

а температура $18 \pm 4^\circ\text{C}$. Хотя массивность сечений образцов и предопределяла их пониженную чувствительность к колебаниям режима, существенно влияющего лишь на термовлажностное состояние поверхностных слоев, все открытые поверхности древесины рабочих и контрольных образцов были влагоизолированы слоем эпоксидной мастики толщиной 0,5 мм.

Загружение образцов серии I и III осуществлялось в пружинных установках, а серии II – балластом. Величина постоянной во времени испытательной нагрузки F принималась такой, чтобы нормальные напряжения $\sigma_d = F/b \cdot h$ для образцов I и II серий и скалывающие $\tau_d = F_v/2l_p \cdot h$ для серий III не превышали соответствующих значений расчетных сопротивлений древесины первого сорта по ТКП 45-5.05-146-2009. В процессе испытаний, продолжительность которых ограничивалась временем затухания деформаций ползучести, полные деформации измерялись стационарно установленными на образцах с базой l_p индикаторами часового типа с ценой деления 0,001 мм. В образцах серий I и II регистрировались продольные и поперечные деформации, а в образцах III серии – вертикальные перемещения u средних стальных плит относительно крайних, по которым определялись сдвиговые деформации $\gamma = u/b$.

На основании упруго-мгновенных деформаций в начальный момент загрузки определялись упругие характеристики, которые для главных осей анизотропии древесины в среднем оказались равными: $E_0^+ = 12200$ МПа; $E_0^- = 11860$ МПа; $E_{90}^+ = 506$ МПа; $E_{90}^- = 523$ МПа; $\mu_{90,0} = 0,55$; $\mu_{0,90} = 0,03$; $E_{0,v} = 681$ МПа; $E_{90,v} = 280$ МПа. Следует отметить, что независимо от величины угла α и вида напряженного состояния все полученные экспериментальные зависимости $\varphi(t)$ хорошо аппроксимируются единым выражением $\varphi(t) = \varphi_0 [1 - \exp(-\gamma t)]$, где γ – коэффициент формы кривой ползучести, изменяющийся в пределах $0,045 \div 0,055$; φ_0 – предельная характеристика ползучести.

Полученные данные показали, что максимальная скорость деформаций ползучести клееной древесины наблюдается в первый месяц и стремится к нулю к концу третьего месяца испытаний. Установлено также, что значения $\varphi(t)$, равно как и упругих постоянных, мало зависят от знака напряжений. Как известно, степень анизотропии упругости древесины характеризуются величиной отношений E_0/E_{90} , $E_{0,v}/E_{90,v}$ и $E_0/E_{0,v}$ [8]. Если для упругих характеристик эти отношения оказались соответственно равными 24; 2,5 и 17, то для длительных модулей, вычисленных на основании известного выражения $E_{ан.} = E/(1 + \varphi_0)$, они составили 38; 3,1 и 19. Это свидетельствует о том, что анизотропия ползучести древесины выражена более ярко, чем анизотропия упругих свойств. Существенно, что в обоих случаях

зависимость модулей от величины угла α аппроксимируется одинаковыми тензорными соотношениями, приведенными в работе [8]. Что же касается коэффициента Пуассона, то согласно экспериментальным данным величина $\mu_{90,0}(t)$ с течением времени остается практически неизменной, а $\mu_{0,90}(t)$ снижается примерно в 1,5÷2 раза. При этом реологические деформационные характеристики подчиняются для углов α , отличных от 0° и 90° , известным соотношением податливости линейно вязкоупругих ортотропных тел [9].

Полученные данные отражают деформационные свойства клееной древесины, влажность которой согласно ТКП 45-5.05-146-2009 соответствует стандартной (12 %). При определении характеристик ползучести для других значений равновесной влажности, которая в процессе эксплуатации может изменяться по произвольным законам, рекомендуется пользоваться данными работы [10].

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Иванов, А.М. Ползучесть древесины: автореф. дис. ... д-ра техн. наук. – М., 1960. – 38 с.
2. Иванов, Ю.М. Снижение прочности древесины при циклическом изменении стесненных влажностных деформаций / Ю.М. Иванов, Ю.Ю. Славик, А.К. Цветков – Изв. вузов // Лесной журнал. – 1989. – № 5. – С. 85–89.
3. Иванов, Ю.М. Длительная прочность древесины при растяжении поперек волокон / Ю.М. Иванов, Ю.Ю. Славик – Изв. вузов // Строительство и архитектура. – 1986. – № 10. – С. 22–25.
4. Ржаницын, А.Р. Теоретические предпосылки к построению методов расчета деревянных конструкций во времени. // Исследования прочности и деформативности древесины. – М.: Госстройиздат, 1965. – С. 21–31.
5. Ржаницын, А.Р. Теория ползучести. – М.: Стройиздат, 1968. – 418 с.
6. Ржаницын, А.Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность. – М.: Стройиздат, 1978. – 240 с.
7. Линьков, И.М. Исследование прочности и деформативности плит покрытий с деревянным каркасом // Экспресс-информация. Серия II. Строительные конструкции. – Вып. 9. – М., 1983. – С. 17–21.
8. Ашкенази, Е.К. Анизотропия конструкционных материалов: справочник / Е.К. Ашкенази, Э.В. Ганов – Л.: Машиностроение, 1980. – 190 с.
9. Фудзин, Т. Механика разрушения композиционных материалов / Т. Фудзин, М. Дзак – М.: Мир, 1982. – 271 с.
10. Орлович, Р.Б. О сопротивлении осевому сжатию деревянных стержней, эксплуатируемых в условиях изменчивого температурно-влажностного режима / Р.Б. Орлович, А.С. Левчук – Изв. вузов // Строительство и архитектура. – 1985. – № 9. – С. 17–22

Материал поступил в редакцию 13.01.14

SHEVCHUK V.L., ZHARKEVICH I.F. Pilot studies of rheological properties of glued wood

The technique of tests of glued wooden samples on long compression, stretching and a skalyvaniye is stated at various orientation of fibers. The analysis of experimental data and the main regularities of deformation of wood taking into account anisotropy of elastic and rheological properties is made. Results are recommended for use in calculations of a difficult tension of wooden designs at an assessment of their long durability.

УДК 624.012

Желткович А.Е., Давыдюк А.И.

ОЦЕНКА НАПРЯЖЕНИЙ В БЕТОНЕ МОНОЛИТНЫХ ПЛИТ НА ОСНОВАНИИ В УСЛОВИЯХ ВЫНУЖДЕННЫХ ДЕФОРМАЦИЙ УСАДКИ ПОЛУЧЕННЫХ ПО РАЗЛИЧНЫМ РАСЧЁТНЫМ МОДЕЛЯМ

Введение. Известно, что бетон является упругопластическим материалом, в особенности это свойство проявляется, когда бетон находится на начальной стадии формирования структуры, а огра-

ничивающая связь, сдерживающая перемещения, достаточно большая. Если деформации бетона развиваются быстро, при достаточно большой жёсткости связи, упругий расчёт напряжений будет давать

Желткович Андрей Евгеньевич, к.т.н., доцент кафедры сопротивления материалов и теоретической механики Брестского государственного технического университета.

Давыдюк А.И., магистрант технических наук Брестского государственного технического университета. Беларусь, БрГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.

погрешность из-за неучтённой релаксации напряжений, являющейся следствием проявления пластических деформаций. Отметим, что это свойство проявляется как бетоне претерпевающем усадку так и в расширяющемся бетоне.

Существующие методики расчёта напряжений базируются на эмпирических зависимостях устанавливающих связь между напряжением, вынужденными деформациями (усадки, расширения), коэффициентом ползучести бетона или функцией ползучести. Авторский метод расчёта напряжений отличается, тем, что оперирует разницей относительных деформаций (свободных и связанных).

С учётом релаксации напряжений, являющейся следствием проявления пластических деформаций, напряжения определяют исходя из зависимости (1), в соответствии с моделью (Westman) [5], учитывающей коэффициент ползучести бетона, или зависимости (6) по модели (Bazant, Panula) [6] через функцию ползучести (7)).

Расчет напряжений по модели (WESTMAN) [6]. Зависимость между напряжениями и связными относительными деформациями бетона выражена через характеристику ползучести:

$$\varepsilon \Delta(t_{load}, t_0) = \left(\frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\Phi(t_{load}, t_0)}{E_{c,28}} \right) \cdot \sigma_c(t_{load}, t_0), \quad (1)$$

где $\varepsilon \Delta(t_{load}, t_0)$ – разницы относительных деформаций (свободных и связанных);

$\sigma_c(t_{load}, t_0)$ – напряжение в бетоне (МПа);

t_{load} – время, в течение которого бетон конструкции деформируется под нагрузкой;

t_0 – время от начала затворения бетона водой до момента приложения нагрузки, в днях;

$E_c(t_0), E_{c,28}$ – соответственно модули упругости бетона для начального возраста бетона и в возрасте 28 суток (МПа);

$\Phi(t_{load}, t_0)$ – характеристика ползучести бетона, определяемая из зависимости (2) в соответствии с [5].

$$\Phi(t_{load}, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta(t_{load}) \cdot \beta_\varphi(t_0), \quad (2)$$

где φ_0 – рекомендуемый коэффициент ползучести бетона, зависящий от состава бетона;

$\beta(t_{load})$ – коэффициент, учитывающий развитие деформаций ползучести во времени, определяемый из зависимости (3);

$$\beta(t_{load}) = \left[\frac{t_{load}}{t_\varphi + t_{load}} \right]^{0.3}, \quad (3)$$

$\beta_\varphi(t_0)$ – коэффициент, учитывающий зависимость деформаций ползучести от момента приложения нагрузки, рассчитываемый по формуле (4) [5].

$$\beta_\varphi(t_0) = \begin{cases} \frac{\exp \left[\left(\frac{5}{t_0} \right)^{0.5} \right]}{1.5} & \text{для } 0,6 \leq t_0 \leq 28 \text{ дней;} \\ 1 & \text{для } t_0 \leq 28 \text{ дней.} \end{cases} \quad (4)$$

Расчет напряжений по модели (BAZANT, PANULA) [6]. Зависимость между напряжениями и связными относительными деформациями бетона выражена через функцию ползучести:

$$\varepsilon \Delta(t_{load}, t_0) = J(t_{load}, t_0) \cdot \sigma_c(t_{load}, t_0), \quad (5)$$

где $\varepsilon \Delta(t_{load}, t_0)$ – разницы относительных деформаций;

$\sigma_c(t_{load}, t_0)$ – напряжение в бетоне (МПа);

$J(t_{load}, t_0)$ – функция ползучести

$$J(t_{load}, t_0) = \frac{1}{E_c(t_0)} \cdot \left[1 + \alpha \cdot t_0^{-d} \cdot (t_{load} - t_0)^p \right], \quad (6)$$

α, d, p – коэффициенты, определяемые по таблице 1.

Таблица 1. Коэффициенты для функции ползучести, согласно [6]

Направление (деформации)	α	d	p
сжатие	0,75	0,20	0,21
растяжение	0,33	0,27	0,56

Методика (Westman) была положена в основу расчёта напряжений по СНБ 5.03.01.

Расчет напряжений по авторской методике (метод непосредственной подстановки)

Напряжённо-деформированное состояние монолитной конструкции (плиты) на основании, выполненной из напрягающего бетона или бетона на ПЦ, определяется пошагово.

1. Задаются геометрические параметры исследуемой плиты. Предварительно устанавливаются (задаются) зависимости изменения физико-механических характеристик бетона: относительной деформации свободного расширения или усадки; связанной относительной деформации расширения (усадки); предельного напряжения при усадке, или самонапряжения; модуля упругости бетона; кубиковой прочности бетона при сжатии (растяжении).

2. Рассчитываются напряжения $\tau_{трения}$, возникающие вследствие трения плиты по основанию (учитывается влияние собственного веса конструкции).

3. Устанавливается момент времени t , при котором производится расчёт перемещений и напряжений в плите.

4. Устанавливаются сдвиговые характеристики плиты по основанию τ_1, u_1 и μ при сдвиге бетона по зернистым основаниям (гравий, щебень). $\tau_1(R1), \tau_2(R1), u_1(R1), u_2$ – при сдвиге бетона по «жестким» типам оснований (бетонному основанию, основанию из щебня, стабилизированного цементом) в зависимости от средней кубиковой прочности бетона на сжатие $R1$.

Рассчитывается величина суммарного сдвигового сопротивления $\tau_i(u, t)$ (напряжения на контакте суммируется со значением $\tau_{трения}$).

$$\tau_1(u, t) = \tau_1(R1) + \tau_{трения}, \quad (7)$$

$$\tau_2(u, t) = \tau_2(R1) + \tau_{трения}. \quad (8)$$

5. Строится график « $u(x) - t_1$ », показывающий, за какое время край плиты достигнет величины перемещения, соответствующего наибольшему касательному напряжению $\tau_{max}(u, t) = \tau_1(u, t)$.

6. Производится расчёт перемещений плиты $u(x)$ в соответствии с разработанным методом, описанным в [9]. Если используется трёхлинейная (трансформированная) диаграмма сдвига, то она разбивается на характерные участки $u \leq u_1, u_1 \leq u \leq u_2, u \geq u_2$ и для каждого участка записывается изменение $\tau_i(u, t)$ с параметрами b и k , представляющими коэффициенты графиков функций на указанных участках. Перед расчётом задаются (в первом приближении) значения постоянных интегрирования $C_1^1, C_2^1, C_1^2, C_2^2, C_1^3, C_2^3$ и координаты x_1 и x_2 . Производится расчёт $u(x)$.

7. Для расчёта напряжений требуется произвести расчёт перемещений в плите $u_3(x)$ из условия её свободного перемещения.

Плита условно разбивается на $n = 100$ участков.

8. Производится расчёт связанных относительных деформаций плиты ($\epsilon_n(t)$) – при усадке или $\epsilon_{CE,n}(t)$ – при расширении) в условиях взаимодействия с основанием в соответствии с методом, разработанным в [9].

Сравнение результатов расчета с экспериментальными данными. Для проверки адекватности моделей (*Westman*) и (*Bazant, Panula*) были проведены экспериментальные исследования на динамометрических кольцах с разными жесткостными характеристиками (рис.1). Эквивалент арматурного ограничения в большом кольце - 37% [10], в малом 16,5%.

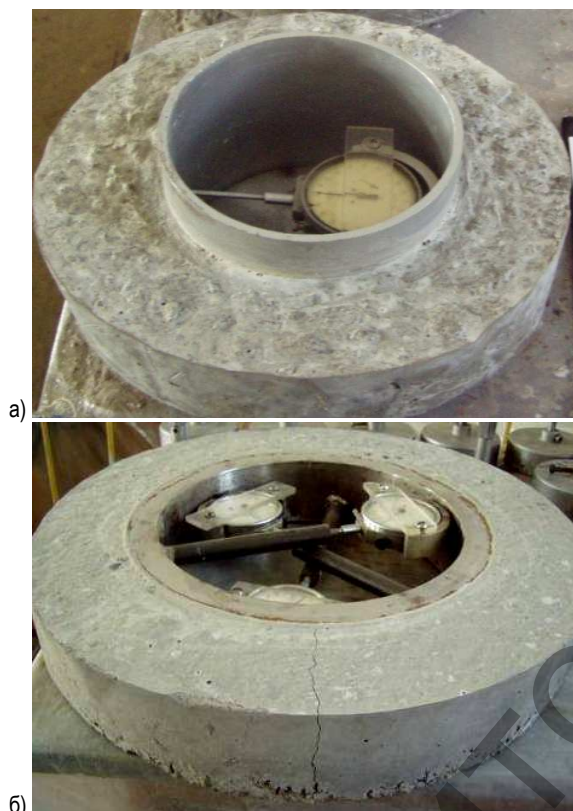


Рис. 1. Малое и большое динамометрические кольца [10] при определении характеристик связанной усадки

Результаты экспериментальных исследований, а так же расчёты по моделям (*Westman*) и (*Bazant, Panula*), представлены на рисунках 2, 3.

Как видно из рисунков при больших процентах ограничения усадке (большое кольцо) расчёт с использованием модели (*Bazant, Panula*) занижает значение напряжений на 13–15 %, а расчёт по (*Westman*) даёт более точные значения напряжений при усадке.

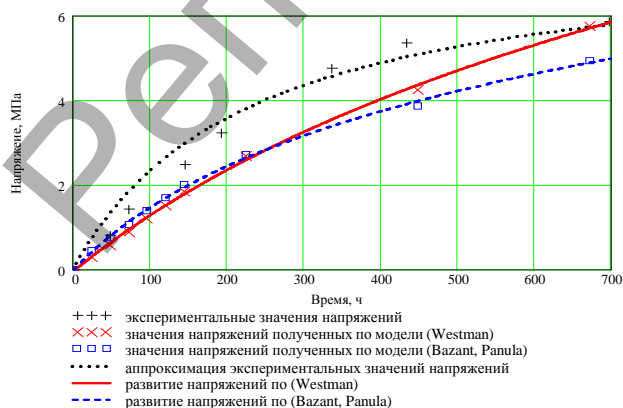


Рис. 2. Напряжения при усадке, в бетоне большого динамометрического кольца

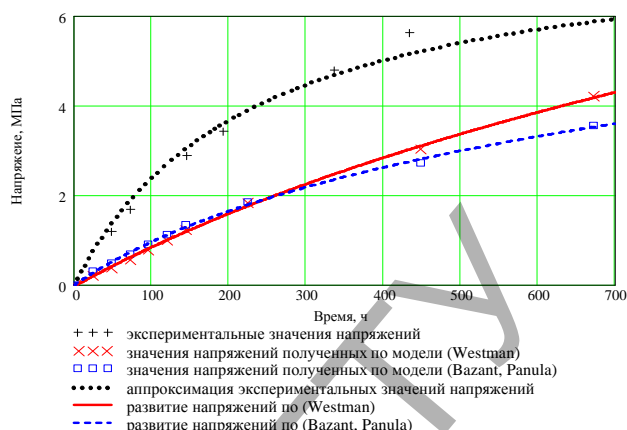


Рис. 3. Напряжения при усадке, в бетоне малых динамометрических колец

При меньшем ограничении усадке (малые кольца) расчёты по (*Westman*) и (*Bazant, Panula*) дают сходные результаты, но значительно ниже реального уровня (погрешность составляет 30–35 %). Этот факт был принят при разработке методики расчёта напряжений в плитах на основании, когда процент армирования может варьироваться в широких пределах. Опыт применения данной методики (при расчёте напряжений в конструкции от вынужденных деформаций усадки с возможностью учёта упругопластические свойства бетона) изложен в [1–3]. Напряжения определяются по способу непосредственной подстановки в зависимости от разницы свободных и связанных относительных деформаций [4, 1, 5].

На рисунке 4 показана диаграмма распределения напряжений по длине плиты устроенной по скользящему основанию, где ограничение усадке составляло только конструктивное армирование, (процент ограничения порядка 0,2%).

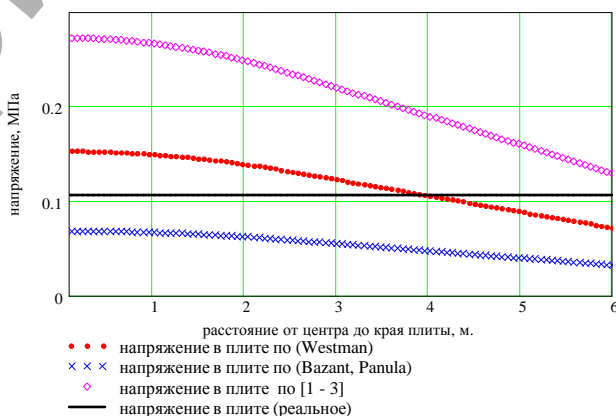


Рис. 4. Напряжения в плите посчитанные по разным методикам

Заключение. В ходе выполненных исследований проведены сравнения напряжений полученных эмпирическим путём в динамометрических кольцах и плитах на основании и рассчитанные при помощи вышеизложенных методов (*Westman*), (*Bazant*), а так же методом непосредственных подстановок. Показано, что напряжения в плите на основании рассчитанные по (*Bazant*) занижены на 30–35% относительно реального уровня на краю плиты, и на 70–80 % в середине. Методика (*Westman*) на концевом участке плиты даёт погрешность 35% завышая напряжения, в то время, как в середине плиты занижает напряжения на 30 %. Расчёт методом непосредственных подстановок даёт завышение напряжений на всём диапазоне длины плиты, включая начальный (серединный) участок, но в то же время исключает знакопеременный участок, что можно интерпретировать, как более равномерный вклад в запас прочности.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Тур, В.В. Самонапряжённый железобетон – исследования, опыт и перспективы применения: архитектура и строительство 2005 /

- В.В. Тур // Материалы I международного науч.-практич. семинара. – Ч. I; гл. ред. П.С. Пойта. – Брест: БрГТУ, 2005. – С. 73–86.
- Улицкий, И.И. Расчёт железобетонных конструкций с учётом длительных процессов / И.И. Улицкий, ЧжанЧжун-яо, А.Б. Голышев. – Киев: Госстройиздат УССР, 1960. – 495 с.
 - Улицкий, И.И. Теория и расчёт железобетонных стержневых конструкций с учётом длительных процессов / И.И. Улицкий. – Киев: Будівельник, 1967. – 346 с.
 - Желткович, А.Е. К вопросу об учёте упругопластических свойств при расчёте напряжений в бетонных монолитных плитах покрытий, находящихся во взаимодействии с основанием: перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовка инженерных кадров Республики Беларусь: сб. трудов XVI Междунар. науч.-метод. семинара / А.Е. Желткович; под общ. ред. П.С. Пойты, В.В. Тура. – Брест: БрГТУ, 2009. – Ч. I. – С. 149–158.
 - Westman, G. Concrete Creep and Thermal Stresses, Doctoral thesis, Lulea University of Technology. – Oct. 1999. – P. 30–35.
 - Bazant, Z.P. et al. (1995): Creep and shrinkage prediction model for analysis and design of concrete structures - model B3, Materials and Structures. – Vol. 28, No. 180. – P. 357–365.
 - CEB-FIP Model Code '90. Bulletin d'Information, CEB, Lausanne. – 1993. – P. 50–51.
 - Михайлов, В.В. Расширяющие и напрягающие цементы и самонапряжённые конструкции / В.В. Михайлов, С.Л. Литвер. – М.: Стройиздат, 1974. – 389 с.
 - Желткович, А.Е. Расчёт вынужденных перемещений и напряжений от усадки в монолитных бетонных плитах, взаимодействующих с основанием / А.Е. Желткович, В.В. Тур // Строительная наука и техника. – 2011. – № 2 (35). – С. 120–125.
 - Устройство для определения усадочных напряжений и характеристик ползучести бетона: пат. 5680 Респ. Беларусь, МПК7 G 01 B5/30, G 01 L1/00 / А.Е. Желткович, Т.П. Ивенкова; заявитель и патентообладатель Брестский гос. техн. ун-т. – № у 20090091; заявл. 09.02.2009; опубл. 30.10.09 // Афіцыйны бюл. / Нац. цэнтр інтэлектуал. уласнасці. – 2009. – № 5 (70). – С. 194.

Материал поступил в редакцию 16.12.13

ZHELTKOVICH A.E., DAVYDYUK A.I. Assessment of tension in concrete of monolithic plates on the basis in the conditions of the compelled deformations of shrinkage received on various settlement models

Stress-strain state of monolithic slabs on the basis determined by the development of forced deformations of concrete at an early stage of hardening. Development of scientifically-based method of calculation of the plates takes into account this fact is an important task the solution to which will reasonably come to the appointment of sizes temperature-shrinkage of blocks that must be divided stove at erection. This, in turn, will not only enhance the usability and durability of designs while reducing the economic costs, but also to evaluate the resistance of not cut plates action loads.

УДК 642.042.41

Винник Н.С., Матюх С.А., Морозова В.А.

РАСПРЕДЕЛЕНИЕ СНЕГОВОЙ НАГРУЗКИ НА ПОКРЫТИЯХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ И ФАКТОРЫ, НА НЕЕ ВЛИЯЮЩИЕ

Введение. Процесс создания и эксплуатации сооружения включает в себя большое число разнообразных операций, в том числе обеспечивающие необходимый уровень надежности. Современный уровень научно-технического прогресса позволяет создавать конструкции, обладающие высокой надежностью и экономичностью. Для достижения этой цели служат методы теории надежности.

Происходящее и в настоящее время потепление, вызывает резкое увеличение максимумов осадков, и особенно в зимний период, что приводит к участвовавшим авариям конструкций покрытия зданий и сооружений от повышенных величин снеговых нагрузок. Нормирование снеговых нагрузок в применяемой нормативной базе основывается на статистической информации собранной и обработанной за первые три четверти XX века, в которой не могли учесть тенденции климатических изменений и ряд других обстоятельств. В последние годы происходит существенная переработка нормативной базы в отношении снеговых нагрузок действующих на здания и сооружения, причем изменения касаются только веса снегового покрова на земной поверхности.

Распределение снеговой нагрузки на покрытиях зданий и сооружений и факторы, на нее влияющие. Неустойчивость климата затрудняет прогнозирование климатических воздействий на здания и сооружения. На территории Республики Беларусь, при рассмотрении метеорологических данных (за 50 лет наблюдений), продолжительность залегания снега составила от 70 на юго-западе до 110 дней на северо-востоке. При статистическом оценивании климатических воз-

действий (снеговых и ветровых нагрузок), следует, не просто отрабатывать результаты наблюдений за некоторый период времени, а пытаться выполнить аргументированный прогноз на будущее. Результаты статистического оценивания снеговых нагрузок для территории Республики Беларусь показывают их высотную изменчивость (коэффициент вариации составляет от 0,5 до 0,69). Вероятное повышение температуры будет сказываться на повышении изменчивости и появлении экстремальных снеговых нагрузок.

Повышение характеристических значений снеговых нагрузок обосновано с одной стороны результатами исследований, которые впервые были выполнены для территории Белоруссии [1], а с другой – принятой общеевропейской концепцией надежности, в соответствии с СТБ ЕН 1990 для установленного периода повторяемости $t = 50$ лет (в [2] период повторяемости 5–7 лет).

Внесение изменений в нормируемые значения снеговых нагрузок требует комплексного подхода и затрагивает не только характеристические значения, но и коэффициенты безопасности, коэффициенты сочетаний нагрузок.

Метеорологи большинства стран бывшего СССР пользуются едиными правилами сбора и обработки метеоданных: о высоте, плотности и водосодержании снежного покрова, применяемые для построения вариационного статистического ряда среднегодовых максимумов веса снега. От правильности и тщательности выполнения процедуры сбора исходных данных зависит и конечное значение нормативной снеговой нагрузки.

Винник Наталья Семеновна, магистр технических наук, зав. кафедрой начертательной геометрии и инженерной графики Брестского государственного технического университета.

Матюх Светлана Анатольевна, магистр технических наук, ст. преподаватель кафедры начертательной геометрии и инженерной графики Брестского государственного технического университета.

Морозова Виктория Александровна, ст. преподаватель кафедры начертательной геометрии и инженерной графики Брестского государственного технического университета.

Беларусь, БрГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.