

железобетонных балок рассмотренного типа с помощью предложенного способа:

$$\Delta w_0 / w_0 \times 100 = 7,509 \cdot 10^{-2} / 1,163 \times 100 = 6,46 \%$$

Таким образом, для железобетонных балок рассмотренного типа максимальный прогиб от действия равномерно распределенной нагрузки будет определяться по формуле

$$w_0 = \sqrt{-0,2496 + 1,5591q + 0,3130q^2 - 0,04021q^3} \frac{q}{m \omega_0^2} \quad (6)$$

с относительной погрешностью, не превышающей 6,5%.

Заключение

1. Разработан вибрационный способ контроля жесткости балок из физически нелинейного материала, работающих как в упругой, так и в упругопластической стадиях, позволяющий оценивать их максимальный прогиб по основной частоте колебаний в ненагруженном состоянии.
2. Предложенная математическая модель не включает модуля упругости материала балки и ее геометрических размеров. В нее входит всего 3 независимых параметра (нагрузка, масса и основная частота колебаний), что предопределяет достаточно вы-

сокую точность оценки контролируемого параметра. Проведенные экспериментальные исследования железобетонной перемычки типа 2ПБ-26-4 убедительно подтвердили работоспособность предложенной математической модели.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Лужин, О.В. Обследование и испытание сооружений [Текст] / О.В. Лужин, А.Б. Злочевский, И.А. Горбунов, А.Н. Волохов; под ред. О.В. Лукина. – М.: Стройиздат, 1987. – 264 с.
2. Конструкции и изделия бетонные и железобетонные сборные. Методы испытания нагружением и оценка прочности, жесткости и трещиностойкости [Текст]: ГОСТ 8829–94. – М.: Изд-во стандартов, 1994. – 26 с.
3. Коробко, В.И. Изопериметрический метод в строительной механике: Теоретические основы изопериметрического метода – Т. 1. [Текст] / В.И. Коробко. – М.: Изд-во АСВ, 1997. – 390 с.
4. Бетоны. Правила контроля и оценки прочности [Текст]: ГОСТ Р 53231-2008. – М.: Стандартинформ, 2009. – 15 с.
5. Коробко, В.И. Лекции по курсу «Основы научных исследований» [Текст] / В.И. Коробко. – М.: Изд-во АСВ, 2000. – 218 с.

Материал поступил в редакцию 04.06.13

KOLCHUNOV V.I., KALASHNIKOV O.V. Control of rigidity of designs of balochnogo of the type, made of physically nonlinear material

The article presents theoretical grounds of method of maximum deflection rate control of beams being made of material that has physically-nonlinear properties. The results of experimental study of reinforced-concrete link beams of type 2PB-26-4 that provided convincing proof of efficiency of suggested method are given. The analysis of the expected error at the suggested method application showed that for beams of the considered type it will not excess 6%.

УДК 624.046.5/624.014

Надольский В.В., Тур В.В., Голицки М., Сыкора М.

НАДЕЖНОСТЬ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ В СВЕТЕ ТРЕБОВАНИЙ ЕВРОПЕЙСКИХ И РОССИЙСКИХ НОРМАТИВНЫХ ДОКУМЕНТОВ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ

1. Введение. С 2011 года на территории Российской Федерации введены в действие новые своды правил (СП) по расчету строительных конструкций. Вопрос сравнения европейской системы норм (Еврокоды) и нормативных документов Российской Федерации (СП) по расчету строительных конструкций представляет большой интерес в связи с современным процессом гармонизации норм проектирования. Сравнение базовых расчетных положений и уровня надежности, обеспечиваемого этими документами, позволит судить о возможности внедрения Еврокодов на территории России. Данные, полученные из таких исследований и практического опыта применения Еврокодов полезны для разработки национальных приложений, а также для улучшения и гармонизации норм проектирования (Еврокодов, СП).

Ответ на этот вопрос требует достаточно обширных и комплексных исследований. В рамках данных исследования должны быть выполнен анализ базовых положений проектирования, заложенных в систему нормативных документов (таких как правила сочетания нагрузок, система частных коэффициентов); сопоставление основных положений по определению параметров, характеризующих усилия (нагрузки) и несущую способность; анализ отдельных расчетных положений и формул.

В данной статье сделан основной упор на сопоставление параметров моделей сопротивления и усилий для обобщенного стального элемента. Исследована надежность стальных элементов с использованием вероятностных методов. Следует отметить, что сравнение отдельных расчетных положений и проверочных формул требует дополнительных исследований. В статье выполнена оценка уровня надежности конструкций с применением методов теории надежности 1-го порядка.

2. Детерминированный расчет. В основу Еврокодов и СП положен метод предельных состояний с использованием системы частных коэффициентов. Общая формулировка проверки стального конструктивного элемента по EN 1993-1-1 [1] и СП 16.13330 [2] имеет схожий характер (таблица 1).

Таблица 1. Проверки прочности и устойчивости конструктивного элемента

	Проверка по прочности	Проверка по устойчивости
[1]	$E_d \leq z \cdot f_y / \gamma_{M0}$	$E_d \leq z \cdot \chi \cdot f_y / \gamma_{M1}$
[2]	$\gamma_n \cdot C_m / z \leq \gamma_c \cdot R_y = \gamma_c \cdot R_{yn} / \gamma_m$	$\gamma_n \cdot C_m / (\varphi \cdot z) \leq \gamma_c \cdot R_y$

В таблице приняты следующие обозначения: E_d и C_m – расчетный эффект воздействия (усилие), см. 2.2; z – геометрическая характеристика поперечного сечения элемента (площадь, момент сопротивления); χ и φ – понижающие коэффициенты для соответствующей формы потери устойчивости; f_y – характеристическое значение (characteristic value) предела текучести стали; R_y – расчетное значение предела текучести; R_{yn} – нормативное значение предела текучести; γ_{M0} – частный коэффициент для проверки сечения (проверка предельного состояния по прочности); γ_{M1} – частный коэффициент для проверки элемента (проверка предельного состояния по устойчивости); γ_c – коэффициент условий работы; γ_n – коэффициент надежности по ответственности здания.

Надольский В.В., Белорусский национальный технический университет.

Голицки М., Сыкора М., Чешский технический университет в Праге, Институт Клокнера.

2.1 Сопоставление параметров, характеризующих сопротивление элемента. Существуют некоторые отличия в определении характеристик поперечного сечения при учете пластической стадии работы материала и при учете потери местной устойчивости. В EN 1993-1-1 [1] возможность развития пластических деформаций учитывается непосредственным вычислением пластических моментов сопротивления, а в СП 16.13330.2011 [2] производится с помощью коэффициентов c_x, c_y . В [1] для учета потери местной устойчивости определяют характеристики редуцированного сечения, а в [2] оперируют сопоставлением критических напряжений с действующими.

В определении коэффициентов χ [1] и φ [2] имеется ряд отличий (учет несовершенств, определение расчетной длины и другие). Сопоставление этих величин требует отдельного изучения, и по этой причине в данной работе проверки устойчивости не рассматриваются.

В соответствии с EN 1990 [4] характеристическое значение предела текучести стали f_y назначается с обеспеченностью не ниже 0,95, что соответствует определению нормативного значения предела текучести R_{yk} по ГОСТ 27772 [5]. Согласно [2] расчетное значение предела текучести R_y определяется делением нормативного значения R_{yk} на коэффициент надежности по материалу γ_m . Значение коэффициента γ_m принимается в зависимости от государственного стандарта или технических условий на прокат. Для упрощения примем γ_m равным 1,025, как для проката по ГОСТ 27772 [5].

Частные коэффициенты γ_{M0} и γ_{M1} относятся ко всей правой части неравенства (сопротивление) для проверок прочности и устойчивости соответственно. Эти коэффициенты учитывают неопределенности базисных переменных (basic variables), входящих в модель сопротивления (такие как неблагоприятные отклонения свойств материалов от его характеристического значения, погрешности модели сопротивления и ряд других). Примем рекомендуемые значения этих коэффициентов согласно [1] $\gamma_{M0} = 1$; $\gamma_{M1} = 1$.

В [2] используется коэффициент условий работы γ_c для учета особенностей действительной работы стали, элементов конструкций и их соединений, имеющие систематический характер, но не отражаемые непосредственно в расчетах [6]. Для упрощения примем $\gamma_c = 1$.

На основании вышесказанного, на данном этапе сопоставления приняты следующие допущения:

1. Рассматривается только упругая работа элементов.
2. Рассматриваются только проверки прочности.

2.2 Сопоставление правил сочетания нагрузок. Согласно EN 1990 [4] и СП 20.13330 [3] расчетное усилие определяется для наиболее неблагоприятного сочетания нагрузок. Для дальнейшего сопоставления рассмотрены правила составления сочетаний нагрузок в постоянных расчетных ситуациях для случая, когда действуют постоянная G , доминирующая (leading action) Q_1 и сопутствующая (accompanying action) Q_2 переменные нагрузки. В качестве переменных нагрузок рассмотрены полезная и снеговая нагрузки. Как правило, конструкции подверженные воздействию снеговой нагрузки, обладают меньшей надежностью, чем конструкции под воздействием ветра [19]. А также её сопоставление в общем виде очень трудоемко и требует отдельного изучения.

Сочетания нагрузок согласно EN 1990. В EN 1990 [4] для сочетания нагрузок предложены альтернативные схемы, обозначенные далее как Схема А и Б. Для сочетания эффектов (усилий) от воздействий (effect of action) предполагается линейное поведение конструктивного элемента.

Используя формулу (6.10) [4] расчетное значение усилия E_d при сочетании постоянной и двух переменных нагрузок можно записать в следующем виде (Схема А):

$$E_d = \gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \gamma_{Q,2} \psi_{0,2} Q_{k,2}. \quad (1)$$

В [4] предложена альтернативная схема сочетания с использованием двух выражений (6.10а) и (6.10б), переписав данные выражения для принятых условий, получим следующие формулы (Схема Б):

$$E_d = \gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \gamma_{Q,2} \psi_{0,2} Q_{k,2}, \quad (2)$$

$$E_d = \xi \gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \gamma_{Q,2} \psi_{0,2} Q_{k,2}. \quad (3)$$

Менее благоприятное усилие из (2) и (3) принимается для дальнейших расчетов.

Символы G_k, Q_k обозначают нормативные значения постоянной и переменной нагрузок, назначенные по [4]. Согласно [4] коэффициенты γ_G и ξ принимаются равными 1,35 и 0,85 соответственно. Отметим, что согласно [4], частные коэффициенты для переменных нагрузок (независимо от вида нагрузки) равны $\gamma_Q = 1,5$. Коэффициент сочетаний ψ_0 для снеговой и полезной нагрузки по [4] принимается соответственно равным 0,5 и 0,7.

В [4] допускается использовать схему Б с упрощением выражения (2), рассматривая только постоянную нагрузку, и далее по аналогии со схемой Б выбирается менее благоприятное усилие из двух выражений. В статье не рассматривается данная схема сочетания усилий, т.к. она обеспечивает меньший уровень надежности, чем схемы А и Б [8, 9], и используется только в нескольких странах.

Сочетания нагрузок согласно СП 20.13330. Рассмотрим основное сочетание нагрузок согласно п.6.2 [3] для определения расчетного значения результирующего усилия. В статье не рассматриваются длительные эффекты, в этом случае полезная и снеговая нагрузки относятся к кратковременным. Запишем основное сочетание нагрузок в обозначениях аналогичных EN 1990 [4] для принятых условий (Схема В):

$$C_m = \gamma_G^* G_k^* + \gamma_{Q,1}^* \psi_{t,1} Q_{k,1}^* + \gamma_{Q,2}^* \psi_{t,2} Q_{k,2}^* \quad (4)$$

Символы G_k^*, Q_k^* обозначают нормативные значения постоянной и переменных нагрузок. Коэффициент надежности γ_G^* для постоянной нагрузки зависит от составляющих компонентов этой нагрузки. Усреднено примем $\gamma_G^* = 1,2$. Коэффициент надежности для переменной нагрузки назначается в зависимости от её вида. Коэффициент надежности для снеговой нагрузки согласно 10.12 [3] принимается равным 1,4. Коэффициент надежности для полезной нагрузки по 8.2.2 [3] принимается равным: 1,3 при полном нормативном значении – менее 2,0 кПа; 1,2 при полном нормативном значении – 2,0 кПа и более. Коэффициенты сочетания для доминирующей $\psi_{t,1} = 1$ и сопутствующей $\psi_{t,2} = 0,9$ нагрузок приняты согласно 6.4 [3].

Отличия в классификации нагрузок и в способах назначения нормативных значений отражены в пункте 2.4.

2.3 Дифференциация уровней надежности. В [4] для дифференциации уровней надежности, как один из вариантов, предложено применение скорректированных частных коэффициентов по нагрузке γ_F , используемых в базовых сочетаниях для постоянной расчетной ситуации. Корректировку производят, вводя множитель k_F для неблагоприятных воздействий. Согласно ГОСТ Р 54257 [10] для учета ответственности зданий и сооружений (социальных, экономических и экологических последствий наступления предельного состояния) используется коэффициент надежности по ответственности γ_n . Учитывая сходства в определении классов надежности по [4] и классов ответственности по ГОСТ Р 54257 [10], примем для расчета соответственно $k_F = 1$ (RC2) и $\gamma_n = 1$ (Класс 2).

2.4 Сопоставление параметров, характеризующих усилия

Постоянная нагрузка

Определение характеристического [11] и нормативного [3] значений постоянной нагрузки носит одинаковый характер, поэтому $G_k = G_k^*$.

Снеговая нагрузка

В данном пункте выполнено сопоставление снеговой нагрузки (определения соотношения между снеговой нагрузкой), вычисленной согласно [12] и [3] для наиболее распространенных случаев применения металлических конструкций. Отметим, что существуют различия не только в коэффициентах, но и в схемах распределения снеговой нагрузки.

Согласно [12] характеристическое значение снеговой нагрузки на покрытие определяется по формуле:

$$S_k = s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k, \quad (5)$$

где μ_i – коэффициент формы снеговых нагрузок (shape coefficient of the snow load); C_e – коэффициент окружающей среды (exposure coefficient); C_t – температурный коэффициент (thermal coefficient); s_k – нормативное значение снеговой нагрузок на грунт.

Нормативное значение снеговой нагрузки на покрытие согласно [3] определяется по формуле:

$$S_k^* = S_0 = 0,7 \cdot c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g, \quad (6)$$

где μ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие; c_e – коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов; c_t – термический коэффициент; S_g – вес снегового покрова на 1 м² горизонтальной поверхности земли.

Коэффициенты μ_i , C_e и C_t [12] имеют одинаковый физический смысл с коэффициентами μ , c_e и c_t [3]. Для некоторых частных случаев значения этих коэффициентов отличаются. Коэффициенты C_e (c_e) и C_t (c_t) приняты равными единице. Значения коэффициентов $\mu_i = 0,8$ [12] и $\mu = 1$ [3] приняты для здания с односкатным покрытием с уклоном менее 30°.

Подставим значения коэффициентов формулы (5) и (6) и получим соотношение нормативных и характеристических значений снеговых нагрузок на покрытие:

$$S_k^* / S_k = 0,7 S_g / 0,8 s_k = 0,875 S_g / s_k. \quad (7)$$

Согласно [4, 12] в качестве характеристического значения снеговой нагрузки S_k принято значение, превышаемое в среднем один раз в 50 лет или с годовой вероятностью превышения 0,02. Приняв двойной экспоненциальный закон распределения Гумбеля для ежегодных максимумов веса снегового покрова, можно выразить характеристическое значение снеговой нагрузки через среднее значение $\mu_{s,1}$ и коэффициент вариации $V_{s,1}$ годовых максимумов:

$$s_k = S_{0,02} = \mu_{s,1} \left\{ 1 - \left[0,45 + 0,78 \ln(-\ln(1-0,02)) \right] V_{s,1} \right\}. \quad (8)$$

Согласно п.10.2 [3] значение S_g следует принимать как превышаемый в среднем один раз в 25 лет ежегодный максимум веса снегового покрова. Используя двойной экспоненциальный закон распределения Гумбеля для ежегодных максимумов веса снегового покрова, получим выражение для определения S_g :

$$S_g = S_{0,04} = m_{s,1} \left\{ 1 - \left[0,45 + 0,78 \ln(-\ln(1-0,04)) \right] V_{s,1} \right\}. \quad (9)$$

Для обширной территории Российской Федерации коэффициент вариации годовых максимумов веса снегового покрова на поверхности земли может принимать значения от 0,3...0,5 в районах со стабильным снеговым покровом до 0,7...1,0 в районах с неустойчивым снеговым покровом [17, 22]. По данным документа [6] коэффициент вариации для снеговой нагрузки при использовании вероятностных методов расчета может быть принят от 0,3 до 0,45, соответственно для снеговых районов от V до I. Для общего анализа рассмотрим значения коэффициента вариации, равные 0,3 и 0,5. Тогда соотношение нормативных значений снеговых нагрузок на покрытие S_k^* / S_k составляет 0,79 и 0,77 соответственно для коэффициентов вариации 0,3 и 0,5.

Полезная нагрузка. Анализ нормативных значений полезной нагрузки по таблице 8.3 [3] и по таблице 6.2 [11] позволяет принять $Q_k^* = Q_k$. Хотя для ряда помещений это соотношение отличается. Например, для жилых помещений нормативное значение полезной нагрузки согласно [3] равно 1,5 кПа, а по [11] принимается в пределах 1,5–2 кПа, при этом рекомендуемое значение равно 2 кПа.

Различия в определении нормативных значений и частных коэффициентов в соответствии с СП и Еврокодами представлены в таблице 2.

Таблица 2. Сравнение нормативных значений и частных коэффициентов

Параметры	Нормативные значения	Частные коэффициенты Еврокоды СП	
Постоянная нагрузка	$G_k^* / G_k = 1$	$\gamma_G = 1,35;$ $\xi = 0,85$	$\gamma_G^* = 1,2$
Полезная нагрузка	$Q_k^* / Q_k = 1$	$\gamma_Q = 1,5;$ $\psi_{0,Q} = 0,7$	$\gamma_Q^* = 1,3$ или 1,2; $\psi_{t,1} = 1$ или $\psi_{t,2} = 0,9$
Снеговая нагрузка	$S_k^* / S_k = 0,79$ или 0,77	$\gamma_S = 1,5;$ $\psi_{0,S} = 0,5$	$\gamma_S^* = 1,4;$ $\psi_{t,1} = 1$ или $\psi_{t,2} = 0,9$
Предел текучести	$R_{yn} / f_y = 1$	$\gamma_{M0} = 1$	$\gamma_c = 1;$ $\gamma_m = 1,025$
Дифференциация надежности	–	$k_{FI} = 1$	$\gamma_n = 1$

3 Анализ надежности

3.1 Функция состояния. Для рассматриваемых предельных состояний несущей способности (проверки прочности) в общем виде вероятностная функция состояния $g(X)$, характеризующая запас прочности конструктивного элемента, может быть записана в следующем виде:

$$g(X) = z_f K_R - (G + Q_{1,50лет} + Q_{2,1год}) K_E, \quad (10)$$

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 и математических упрощений этой модели.

Для сочетания переменных во времени нагрузок принято правило Turkstra [7]. Доминирующая переменная нагрузка описана распределением для периода отнесения 50 лет. Для упрощения при описании сопутствующей переменной нагрузки принято распределение для годового периода времени.

3.2 Вероятностные модели базисных переменных

Предел текучести

Предел текучести стали – важная переменная модели сопротивления, оказывающая существенное влияние на результаты вычислений. Это требует наиболее точного и достоверного определения статистических параметров распределения с учетом применяемых статей на территории Российской Федерации. В качестве первого приближения примем логнормальный закон распределения со средним $\mu_{fy} = f_y \exp(1,65 V_{fy})$ и коэффициентом вариации $V_{fy} = 0,08$.

Ошибки моделей

Для описания ошибок моделей принято логнормальное распределение [20]. Приняты параметры ошибки сопротивления для прокатного сечения подверженного действию изгибающего момента относительно главной оси и раскрепленного от потери устойчивости.

При этом среднее значение 1,15 и коэффициентом вариации 0,05 приняты по данным, приведенным в справочном документе к Еврокоду 3 [21]. Статистические параметры ошибки модели усилий назначены согласно [20].

Постоянная нагрузка

Для постоянной нагрузки наиболее часто используемым законом распределения является нормальный, который хорошо согласуется с теоретическими предпосылками и экспериментальными данными. Согласно [3], [11] нормативное 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 принят равным $V_G = 0,1$.

Снеговая нагрузка

Для снеговой нагрузки достаточно точной и наиболее распространенной является вероятностная модель последовательности годовых максимумов снеговой нагрузки. Результаты многочисленных исследований [17, 22] свидетельствуют о возможности описания таких последовательностей двойным экспоненциальным законом распределения (Гумбеля), также данное распределение рекомендовано в международном стандарте ISO 4355 [13].

Статистические параметры распределения Гумбеля для различных периодов можно найти по формулам:

$$\mu_{S,T} = \mu_{S,1} [1 + 0,78 \ln(T) V_{S,1}], \quad (11)$$

$$\sigma_{S,T} = \sigma_{S,1}. \quad (12)$$

Для периода отнесения $T = 50 \text{ лет}$ параметры функции распределения (среднее $\mu_{S,50}$, коэффициентов вариации $V_{S,50} = \sigma_{S,50} / \mu_{S,50}$) при коэффициентах вариации годовых максимумов снеговой нагрузки $V_{S,1}$, равных 0,3 и 0,5, представлены в таблице 3.

Полезная нагрузка

Вероятностная модель полезных нагрузок не имеет строгой зависимости от территориальных особенностей района строительства, поэтому возможно использовать данные в ряде других стран. В большинстве работ [14, 16, 8, 9], связанных с вероятностными расчетами для вероятностной модели переменных полезных нагрузок, используются статистические параметры, опубликованные в нормах JCSS [20], использующие вероятностные методы расчета. Можно отметить, что эти модели хорошо согласуются с отечественными исследованиями, опубликованными в 80-х годах Снарским, Райзером, Булычевым и др. [17, 18, 22].

Все вероятностные модели, используемые для расчетов, приведены в таблице 3.

Таблица 3. Вероятностные модели базисных переменных

Переменная	Распред.	μ_x	V_x
Постоянная нагрузка	Normal	G_k	0,1
Полезная нагрузка (50лет)	Gumbel	$0,6Q_k$	0,35
Снеговая нагрузка (50лет)	Gumbel, $V_{S,1} = 0,3$ $V_{S,1} = 0,5$	$1,08S_k$	0,16
		$1,10S_k$	0,20
Снеговая нагрузка (1год)	Gumbel, $V_{S,1} = 0,5$	$0,44S_k$	0,5
Предел текучести	LogNormal	$1,14f_y$	0,08
Ошибка модели сопротивления	LogNormal	1,15	0,05
Ошибка модели воздействия	LogNormal	1	0,1

4 Сравнение индексов надежности. Для оценки уровня надежности использовался метод теории надежности 1-го порядка (FORM, см. [4]). Для анализа различных соотношений нагрузок использованы безразмерные параметры нагружения χ и k . Параметр нагружения

χ представляет собой долю переменных воздействий в полной величине воздействий:

$$\chi = (Q_{k,1} + Q_{k,2}) / (G_k + Q_{k,1} + Q_{k,2}). \quad (13)$$

Параметр нагружения χ может изменяться практически от 0 (подземные конструкции, фундаменты) до 1 (локальные эффекты в подкрановых балках). Но для стальных конструкций наиболее распространенные значения параметра нагружения χ от 0,4 до 0,8 [15].

Параметр нагружения k характеризует соотношение между сопутствующей и доминирующей нагрузкой:

$$k = Q_{k,2} / Q_{k,1}. \quad (14)$$

Рассмотрены три варианта сочетания переменных нагрузок:

- Для варианта 1 рассматривается только постоянная и полезная нагрузка ($k=0$).
- Для варианта 2 рассматривается только постоянная и снеговая нагрузка ($k=0$).
- Для варианта 3 в качестве доминирующего воздействия рассматривается полезная нагрузка, а в качестве сопутствующего воздействия – снеговая ($k=0,9$).

Для сравнения были построены графики зависимости индекса надежности β от параметра нагружения χ для базового периода 50 лет. На рисунке 1 представлена зависимость $\beta-\chi$ при действии постоянной и полезной нагрузки (вариант 1). Для сочетания усилий по Схеме В принято два значения коэффициента надежности γ_Q (см. пункт 2.2). На рисунке 2 представлена зависимость $\beta-\chi$ при действии постоянной и снеговой нагрузки (вариант 2). Для снеговой нагрузки принят коэффициент вариации годовых максимумов веса снегового покрова равным $V_{S,1} = 0,5$. Дополнительно для сочетания усилий по Схеме В представлены зависимости $\beta-\chi$ при коэффициенте вариации $V_{S,1}$ равном 0,3.

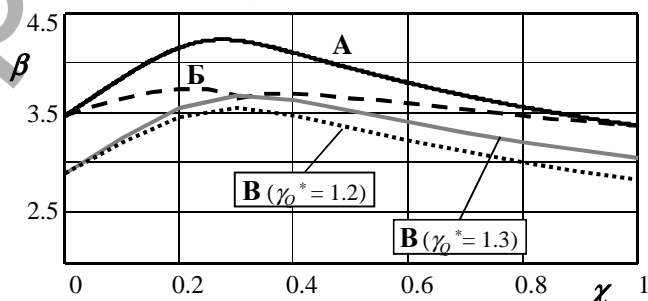


Рис. 1. Зависимость индекса надежности конструкций от параметра нагружения при действии постоянной и полезной нагрузки (вариант 1)

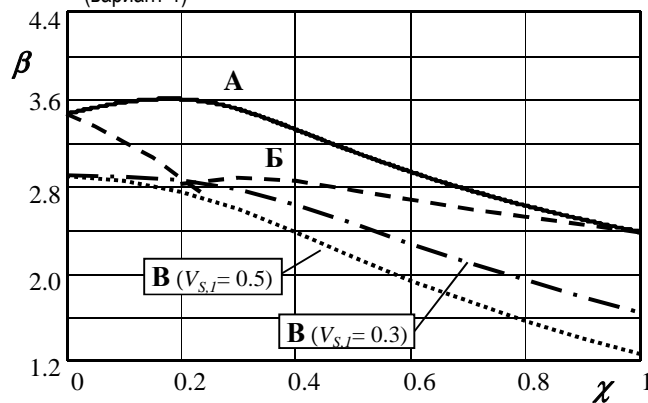


Рис. 2. Зависимость индекса надежности конструкций от параметра нагружения при действии постоянной и снеговой нагрузки (вариант 2)

На рисунке 3 представлен график зависимости $\beta - \chi$ при действии постоянной, полезной и снеговой нагрузки (вариант 3). Отношение снеговой нагрузки к полезной принято 0,9. Для снеговой нагрузки принят коэффициент вариации годовичных максимумов веса снегового покрова равным $V_{S,1} = 0,5$.

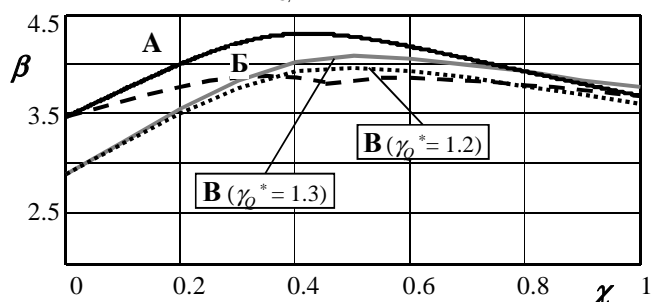


Рис. 3. Зависимость индекса надежности конструкций от параметра нагружения для варианта 3 при $K = 0,9$

Из представленных графиков можно констатировать следующие особенности:

- Надежность конструкций при воздействии снеговой нагрузки, запроектированных согласно СП и Еврокодам, ниже, чем при воздействии полезной нагрузки.
- Российская система нормативных документов (СП) по расчету стальных конструкций обеспечивает меньший уровень надежности по сравнению с европейской (Еврокоды). За исключением случаев, когда сочетаются близкие по величине переменные нагрузки.
- Схемы сочетания нагрузок А и В приводят к подобному изменению индекса надёжности в зависимости от параметра нагружения.
- При данных вероятностных моделях базисных переменных и принятой системе частных коэффициентов расчеты согласно Еврокодам не обеспечивают требуемый уровень надежности по EN 1990 [4].
- В СП не регламентирован требуемый уровень надежности, поэтому невозможно сделать заключение о том, обеспечена или нет требуемая надежность.

Заключения. В ходе проделанной работы получено первое приближенное сопоставление европейских и российских норм проектирования стальных конструкций с точки зрения обеспечиваемого уровня надежности.

По результатам данной работы можно сделать следующие выводы:

- Российская система нормативных документов по расчету стальных конструкций обеспечивает меньший уровень надежности по сравнению с европейской (Еврокоды). Основной причиной является разная обеспеченность нормативных значений нагрузок и отличия в системе частных коэффициентов.
- В российской системе нормативных документов не регламентированы показатели надежности, что не позволяет говорить об обеспечении требуемого уровня надежности. Это усложняет применение вероятностных методов расчета и дальнейшего развития метода частных коэффициентов.
- В российской системе нормативных документов более дифференцированная система частных коэффициентов, которая позволяет учесть в проверках более разнообразные условия.
- Надежность конструкций при воздействии снеговой нагрузки, запроектированных согласно СП и Еврокодам, существенно ниже, чем при воздействии полезной нагрузки.

Для более точного и достоверного определения уровня надежности (вероятности отказа, индекса надежности) необходимо уточнить вероятностные модели базисных переменных. В частности в первую очередь для предела текучести и переменных нагрузок. Выявление требуемого уровня надежности для отечественных документов с учетом сложившейся практики проектирования. Для получения более общих результатов сравнения надежности необходимо выполнить анализ с учетом ветрового воздействия.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. EN 1993-1-1 Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1–1: General rules and rules for buildings – Brussels: European Committee for Standardization, 2005.
2. Стальные конструкции (Актуализированная редакция СНиП II-23-81*): СП 16.13330.2011. – М., 2011.
3. Нагрузки и воздействия (Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85): СП 20.13330.2011. – М., 2011.
4. Basis of structural design: EN 1990 Eurocode. – Brussels: European Committee for Standardization, 2002.
5. Прокат для строительных стальных конструкций. Общие технические условия: ГОСТ 27772-88.
6. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II - 23-81* «Стальные конструкции») / ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 148 с.
7. Turkstra, C.J. Theory of Structural Design Decisions, SM Studies Series. – No. 2. – Ontario, Canada: Solid Mechanics Division, University of Waterloo, 1970.
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. Holicky. – Vol. 158. – No. August 2005, Issue SB4. – Pages 243–252.
10. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения и требования: ГОСТ Р 54257
11. Actions on structures: EN 1991-1-1 Eurocode 1. Part 1-1: General actions. Densities, self-weight, imposed loads for buildings – Brussels: European Committee for Standardization, 2002.
12. Actions on structures: EN 1991-1-3 Eurocode 1. Part 1-3: General actions – Snow loads – Brussels: European Committee for Standardization, 2003.
13. Bases for design of structures: ISO 4355:1998. Determination of snow loads on roofs. International Organisation for Standardisation, TC 98/SC 3.
14. 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.
15. Holicky, 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. Holicky, M. Sykora – Prague, Czech Republic, 7–10 September 2009. Ostrava: VŠB Technical University of Ostrava, 2009. – P. 23–30.
16. Марковский, Д.М. Калибровка значений параметров безопасности железобетонных конструкций с учётом заданных показателей надёжности: автореф. дис. ... канд. техн. наук. – Брест, 2009.
17. Булычев, А.П. Временные нагрузки на несущие конструкции зданий торговли // Строительная механика и расчет сооружений. – 1989. – № 3. – С. 57–59.
18. Гордеев, В.Н. Нагрузки и воздействия на здания и сооружения / В.Н. Гордеев, А.И. Лантух-Лященко, В.А. Пашинский, А.В. Перельмутер, С.Ф. Пичугин; под общ. ред. А.В. Перельмутера. – Москва: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2007. – 482 с.
19. Sýkora, M. Comparison of load combination models for probabilistic calibrations. In Faber M.H., Köhler J., Nishijima K. (eds.), Proceedings of 11th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering ICASP11 / M. Sýkora, M. Holický – 1–4 August, 2011. – ETH Zurich, Switzerland. Leiden (The Netherlands): Taylor & Francis/Balkema, 2011. – P. 977–985.
20. JCSS Probabilistic Model Code, Zurich: Joint Committee on Structural Safety, 2001. <www.jcss.byg.dtu.dk>.
21. 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.
22. Райзер, В.Д. Методы теории надежности в задачах нормирования расчетных параметров строительных конструкций. – М.: Стройиздат, 1986. – 192 с.

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):

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