представленные результаты существенно зависят от принятых моделей для базисных переменных, включая ошибки моделирования сопротивления и эффектов воздействия. Таким образом, результаты, полученные в этом исследовании, следует рассматривать как ориентировочные.

Заключение. Проведенная работа позволяет сделать следующие выводы:

1. Рекомендуемые значения частных коэффициентов не обеспечивают достижения значения целевого индекса надежности, регламентированного базовым документом ТКП EN 1990 при проектировании стальных конструкций для условий Республики Беларусь.
2. Необходимо более детальное исследование вопроса обеспечения надежности строительных конструкций при действии экстремальных снеговых нагрузок, особенно для легких металлических конструкций.
3. Для более точного и достоверного определения значений частных коэффициентов необходимо уточнять вероятностные модели базисных переменных для условий Республики Беларусь.
4. Введение европейских норм, осуществляемое в настоящее время в некоторых странах СНГ, требует внимательного теоретического анализа и апробации.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Еврокод. Основы проектирования конструкций: ТКП EN 1990:2009.
2. Еврокод 1. Воздействия на несущие конструкции: СТБ EN 1991-1-1:2007. - Часть 1-1. Удельный вес, постоянные и временные нагрузки на здания. - Минск: РУП «Стройтехнорм», 2007.
3. Еврокод 1. Воздействия на конструкции: ТКП EN 1991-1-3:2010. - Часть 1-3. Общие воздействия. Снеговые нагрузки.
4. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций: ТКП EN 1993-1-1:2010. - Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий.

5. Тур, В.В. Калибровка значений коэффициентов сочетаний для воздействий при расчетах железобетонных конструкций в постоянных и особых расчетных ситуациях / В.В. Тур, Д.М. Марковский // Строительная наука и техника. – 2009. – № 2 (23). – С. 32–48.
6. Тур, В.В. Обеспечение надежности строительных конструкций в свете требований европейских и национальных нормативных документов по проектированию // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров: сборник научных статей. – Гродно: ГрГУ, 2010. – С. 480–497.
7. Марковский, Д.М. Калибровка значений параметров безопасности железобетонных конструкций с учётом заданных показателей надёжности: автореф. дис. ... канд. техн. наук. – Брест, 2009.
8. Holický, M. Reliability assessment of alternative Eurocode and South African load combination schemes for structural design / M. Holický, J.V. Retief // Journal of the South African Institution of Civil Engineering. – Vol 47. – No 1, 2005. – Pages 15–20.
9. Gulvanessian, H. Eurocodes: using reliability analysis to combine action effects. Proceedings of the Institution of Civil Engineers Structures & Buildings / H. Gulvanessian, M. Holický. – Vol. 158. – No. August 2005. – Issue SB4. – P. 243–252.
10. JCSS Probabilistic Model Code. – Zurich: Joint Committee on Structural Safety, 2001. <www.jcss.byg.dtu.dk>.
11. CEN/TC250 Background Document EC1: Part1: Basis of Design. 2nd draft, ECCS, 1996.
12. Holický, M. Partial Factors for Light-Weight Roofs Exposed to Snow Load. In Bris R., Guedes Soares C., Martorell S. (eds.), Supplement to the Proceedings of the European Safety and Reliability Conference ESREL 2009 / M.Holícky, M. Sykora. – Prague, Czech Republic, 7–10 September 2009. Ostrava: VŠB Technical University of Ostrava, 2009. – P. 23–30.
13. Sadovsky, Z. Probabilistic optimization of partial safety factors for the design of industrial buildings / Z. Sadovsky, D. Pales // International Journal of Reliability, Quality and Safety Engineering. – 2008. – Vol. 15. – No. 5(2008). – P. 411–424.
14. Eurocode 3. Editorial Group Background Documentation to Eurocode No. 3 Design of Steel Structures Part 1 – General Rules and Rules for Buildings, Background Document for Chapter 5 of Eurocode 3, Document 5.01, 1989.

Материал поступил в редакцию 19.04.13

NADOLSKY B.B., TUR V.V. Calibration (determination) of private coefficient for snow loading at calculations of steel designs

Results of calibration of private coefficients are presented in article for snow loading at the parameters of variability accepted in settlement model of resistance of bent steel designs. It is shown that the system of private coefficients accepted in ТКР EN1993-1 doesn't provide demanded level of reliability at design of steel designs and demands adjustment.

УДК 666.973:620.17

Бондарь В.В., Рак Н.А.

МЕТОДИКА РАСЧЕТА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ПРИ МЕСТНОМ СЖАТИИ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ ЛЕГКОГО БЕТОНА, УСИЛЕННЫХ КОСВЕННЫМ АРМИРОВАНИЕМ

Введение. Способ увеличения несущей способности сжатых элементов многоугольного, круглого сечений посредством установки поперечной арматуры для сдерживания поперечных деформаций применяется достаточно давно. При этом на практике наибольшее распространение в сжатых элементах прямоугольного сечения получило косвенное армирование в виде часто размещенных поперечных сварных сеток. Косвенное армирование в виде поперечных сварных сеток широко применяют для местного усиления железобетонных сборных колонн вблизи стыков, а также под анкерами и в зоне анкеровки предварительно напрягаемой арматуры.

Необходимо отметить, что практически все исследования и существующая техническая литература, касающиеся расчетов элементов с применением косвенного армирования, действующий в Республике Беларусь технический нормативный правовой акт по расчету бетонных и железобетонных конструкций СНБ 5.03.01-02 [1] посвящены конструкциям из тяжелых бетонов со средней плотностью от 2000 до 2800 кг/м³. При этом если до настоящего времени проектирование неармированных конструкций из легкого бетона выполнялось по нормам бывшего СССР [2], то для элементов конструкций из легкого бетона с косвенным армированием на данный момент не существует ни одного нормативного документа, регламентирующего бы их расчет.

Анализ содержания доступных источников, в том числе нормативных документов, по расчету и проектированию железобетонных конструкций показал, что во всех из них рассмотрен расчет несущей способности при местном сжатии косвенно армированных элементов из тяжелого бетона. Только в работе [3] предложена расчетная зависи-

мость для оценки несущей способности зоны анкеровки напрягаемой арматуры балок из легкого бетона, косвенно усиленной хомутами.

В настоящее время взамен СНБ 5.03.01-02 находится в стадии окончания разработка группы технических кодексов установившейся практики Республики Беларусь, основным из которых является ТКП «Бетонные и железобетонные конструкции. Строительные нормы проектирования. Часть 1. Основные положения». При этом поставлена задача, чтобы эта группа ТКП распространялась на проектирование конструкций из бетонов со средней плотностью от 1000 до 2800 кг/м³, т.е. в том числе и на легкие бетоны. В числе группы ТКП предусмотрена разработка отдельного ТКП, посвященного правилам проектирования конструкций из легкого бетона. В процессе разработки этого ТКП предстоит провести тщательный анализ существующих методов расчета конструкций из легкого бетона при различных видах напряженно-деформированного состояния, оценить точность и надежность существующих расчетных зависимостей. Исследования, представленные в настоящей статье, посвящены анализу и совершенствованию методов расчета несущей способности элементов из легкого бетона при местном сжатии, армированных поперечными сетками, оценке эффективности применения косвенного армирования в элементах из легкого бетона.

Методика проведения экспериментальных исследований.

Для разработки научно обоснованной методики расчета несущей способности и деформативности при местном сжатии элементов из легкого бетона плотностью от 1000 до 2000 кг/м³, имеющих косвенное армирование поперечными сварными сетками, были выполнены специальные исследования элементов из легкого бетона, изготов-

Бондарь В.В., магистр технических наук, ассистент кафедры «Железобетонные и каменные конструкции» Белорусского национального технического университета.

Рак Н.А., кандидат технических наук, доцент, профессор кафедры «Железобетонные и каменные конструкции» Белорусского национального технического университета.

Беларусь, БНТУ, 220013, г. Минск, ул. Я. Коласа, 1.