УДК 624.046.5/624.19

ОСОБЕННОСТИ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ЗНАЧЕНИЙ ИНДЕКСА НАДЕЖНОСТИ ДЛЯ РАЗНЫХ ПЕРИОДОВ ПОВТОРЯЕМОСТИ

Надольский В.В., Верёвка Ф.А.

Введение. На основании теоретических предпосылок по обеспечению конструкционной надежности, изложенных в таких нормативных документах, как ТКП EN 1990 [1] и СТБ ISO 2394 [2] проектирование строительных конструкций необходимо выполнять на основе целевых значений уровней надежности, выраженных в допустимых значениях *индексов надежности* или же эквивалентных им *вероятностей отказа* [3].

При этом показатели надежности не являются показателями фактической частоты наступления *состояния отказа* строительных конструкции, но широко применяются для сопоставления расчетных положений при рассмотрении разных комбинации нагрузок, конструктивных элементов, выполненных из различных материалов, различных видов отказов, типов конструкций. В конечном счете, ***применение нормируемых целевых значений показателей надёжности*** направлено на относительное сравнение надёжности конструктивных решений и ***должно обеспечивать равнонадежность строительных конструкци***й. Однако в настоящее время практическое применение СТБ ISO 2394 [2] и ТКП EN 1990 [1], определяющих подходы к нормированию параметров надежности и регламентирующих численные значения показателей надежности, а также процедуры определения значений частных коэффициентов, сопровождается рядом неточностей, что требует переосмысления принятых положений и предпосылок концепции надежности, заложенных в Еврокодах.

Одним из основных вопросов, связанных с определением показателей надежности, являются особенности их вычисления для различных периодов времени. Решение данной задачи является очень важным, так как полученные в ходе расчетов данные способствуют как анализу уровня надежности существующих конструкций и их конструктивных элементов, так и оценке прогнозируемого уровня надежности данных конструкций впоследствии более длительного периода эксплуатации.

Таким образом, представляет интерес сравнение существующих подходов к определению параметров надежности элементов строительных конструкций для различных периодов эксплуатации. Далее представлен краткий обзор существующих подходов к решению данной задачи и отмечены проблемные места в их реализации на практике.

Функция состояния изгибаемого железобетонного элемента. Согласно положениям Еврокода 1990 «жизнеспособность» строительных конструкций и составляющих их элементов регламентируется не достижением ими предельных состояний несущей способности (ULS) и эксплуатационной пригодности (SLS). Также в соответствии с п. 2.2(2) ТКП EN 1990 [1] для соответствующих предельных состояний принимаются различные уровни надежности.

При вероятностном подходе к расчету строительных конструкций исследование конструкции на предмет ее соответствия определенному предельному состоянию проводится при помощи модели, описывающей предельное состояние в виде функции, именуемой функцией предельного состояния g(x), значение которой зависит от всех соответствующих расчетных параметров x, то есть от всех данных о вероятностных моделях базисных переменных. В общем виде, достижение предельного состояния может быть описано при помощи следующей формулы:

$$g(E, R) = 0 \tag{1}$$

где: E и R представляют собой набор переменных, описывающих эффекты воздействия и несущую способность соответственно. При значениях функции предельного состояния $g(E, R) < 0$ считается, что происходит разрушение конструкции; другими словами, достигается состояние отказа.

При известных данных о вероятностных моделях случайных (стохастических) базисных переменных вероятность отказа за рассматриваемый период времени можно рассчитать по следующей формуле:

$$P_{\mathrm{f}} = P\,(g(E, R) < 0) \qquad (2)$$

В данной работе рассмотрены только проверки предельных состояний несущей способности сечений (проверка «по прочности») условной железобетонной балки, подверженной действию изгибающего момента.

Расчетное сопротивление изгибу условной железобетонной балки, имеющей один ряд армирования в нижней части сечения определяется следующим образом:

$$R_d = A_s \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot \left(h - d - \frac{A_s \cdot \dfrac{f_{yk}}{\gamma_s}}{2 \cdot b \cdot \alpha_{cc} \dfrac{f_{ck}}{\gamma_c}}\right) \qquad (3)$$

где A_s – поперечная площадь продольной арматуры, расположенной в нижней части балки;

f_{yk} – характеристическое значение предела текучести арматуры;

γ_s – частный коэффициент для арматуры и напрягаемой арматуры;

h – высота поперечного сечения балки;

d – толщина защитного слоя бетона;

b – ширина поперечного сечения балки;

α_{cc} – коэффициент, учитывающий длительное действие нагрузки, неблагоприятный способ ее приложения и т.д.;

f_{ck} – характеристическое значение цилиндрической прочности бетона при сжатии;

γ_c – частный коэффициент для бетона;

Для того чтобы выразить зависимость сопротивления действию изгибающего момента от процента армирования, выразим величину поперечной площади продольной арматуры через процент армирования:

$$A_s = \rho \cdot (b \cdot (h - d)) \qquad (4)$$

где ρ – процент армирования, принимаемый в проведенных исследованиях 1%;

Таким образом, функция состояния $g(\boldsymbol{X})$ условной железобетонной балки, подверженной действию изгибающего момента принята в следующем виде:

$$g(\boldsymbol{X}) = \theta_R\, R - \theta_E\, [G + C_S\, S(\mathrm{t})] \qquad (5)$$

где R – случайная переменная, характеризующая сопротивление железобетонного элемента изгибу в соответствии с выражением (3);

С целью охвата и дальнейшего анализа как можно большего диапазона комбинаций воздействий при различных соотношениях постоянной и снеговой нагрузок использован безразмерный параметр нагружения χ, представляющий собой долю снеговой нагрузки в полном значении воздействия:

$$\chi = S_{\mathrm{k}} / (G_{\mathrm{k}} + S_{\mathrm{k}}) \qquad (6)$$

где S_{k} – характеристическое значение снеговой нагрузки;

G_{k} – характеристическое значение постоянной нагрузки.

Значения параметра нагружения χ могут варьироваться от 0, что характерно для подземных сооружений и фундаментов, до 1, примером могут служить локальные эффекты в мостах и подкрановых балках. В работе [4] отмечено, что для железобетонных балок при воздействии снеговой нагрузки значения параметра нагружения χ находятся в диапазоне от 0,4 до 0,7. Для конструкций, выполненных из стали, на основании опыта проектирования можно отметить, что наиболее объективным интервалом значений данного параметра является $\chi = 0{,}4 \ldots 0{,}8$ [5].

Вероятностные модели базисных переменных. Основными данными для осуществления вероятностного расчета строительных конструкций является информация о вероятностных моделях базисных переменных, входящих в предельную функцию состояния. В целом стоит отметить, что модели базисных переменных делятся на две большие группы: модели сопротивления и модели эффектов воздействий. Отличительной особенностью моделей эффектов воздействий от моделей сопротивления является их независимость от материала исследуемого конструктивного элемента, однако для эффектов воздействий важным фактором выступает рассматриваемый базовый период времени. К моделям эффектов воздействий в качестве наиболее распространенных можно привести следующие данные: данные о постоянной, полезной (функциональной), снеговой, ветровой и других видах нагрузок, а также данные о соответствующих им погрешностях моделей эффектов воздействий. Так, например, для снеговой нагрузки погрешность модели вызвана упрощенным описанием распределения нагрузки на поверхности покрытия и т.д. Основными характеристиками вероятностных моделей базисных переменных выступают данные о законах распределения случайных величин и статистические параметры.

В настоящей работе приведены актуальные данные статистических параметров снеговой нагрузки на основании проведенных исследований для территории Республики Беларусь [6] для рассматриваемого периода, равного 1 году. Статистические параметры снеговой нагрузки для 20 и 50 летних периодов получены посредством преобразований, соответствующих распределению случайных величин по закону Гумбеля [7].

$$\mu_{s,T} = \mu_{s,1} \cdot \left[1 + 0.78 \ln(T) V_{S,1} \right] \tag{7}$$

$$\sigma_{s,T} = \sigma_{s,1} \tag{8}$$

Стоит отметить, что значения статистических параметров таких климатических нагрузок, как снеговая, имеют существенную зависимость от территориальных особенностей конкретного региона страны. Так, согласно данным исследований [6, 8] для северных регионов коэффициент вариации снеговой нагрузки практически в два раза меньше, чем для южных (для Витебска – 0.44, для Пинска – 0.72). С учетом этого фактора в данной работе приняты усредненные значения статистических параметров для описания распределения годовых максимумов снеговой нагрузки. Также следует отметить, что используемые статистические данные не могут быть объективно сопоставимы с аналогичными данными, полученными в ходе метеорологических наблюдений в европейских странах со схожим климатом, так как даже небольшие отклонения этих параметров могут вносить достаточно значимые изменения в результаты расчета параметров надежности. В целом интерес представляет анализ чувствительности значения индекса надежности к статистическим параметрам. Попытки учета этого фактора выполнены в работе [9], где статистические параметры приняты в диапазонных значениях.

Вероятностные модели сопротивления бетона сжатию, предела текучести арматуры, а также вероятностные модели геометрических параметров сечения и погрешность расчетной модели приняты в соответствии с данными работы [4] и общими рекомендациями JCSS [10].

Все вероятностные модели, используемые для расчетов, приведены в таблице 1.

Таблица 1 – Принятые вероятностные модели базисных переменных для анализа надежности изгибаемой железобетонной балки

Базисные переменные	Обознач.	Тип распределения	$\frac{\mu}{X_k}$	V	σ
Базисные переменные модели сопротивления					
Цилиндрическая прочность бетона на сжатие	f_{ck}	LN	42/30	0,138	5.8
Предел текучести стальной арматуры	f_{yk}	LN	560/490	0.053	30
Высота поперечного сечения железобетонного элемента	h	Norm	0.6	0.013	0.008
Толщина защитного слоя бетона	d	Norm	0.03	0.2	0.006
Ширина поперечного сечения железобетонного элемента	b	Det	0.3	-	-
Погрешность модели сопротивления железобетонного элемента	$K_{R,RC}$	LN	1.0	0.1	0.1
Базисные переменные модели эффектов воздействий					
Погрешность модели эффектов воздействия	$K_{E,RC(s)}$	LN	1.0	0.1	0.1
Постоянная нагрузка	G	Norm	1.0	0.085	0.085
Снеговая нагрузка (годовой максимум)	S_1	Gumb	0.41	0.55	0.23
Снеговая нагрузка (максимум для 20 лет)	S_{20}	Gumb	0.937	0.25	0.23
Снеговая нагрузка (максимум для 50 лет)	S_{50}	Gumb	1.10	0.21	0.23
Погрешность модели снеговой нагрузки		LN	1.0	0.15	0.15

Значения частных коэффициентов для арматуры и напрягаемой арматуры γ_s=1.15, для бетона γ_c=1.5, а также значение коэффициента α_{cc}=1.0, учитывающего длительное действие нагрузки, и неблагоприятный способ ее приложения, взяты на основании данных ТКП EN 1992-1-1 [11].

Значения частных коэффициентов для постоянных и переменных воздействий γ_g=1.35 и γ_q=1.5 соответственно, понижающего коэффициента ξ=0.85, а также значение коэффициента сочетаний ψ_0=0.6 для снеговой нагрузки представлены на основании данных ТКП EN 1990 [1]

В рамках проведенного исследования для получения параметров надежности изгибаемого условного железобетонного элемента был использован метод теории надежности первого порядка (FORM). Рассматриваемые периоды времени (периоды отнесения) приняты равными 1 год, 20 и 50 лет соответственно. Для учета эффектов воздействий использованы правила сочетания воздействий в соответствии с выражениями 6.10a/b [1].

Результаты представлены в виде графиков, где по оси абсцисс отложены значения параметра нагружения χ, а по оси ординат отложены значения индекса надежности β.

Особенности существующих подходов к определению индекса надежности строительных конструкций на примере изгибаемой железобетонной балки для различных

периодов. Зачастую для расчета индекса надежности для различных периодов (для учета зависимости от времени) используются статистические данные для переменных воздействий с помощью преобразований, характерных для типа распределения по закону Гумбеля [7, 12, 16], тогда как статистические параметры постоянной нагрузки не изменяются, что приводит к независимости индекса надежности от времени в ситуациях, когда доминирующим является эффект от постоянного воздействия (эта ситуация вполне типична для железобетонных конструкций), в этом случае имеет место «фиксированный» уровень надежности, независимый от времени, при воздействии только постоянной нагрузки, что трудно назвать объективным результатом, однако этот подход широко применяется при составлении комбинаций воздействий в соответствии с применением правила Turkstra [13] и моделью Ferry-Borges Castanheta [14, 15], когда для описания распределения доминирующей нагрузки необходимо использовать максимальную нагрузку в течение отчетного периода. Применение правила Turkstra рекомендовано в нормах [1, 2]. При использовании правила Turkstra рассматривают два сочетания воздействий:

1) Q_1 – доминирующее воздействие, Q_2 – сопутствующее воздействие. Результирующий эффект воздействий определяется следующим образом:

$$E_{\max} = E(Q_{1,\max,T}, Q_{2C}) \tag{9}$$

2) Q_2 – доминирующее воздействие, Q_1 – сопутствующее воздействие. Результирующий эффект воздействий равен:

$$E_{\max} = E(Q_{1C}, Q_{2,\max,T}) \tag{10}$$

где $Q_{i,max,T}$ – максимальное значение i-ого воздействия в течение базового периода T;

$Q_{i\mathrm{C}}$ – комбинационное значение *i*-ой нагрузки, равно максимальному значению этого воздействия в течение периода длительности максимального значения доминирующего воздействия.

При применении правила Turkstra нагрузки рассматривают в качестве взаимно независимых стационарных и эргодических процессов. При использовании правила Turkstra совместно с моделью нагрузок Ferry Borges – Castanheta [10] сочетание эффектов воздействий от двух различных нагрузок примет следующий вид:

$$E_{\max,1} = \theta_E(\mathrm{C}_G\, G + C_{Q1}Q_{1,T} + C_{Q2}Q_{2,C}) \tag{11}$$

$$E_{\max,2} = \theta_E(\mathrm{C}_G\, G + C_{Q2}Q_{2,T} + C_{Q1}Q_{1,C}) \tag{12}$$

где θ_E – погрешность модели эффекта воздействия;

C_G – погрешность модели постоянной нагрузки;

$C_{Q,i}$ – погрешность модели *i*-ого переменного воздействия;

$Q_{i,\,T}$ – максимальное значение *i*-ого воздействия в течение базового периода *T*;

$Q_{i,\mathrm{C}}$ – комбинационное значение *i*-ого воздействия, равное максимальному значению этого воздействия в течение периода действия максимального значения доминирующей нагрузки.

При этом комбинационное значение воздействия зависит от вида доминирующей нагрузки. Например, при сочетании полезной нагрузки со снеговой в случае рассмотрения полезной нагрузки в качестве доминирующей, комбинационное значение для снеговой нагрузки принимается как 5-10 летний максимум (т.к. продолжительность действия 50-летнего максимального значения полезной нагрузки в среднем составляет 5-10 лет [10]). В то же время при сочетании доминирующей снеговой нагрузки с полезной необходимо учесть, что продолжительность действия 50-летнего максимума снеговой нагрузки составляет в среднем 1-2 недели [10]. Поэтому для полезной нагрузки необходимо рассмотреть 1-2 недели максимум, но при этом долговременная часть полезной нагрузки в среднем изменяется раз в 5-10 лет [10], как следствие наименьший период для распределения максимумов полезной нагрузки может быть принят только 5-10 лет.

Ниже на рисунке 1 изображена зависимость значения индекса надежности β от параметра нагружения χ для изгибаемого железобетонного элемента при значении процента армирования 1% при периодах отнесения (базовых периодах) 1 год, 20 и 50 лет, соответственно. Графики для 20 и 50 лет получены путем пересчета статистических параметров для снеговой нагрузки при использовании преобразований, характерных для закона Гумбеля, при этом вероятностные модели прочих базисных переменных соответствуют 1 летнему периоду.

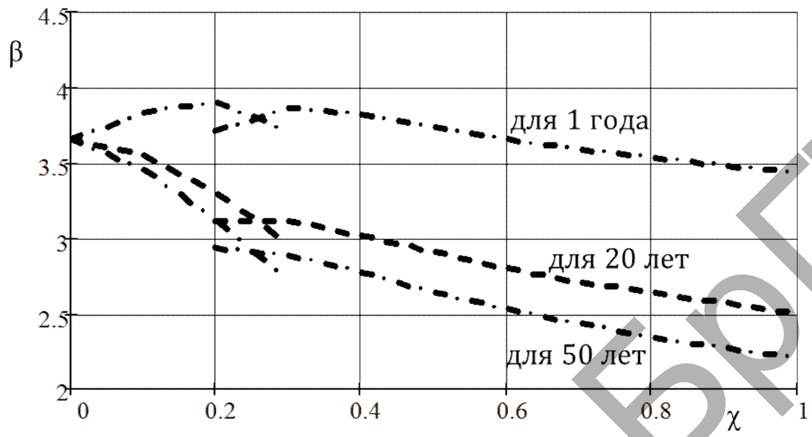

Рисунок 1 – Значения индекса надежности для изгибаемого железобетонного элемента при рассмотрении периодов в 1 год, 20 и 50 лет соответственно

Известны следующие альтернативные подходы к расчету индекса надежности для различных периодов времени, основанные на применении формулы С.3 ТКП EN 1990 [1]:

a. статистические параметры для всех базисных переменных принимаются для 1 года, тогда если основные неопределенности относятся к воздействиям, имеющим статистически независимые годовые максимумы, пересчет значения индекса надежности для любого другого рассматриваемого периода осуществляется посредством применения формулы С.3 ТКП EN 1990 [1]:

$$\Phi_{\beta,\mathrm{n}} = \left[\Phi(\beta_1)\right]^n \qquad (13)$$

где β_n – индекс надежности для базового периода n лет;

β_1 – индекс надежности для базового периода 1 год.

В качестве примера данного подхода на рисунке 2 изображены значения индекса надежности для изгибаемого железобетонного элемента при проценте армирования 1% для периодов 1 год, 20 и 50 лет.

b. статистические параметры для переменного воздействия принимаются пересчетом для соответствующего рассматриваемого периода согласно выбранному закону распределения (как правило, для снеговой нагрузки согласно закону Гумбеля [7, 16]), затем пересчет значения индекса надежности для всей функции состояния осуществляется посредством применения формулы С.3 ТКП EN 1990 [1]. Значения индекса надежности для изгибаемого железобетонного элемента при проценте армирования 1% для периодов 1 год, 20 и 50 лет соответственно, полученные в соответствии с данным подходом изображены на рисунке 3.

Таким образом, наглядно изображены отличия в применяемых в настоящее время подходах к расчету индекса надежности строительных конструкций для различных рассматриваемых периодов времени. Следовательно, в силу того, что в настоящее время в различных исследованиях применяются различные подходы, то возникают сложности в объективном сравнении полученных результатов.

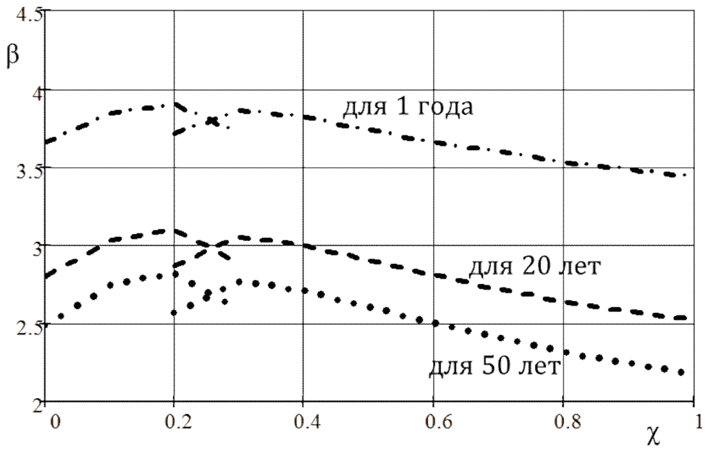

Рисунок 2 – Значения индекса надежности для изгибаемого железобетонного элемента при рассмотрении периодов в 1 год, 20 и 50 лет соответственно согласно подходу a

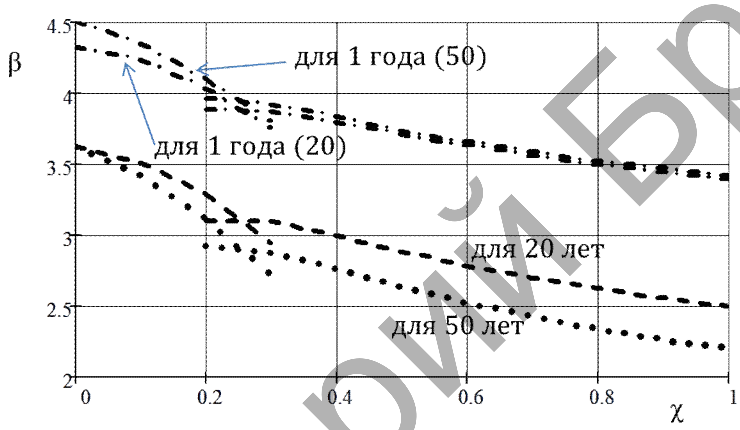

Рисунок 3 – Значения индекса надежности для изгибаемого железобетонного элемента при рассмотрении периодов в 1 год, 20 и 50 лет соответственно согласно подходу b

Заключение. В рамках исследования был осуществлен сбор и анализ вероятностных моделей базисных переменных, составлена функция состояния для изгибаемого железобетонного элемента. Согласно полученным данным следует выделить несоответствия в концепции надежности, принятой в ТКП EN 1990 [1], при расчете индекса надежности для периодов отнесения 1 год, 20 и 50 лет соответственно, что вызывает необходимость в принятии более объективной методики расчета индекса надежности для различных периодов времени.

В целом, необходимо отметить, что появляется необходимость расчета и нормативного закрепления параметров конструктивной надежности строительных конструкций на национальном уровне (посредством приведения их в Национальном приложении), при использовании обоснованных данных о вероятностных моделях базисных переменных, в особенности, для переменных воздействий, обусловленных климатическими особенностями Республики Беларусь.

Список источников

1. Еврокод. Основы проектирования конструкций: ТКП EN 1990-2011. Введ. 01.07.12. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2012. – 70 с.

2. Надежность строительных конструкций. Общие принципы: СТБ ISO 2394-2007. Введ. 01.07.08. – Минск: Госстандарт Республики Беларусь, 2007. – 69 с.

3. Надольский, В.В. Обзор современных методов определения вероятности отказа / В.В. Надольский, Ф.А. Веревка // Безопасность строительного фонда России. Проблемы и решения: материалы Международных академических чтений / редкол.: С. И. Меркулов (отв. ред.) [и др.]. – Курск : Курск. гос. ун-т. – 2017. – С. 98 – 104.

4. Sýkora, M. Verification of existing reinforced concrete structures using the design value method / M. Sýkora, M. Holický // Proceedings of the 3th International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering (IALCCE 2012)Vienna, Austria, 3 - 6 October, 2012 / CRC Press ; eds. : K. Bergmeister, A. Strauss, D.M. Frangopol. – Leiden, 2012. - P. 821-828.

5. Sýkora, M. Reliability-based design of roofs exposed to a snow load. / Sýkora, M., Holický, M. // In Li, J. - Zhao, Y.-G. - Chen, J. (eds.) Reliability Engineering - Proceedings of the International Workshop on Reliability Engineering and Risk Management IWRERM 2008, Shanghai, 21 - 23 August 2008. Shanghai: Tongji University Press. – 2009. – p. 183-188.

6. Тур, В.В. Нормирование снеговых нагрузок для территории Республики Беларусь[Текст] / В.В.Тур, В.Е. Валуев, С.С. Дереченник, О.П. Мешик, И.С. Воскобойников // Строительная наука и техника. – 2008. – № 2. – С. 27–45.

7. Надольский, В. В. Сопоставление уровней надежности, обеспечиваемых нормами Российской Федерации и Евросоюза / В. В. Надольский, М. Голицки, М. Сикора, В. В. Тур // Вестник МГСУ. – 2013. – № 6. – С. 7–20.

8. Черноиван, А.В. Нормирование ветровой нагрузки на здания и сооружения для климатических условий Республики Беларусь[Текст]: автореф. дис. … канд. техн. наук: 05.23.01 / А.В. Черноиван; Брестский государственный технический университет. – Брест, 2012. – 24с.

9. Тур В.В. Калибровка значений частных коэффициентов для проверок предельных состояний несущей способности стальных конструкций для условий Республики Беларусь. Часть 2 / В.В. Тур, В.В Надольский // Строительство и реконструкция. – 2016. – № 5 (67). – С. 69–75.

10. JCSS Probabilistic Model Code //Joint Committee of Structural Safety[Electronic resource]. – 2001. –Mode of access: http://www.jcss.ethz.ch. –Date of access: 15.01.2012.

11. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1 – 1. Общие правила и правила для зданий: ТКП EN 1992-1-1-2009. Введ. 01.01.10. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Респ. Беларусь, 2010. – 112с.

12. Holicky, M. &Sykora, M. Conventional probabilistic models for calibration of codes. In M.H. Faber, J.Köhler& K. Nishijima (eds.), Proceedings of 11th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering ICASP11, 1-4 August, 2011, ETH Zurich, Switzerland. Leiden (The Netherlands): Taylor & Francis/Balkema, 2011. p. 969-976.

13. Mori, Y. Probabilistic models of combinations of stochastic loads for limit state design / Y. Mori, T. Kato, K. Murai // Structural Safety. – 2003. - Vol. 25. – P. 69–97. 130

14. Ferry Borges, J. Structural safety / J. Ferry Borges, M. Castanheta. – 2 edition. – Lisbon : Laboratório Nacional De Engenharia Civil, 1971. – 326 p. 89

15. Melchers, R.E. Structural reliability – analysis and prediction / R.E. Melchers. – New Jersey : John Willey, 1999. – 456 p. 129

16. Safety of Structures. An independent technical expert review of partial factors for actions and load combinations in EN 1990 "Basis of Structural Design": BRE Client Report № 210297 [Electronic resource] / Building Research Establishment. –2003. –Mode of access : http://www.europeanconcrete.eu. –Date of access : 10.05.2011.