



УДК 624.012.36/46



КЛИМЕНКО Є.В.

Д-р технічних наук, проф.,
проректор з наукової
роботи, Одеська державна
академія будівництва та
архітектури,
м. Одеса, Україна,
e-mail: klimenkoew57@gmail.com,
тел. +38 (067) 530-11-40,
ORCID: 0000-0002-4502-8504



КАРПЮК В.М.

Д-р технічних наук, проф.,
Одеська державна академія
будівництва та архітектури,
м. Одеса, Україна,
e-mail: v.karpiuk@ukr.net,
тел. +38 (067) 486-56-74,
ORCID: 0000-0002-4088-6489



АГАЄВА О.А.

Аспірант, Одеська державна
академія будівництва та
архітектури,
м. Одеса, Україна,
e-mail: o.ahaieva@gmail.com,
тел. +38 (063) 726-17-13,
ORCID: 0000-0003-0346-0806

РОЗРАХУНОК НАДІЙНОСТІ ПРОГІННИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ ЗА МІЦНІСТЮ НОРМАЛЬНИХ ПЕРЕРІЗІВ

АНОТАЦІЯ

Статтю присвячено проблемі управління надійністю попередньо напружених згинальних залізобетонних елементів на стадії проектування з метою досягнення її оптимального рівня. Відповідно до цього, надійність конструкції пропонується розглядати з імовірісно-статистичних позицій, вважаючи фізико-механічні характеристики матеріалів випадковими величинами. В якості змінюваних вихідних даних були прийняті клас бетону, клас і кількість арматури. Граничний згинальний момент, що сприймається нормальним перерізом елемента, визначали на підставі деформаційно-силової моделі опору залізобетону. Для отримання значень коефіцієнта варіації несучої здатності та показника надійності використовували метод статистичних випробувань (метод Монте-Карло). За результатами числового експерименту було проведено комплексний аналіз впливу параметрів, що варіюються, на мінливість міцності та надійності прогінних залізобетонних конструкцій. Визначено, що обидві величини в достатній мірі залежні як від класу та кількості робочої арматури, так і від класу бетону. Ступінь ефективності кожного фактора в управлінні надійністю кількісно визначали її відносним показником, що вказує напрямок необхідної зміни вихідних характеристик з метою наближення розрахункового значення надійності до оптимального. Крім того, було досліджено спільну спрямованість зміни несучої здатності та надійності попередньо напруженого елемента при зростанні або спаданні того чи іншого

параметра. Встановлено, що збільшення граничного згинального моменту за рахунок підвищення міцності бетону, класу та кількості робочої арматури не завжди супроводжується збільшенням показника надійності елемента за міцністю нормальних перерізів, а в окремих випадках призводить до його суттєвого зменшення. Отримані дані збіглися з результатами, наявними для згинальних залізобетонних конструкцій з ненапруженою арматурою. Зазначений підхід, у підсумку, дозволяє отримувати раціональні проектні рішення, забезпечуючи необхідну надійність споруд без перевитрат матеріалів і коштів.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: проектна надійність, управління, оптимальний рівень, ймовірнісний розрахунок, несуча здатність, коефіцієнт варіації, метод Монте-Карло, попередньо напружена арматура, прогінні конструкції.

РАСЧЕТ НАДЕЖНОСТИ ПРОЛЕТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ПРОЧНОСТИ НОРМАЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ

КЛИМЕНКО Є.В. Д-р технических наук, проф., проректор по научной работе, Одесская государственная академия строительства и архитектуры, г. Одесса, Украина, e-mail: klimenkoew57@gmail.com, тел. +38 (067) 530-11-40, ORCID: 0000-0002-4502-8504

КАРПЮК В.М. Д-р технических наук, проф., Одесская государственная академия строительства и архитектуры, г. Одесса, Украина,



e-mail: v.karpiuk@ukr.net,
тел. +38 (067) 486-56-74,
ORCID: 0000-0002-4088-6489

АГАЕВА О.А. Аспирант, Одесская государственная академия строительства и архитектуры, г. Одесса, Украина,
e-mail: o.ahaieva@gmail.com,
тел. +38 (063) 726-17-13,
ORCID: 0000-0003-0346-0806

АННОТАЦИЯ

Статья посвящена проблеме управления надежностью предварительно напряженных изгибаемых железобетонных элементов на стадии проектирования с целью достижения ее оптимального уровня. В соответствии с этим, надежность конструкции предлагается рассматривать с вероятностно-статистических позиций, считая физико-механические характеристики материалов случайными величинами. В качестве изменяемых исходных данных были приняты класс бетона, класс и содержание арматуры. Предельный изгибающий момент, воспринимаемый нормальным сечением элемента, определяли на основании деформационно-силовой модели сопротивления железобетона. Для получения значений коэффициента вариации несущей способности и показателя надежности использовали метод статистических испытаний (метод Монте-Карло). По результатам численного эксперимента был проведен комплексный анализ влияния варьируемых параметров на изменчивость прочности и надежность пролетных железобетонных конструкций. Обе величины оказались в достаточной мере зависящими как от класса и содержания рабочей арматуры, так и от класса бетона. Степень эффективности каждого фактора в управлении надежностью численно определяли ее относительным показателем, который характеризует направление необходимого изменения исходных характеристик с целью приближения расчетного значения надежности к оптимальному. Кроме того, была исследована сонаправленность изменения несущей способности и надежности преднапряженного элемента при возрастании или убывании того или иного параметра. Установлено, что увеличение предельного изгибающего момента за счет повышения прочности бетона, класса и содержания рабочей арматуры не всегда сопровождается увеличением показателя надежности элемента по прочности нормальных сечений, а в отдельных случаях приводит к его существенному уменьшению. Полученные данные совпали с результатами, имеющимися для изгибаемых железобетонных конструкций с ненапрягаемой арматурой. Используемый подход, в итоге, позволяет добиться рациональных проектных решений, обеспечивая необходимую надежность сооружений без перерасхода материалов и денежных средств.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: проектная надежность, управление, оптимальный уровень, вероятностный расчет, несущая способность, коэффициент вариации, метод

Монте-Карло, предварительно напряженная арматура, пролетные конструкции.

RELIABILITY CALCULATION OF SPAN REINFORCED CONCRETE ELEMENTS ON THE STRENGTH OF NORMAL SECTIONS

KLYMENKO IE.V. Dr, Prof., Vice-Rector for Scientific Work, Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture, Odessa, Ukraine,
e-mail: klimenkoew57@gmail.com,
tel. +38 (067) 530-11-40,
ORCID: 0000-0002-4502-8504

KARPIUK V.M. Dr, Prof., Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture, Odessa, Ukraine,
e-mail: v.karpiuk@ukr.net,
tel. +38 (067) 486-56-74,
ORCID: 0000-0002-4088-6489

АНАЕВА О.А. PG student, Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture, Odessa, Ukraine,
e-mail: o.ahaieva@gmail.com,
tel. +38 (063) 726-17-13,
ORCID: 0000-0003-0346-0806

ABSTRACT

The article is devoted to the problem of managing the reliability of bent prestressed reinforced concrete elements at the design stage to obtain its optimal level. Therefore the authors suggest to consider the reliability of structures from the probabilistic point of view, taking into account the fact that the physical and mechanical characteristics of materials are the random variables. As a regulated initial data, a concrete class, a class of reinforcement and a reinforcement ratio were taken. The ultimate bending moment perceived by the normal section of the element was determined on the basis of the deformation-force model of reinforced concrete resistance. To obtain the values of the reliability index and the load-bearing capacity coefficient of variation, the method of statistical tests (the Monte Carlo method) was used. As a result of the numerical experiment the complex analysis of the influence of controlled parameters on to the strength variability and reliability of span reinforced concrete structures was carried out. Both quantities proved to be sufficiently dependent on the class and content of main reinforcement as well as the concrete class. The effectiveness degree of each factor for reliability management was quantitatively determined by the relative index, which shows the way of essential variation of initial characteristics in order to approximate the calculated reliability value to the optimal level. Moreover, the co direction of the load-bearing capacity and reliability behavior of prestressed elements with the specific parameters increasing or decreasing has been investigated. The study shows that the ultimate bending moment increment due to the increment of concrete strength, reinforcement class and main reinforcement ratio is not always accompanied by the increasing of the element reliability index on the strength of normal sections, and in some cases leads to its significant reduction.



The obtained data qualitatively coincided with the results available for non-prestressed bent reinforced concrete structures. In general, the presented approach would allow to achieve the rational design solutions providing the necessary reliability of structures without overrun of materials and fund.

KEYW ORDS: design reliability, management, optimal level, probabilistic calculation, load-bearing capacity, coefficient of variation, Monte-Carlo method, prestressed reinforcement, span structures.

ВВЕДЕНИЕ

Пролетные строения являются основными несущими элементами транспортных сооружений (например, мостов), промышленных и других ответственных зданий, определяющих национальное достояние Украины. Мосты – это одна из важнейших составляющих инфраструктуры, которая требует постоянного внимания со стороны государственных органов и направления соответствующих бюджетных ассигнований. Многолетние наблюдения выявили недостатки надежности и долговечности железобетонных конструкций таких объектов [1-3]. В процессе эксплуатации элементов мостов в результате воздействия временной подвижной нагрузки и внешних факторов окружающей среды их техническое состояние ухудшается, что является серьезной угрозой нормальному функционированию дорожной сети, приводит к большим социально-экономическим потерям.

Причины снижения надежности имеют место на всех стадиях жизненного цикла сооружения. Неудовлетворительное техническое состояние и малая долговечность объясняются, в первую очередь, низким качеством строительства и отсутствием надлежащей системы эксплуатации. Однако, уже сегодня известно [1, 2, 4, 5], что снижение срока службы в значительной степени закладывается еще на стадии изыскания и проектирования. В связи с этим возникает необходимость использовать практические, научно обоснованные подходы и алгоритмы, позволяющие управлять надежностью железобетонных элементов мостов еще на этапе разработки проекта.

К тому же, в настоящее время ученые прилагают множество усилий для того, чтобы проектируемые конструкции одновременно соответствовали всем эксплуатационным требованиям и были наиболее эффективными с точки зрения использования ресурсов. Перспективным математическим аппаратом, позволяющим реализовать эту научную задачу, является аппарат теории вероятностей, который дает возможность применять методологию системного анализа и с большой достоверностью определять надежность железобетонных конструкций, в том числе пролетных строений мостов.

АНАЛИЗ ПОСЛЕДНИХ ИСТОЧНИКОВ ИССЛЕДОВАНИЙ И ПУБЛИКАЦИЙ

Становление и развитие основ, а также общепринятая трактовка понятий надежности в сфере строительства связаны, прежде всего, с именами Н.С. Стрелецкого, А.Р. Ржаницына и В.В. Болотина.

Отдельные аспекты указанной проблемы в разное время рассматривались А.Н. Бамбурой [6], М.М. Заставой [7], А.С. Лычевым [8], С.Ф. Пичугиным [9], В.Д. Райзером [10], Н.В. Савицким [11], А.В. Семко [12], С.А. Cornell [13], О. Ditlevsen [14], R.E. Melchers [15] и другими.

Разнообразные способы применения вероятностно-статистического подхода к надежности транспортных сооружений изучали Л.И. Иосилевский [1], А.И. Лантух-Лященко [2], С.Б. Усаковский [3], B.R. Ellingwood [16], D.M. Frangopol [4], A.S. Nowak [5] и другие.

Следует отметить, что большинство исследований ориентировано на оценку технического состояния и прогнозирование остаточного ресурса эксплуатируемых конструкций, в том числе мостовых сооружений [3, 16]. Тем не менее, в современных условиях существует необходимость совершенствования методов определения их надежности в процессе проектирования с целью принятия рациональных проектных решений.

Проблема управления надежностью ненапрягаемых железобетонных элементов по несущей способности нормальных сечений решалась в работе [7]. Однако, для предварительно напряженных конструкций, в которых используется более прочная рабочая арматура, этот вопрос еще недостаточно изучен.

ПОСТАНОВКА ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЙ

В соответствии с вышеизложенным главная цель статьи заключается в определении факторов, варьирование которых позволило бы изменять величину характеристики надежности, удерживая ее в некоторых оптимальных пределах. Полученные результаты, в свою очередь, могут послужить основой для разработки практических методов регулирования расчетной надежности изгибаемых преднапряженных железобетонных элементов по прочности нормальных сечений.

ОСНОВНОЙ МАТЕРИАЛ И РЕЗУЛЬТАТЫ

Необходимым условием при определении надежности конструкции, является расчет коэффициента вариации C_v того или иного параметра его напряженно-деформированного состояния.

Для получения значений коэффициента вариации $C_v(M_u)$ предельного изгибающего момента, воспринимаемого нормальным сечением преднапряженного железобетонного элемента, использовали метод статистических испытаний (метод Монте-Карло), который был реализован авторами в ПК MATLAB. Суть метода состоит в проведении большого числа расчетов по формулам, содержащимся в нормативных документах, с моделированием естественной изменчивости свойств материалов или других входящих в формулу случайных величин.

В процессе численного эксперимента варьировали в различных сочетаниях:

- класс бетона: C32/40; C40/50; C50/60;
- арматуру стержневую классов: A600 (A-IV); A800 (A-V); A1000 (A-VI);
- арматуру проволочную классов: Bp1300 (Bp-II);



Вр1500 (Вр-II); К1400 (К-7); К1500 (К-19);
- содержание рабочей напрягаемой арматуры: 1%; 1,5%; 2%.

Так как влияние масштабного фактора на величину изменчивости $C_v(M_u)$ практически отсутствует [7], размер поперечного сечения элемента принимали постоянным – 40х20 см. Арматуру в сжатой от внешней нагрузки зоне сечения не ставили. Способ натяжения арматуры значения не имеет, поскольку предварительное напряжение не оказывает влияния на несущую способность нормальных сечений железобетонных конструкций.

Общие расчеты производили по методике М.М. Заставы [7]. Значения M_u вычисляли с применением деформационно-силовой модели сопротивления железобетона, разработанной В.М. Ромашко [17]. В расчетных формулах детерминированными величинами являлись площадь сечения преднапряженной арматуры A_p и площадь поперечного сечения бетона A_c . Случайные величины – прочность бетона f_{ck} , предел текучести арматуры f_{yk} , модуль упругости напрягаемой арматурной стали E_s , начальный модуль упругости бетона E_{c0} .

В результате исследования было установлено следующее:

1. Влияние содержания предварительно напряженной арматуры на коэффициент вариации предельного изгибающего момента $C_v(M_u)$ существенно зависит как от прочности бетона, так и от класса арматуры. Значения $C_v(M_u)$, дифференцированные по этим факторам, приведены в табл. 1, 2.

2. При использовании стержневой арматуры наблюдается тенденция к увеличению коэффициента вариации предельного изгибающего момента $C_v(M_u)$ с возрастанием прочности бетона конструкции. В то же время, применение проволоочной арматуры, наоборот, приводит к довольно значительному уменьшению величины $C_v(M_u)$ при повышении класса бетона.

О влиянии класса и содержания стержневой и проволоочной арматуры, а также класса бетона на величину предельного изгибающего момента M_u можно судить по данным табл. 3, 4.

3. Данные табл. 3, 4 подтверждают закономерность увеличения значений предельного изгибающего момента M_u в нормальных сечениях предварительно напряженных пролетных железобетонных конструкций с повышением классов бетона и арматуры, а также количества рабочей арматуры.

Сопоставление данных табл. 1-4 показывает возрастание численного значения коэффициентов вариации предельных изгибающих моментов $C_v(M_u)$ с увеличением предельных изгибающих моментов M_u в нормальных сечениях указанных конструкций со стержневой предвари-

Таблица 1. Зависимость коэффициента вариации предельного изгибающего момента $C_v(M_u)$ для изгибаемых преднапряженных элементов от класса и содержания стержневой арматуры и класса бетона

Класс арматуры	Процент армирования стержневой арматуры, ρ_{lf} , %	Коэффициент вариации предельного изгибающего момента $C_v(M_u)$ для бетона класса		
		C32/40	C40/50	C50/60
A600 (A-IV)	1	0,082	0,084	0,085
	1,5	0,077	0,079	0,081
	2	0,072	0,075	0,077
A800 (A-V)	1	0,084	0,086	0,088
	1,5	0,076	0,080	0,082
	2	0,070	0,073	0,077
A1000 (A-VI)	1	0,030	0,028	0,028
	1,5	0,036	0,029	0,027
	2	0,047	0,033	0,028

Таблица 2. Зависимость коэффициента вариации предельного изгибающего момента $C_v(M_u)$ для изгибаемых преднапряженных элементов от класса и содержания проволоочной арматуры и класса бетона

Класс арматуры	Процент армирования проволоочной арматуры, ρ_{lp} , %	Коэффициент вариации предельного изгибающего момента $C_v(M_u)$ для бетона класса		
		C32/40	C40/50	C50/60
Вр1300 (Вр-II)	1	0,059	0,060	0,062
	1,5	0,057	0,053	0,055
	2	0,070	0,051	0,049
Вр1500 (Вр-II)	1	0,057	0,058	0,060
	1,5	0,061	0,051	0,052
	2	0,090	0,054	0,046
К1400 (К-7)	1	0,041	0,038	0,037
	1,5	0,052	0,039	0,035
	2	0,078	0,046	0,036
К1500 (К-19)	1	0,042	0,037	0,037
	1,5	0,056	0,040	0,035
	2	0,090	0,050	0,037

Таблица 3. Влияние класса бетона, класса и количества стержневой арматуры на величину предельного изгибающего момента M_u для нормальных сечений предварительно напряженной пролетной конструкции

Класс арматуры	Процент армирования стержневой арматуры, ρ_{lf} , %	Предельный изгибающий момент M_u для бетона класса		
		C32/40	C40/50	C50/60
A600 (A-IV)	1	132,13	135,03	136,99
	1,5	186,65	193,19	197,59
	2	233,48	245,11	252,94
A800 (A-V)	1	168,90	174,04	177,50
	1,5	232,93	244,50	252,29
	2	283,35	303,92	317,77
A1000 (A-VI)	1	203,95	212,03	217,46
	1,5	273,89	292,05	304,28
	2	322,46	354,76	376,50



Таблица 4. Влияние класса бетона, класса и количества проволочной арматуры на величину предельного изгибающего момента M_u для нормальных сечений предварительно напряженной пролетной конструкции

Класс арматуры	Процент армирования проволочной арматуры, ρ_{lp} , %	Предельный изгибающий момент M_u для бетона класса		
		C32/40	C40/50	C50/60
Bp1300 (Bp-II)	1	247,11	260,65	269,76
	1,5	316,94	347,40	367,90
	2	350,96	405,10	441,54
Bp1500 (Bp-II)	1	272,31	290,31	302,43
	1,5	337,02	377,52	404,79
	2	354,11	426,11	474,57
K1400 (K-7)	1	261,01	276,75	287,35
	1,5	329,03	364,45	388,30
	2	355,39	418,36	460,76
K1500 (K-19)	1	273,22	291,29	303,45
	1,5	338,15	378,79	406,15
	2	355,27	427,53	476,17

Таблица 5. Изменение величины характеристики надежности β определения прочности нормальных сечений изгибаемых преднапряженных элементов от класса бетона, класса и содержания стержневой арматуры

Класс арматуры	Процент армирования стержневой арматуры, ρ_{lp} , %	Характеристика надежности β для бетона класса		
		C32/40	C40/50	C50/60
A600 (A-IV)	1	5,21	5,13	5,08
	1,5	5,45	5,34	5,25
	2	5,71	5,56	5,44
A800 (A-V)	1	5,13	5,02	4,94
	1,5	5,48	5,31	5,19
	2	5,83	5,65	5,47
A1000 (A-VI)	1	8,55	8,71	8,74
	1,5	8,12	8,64	8,79
	2	7,30	8,38	8,76

тельно напряженной арматурой и, наоборот, – снижение величины $C_v(M_u)$ при увеличении M_u в конструкциях с проволочной предварительно напряженной арматурой.

4. К описанию разброса предельной несущей способности изгибаемых элементов с напрягаемой арматурой может быть применен нормальный закон распределения (закон Гаусса).

По полученным оценкам изменчивости $C_v(M_u)$ с помощью формулы (1) определяем значения характеристик надежности β , представленные в табл. 5, 6.

$$\beta = \frac{1 - \eta_{ld}}{\sqrt{C_v^2(R) + \eta_{ld}^2 C_v^2(F)}}, \quad (1)$$

где η_{ld} – уровень относительной нагрузки, принятый равным 0,5 [7]; $C_v(R)$ – коэффициент вариации несущей способности элемента; $C_v(F)$ – коэффициент вариации силового воздействия, обобщенно равный 0,1 [7].

Анализ данных табл. 5 показывает, что с увеличени-

ем класса стержневой предварительно напряженной арматуры от A600 до A1000 наблюдается увеличение, в целом, характеристики надежности β от 5,08 до 8,79. При этом, для арматуры классов A600, A800 увеличение ее количества от $\rho_{lp} = 1\%$ до $\rho_{lp} = 2\%$ также сопровождается почти пропорциональным увеличением β от 5,08 до 5,83. А вот для арматуры класса A1000 с увеличением процента армирования ρ_{lp} от 1% до 2%, наоборот, имеет место снижение величины β от 8,71 до 7,30 для бетонов классов C32/40, C40/50 и ниже. При использовании высокопрочного бетона C50/60 и указанной арматуры эта характеристика остается, практически, постоянной (8,74 - 8,79).

При увеличении классов бетона от C32/40 до C50/60 в конструкциях с преднапряженной арматурой классов A600, A800 наблюдается уменьшение характеристики надежности β от 5,83 до 4,94, а для арматуры класса A1000, наоборот, – некоторое увеличение β от 7,30 до 8,79.

Из анализа данных табл. 6 следует, что с увеличением класса проволочной арматуры от Bp1300 до K1500 характеристика надежности β , в целом, также увеличивается. При этом, при использовании класса бетона C32/40 увеличение количества этой арматуры ρ_{lp} от 1% до 2% приводит к стабильному снижению β . Это снижение тем больше, чем выше класс арматуры. Например, для K1500 от 7,69 до 4,88.

При использовании бетона класса C40/50 эта тенденция сохраняется для канатов K1400 и K1500. А вот для проволочной арматуры Bp1300 и Bp1500 с увеличением ρ_{lp} от 1% до 2%, наоборот, имеет место некоторое увеличение β .

При использовании бетона класса C50/60, практически, на всем диапазоне увеличения класса арматуры и ее количества в указанных

пределах имеет место увеличение характеристики надежности β от 6,30 до 8,20.

Для управления надежностью конструкций на стадии проектирования используют относительные величины β , когда для какого-либо сочетания исходных данных принимается $\beta=1$ (табл. 7, 8). Они показывают направление необходимого изменения класса бетона, класса и содержания арматуры с целью приближения расчетного значения β к оптимальному.

Анализ данных табл. 7 показывает, что при использовании стержневой предварительно напряженной арматуры классов A600 и A800 и ранее указанных классов бетона (C32/40, C40/50, C50/60) близкое к оптимальному является количество этой арматуры, соответствующее $\rho_{lp} = 1,5\%$. Применение более прочной арматуры A1000 и всех рассматриваемых классов бетона является нерациональным, т.к. ведет к перерасходу указанных материалов при избыточной относительной характеристике надежности β .

С этой точки зрения при использовании прово-



Таблица 6. Изменение величины характеристики надежности β определения прочности нормальных сечений изгибаемых преднапряженных элементов от класса бетона, класса и содержания проволоочной арматуры

Класс арматуры	Процент армирования проволоочной арматуры, ρ_{lp} %	Характеристика надежности β для бетона класса		
		C32/40	C40/50	C50/60
Bp1300 (Bp-II)	1	6,48	6,41	6,30
	1,5	6,58	6,83	6,73
	2	5,79	7,01	7,17
Bp1500 (Bp-II)	1	6,57	6,54	6,43
	1,5	6,35	6,97	6,94
	2	4,84	6,82	7,37
K1400 (K-7)	1	7,75	7,99	8,02
	1,5	6,95	7,92	8,18
	2	5,39	7,33	8,15
K1500 (K-19)	1	7,69	8,00	8,05
	1,5	6,67	7,84	8,20
	2	4,88	7,05	8,07

Таблица 7. Изменение относительной величины характеристики надежности β определения прочности нормальных сечений изгибаемых преднапряженных элементов в зависимости от класса бетона, класса и содержания стержневой арматуры

Класс арматуры	Процент армирования стержневой арматуры, ρ_{lp} %	Относительная величина характеристики надежности β для бетона класса		
		C32/40	C40/50	C50/60
A600 (A-IV)	1	1,00	0,98	0,98
	1,5	1,05	1,02	1,01
	2	1,10	1,07	1,04
A800 (A-V)	1	0,98	0,96	0,95
	1,5	1,05	1,02	1,00
	2	1,12	1,08	1,05
A1000 (A-VI)	1	1,64	1,67	1,68
	1,5	1,56	1,66	1,69
	2	1,40	1,61	1,68

Таблица 8. Изменение относительной величины характеристики надежности β определения прочности нормальных сечений изгибаемых преднапряженных элементов в зависимости от класса бетона, класса и содержания проволоочной арматуры

Класс арматуры	Процент армирования проволоочной арматуры, ρ_{lp} %	Относительная величина характеристики надежности β для бетона класса		
		C32/40	C40/50	C50/60
Bp1300 (Bp-II)	1	1,00	0,99	0,97
	1,5	1,02	1,05	1,04
	2	0,89	1,08	1,11
Bp1500 (Bp-II)	1	1,01	1,01	0,99
	1,5	0,98	1,08	1,07
	2	0,75	1,05	1,14
K1400 (K-7)	1	1,20	1,23	1,24
	1,5	1,07	1,22	1,26
	2	0,83	1,13	1,26
K1500 (K-19)	1	1,19	1,23	1,24
	1,5	1,03	1,21	1,27
	2	0,75	1,09	1,25

лочной арматуры классов Bp1300 и Bp1500 (табл. 8) для всех названных классов бетона близкое к оптимальному ее количество $\rho_{lp}=1,0 - 1,5\%$. При армировании элементов канатами K1400 и K1500 для классов бетона C32/40 и C40/50 близкие к оптимальным являются, соответственно, $\rho_{lp} = 1,5\%$ и $\rho_{lp} = 2\%$.

Таким образом, при использовании стержневой и проволоочной арматуры (табл. 5, 6) для армирования предварительно напряженных пролетных конструкций одновременное увеличение ее класса и количества ρ_{lp} , а также класса бетона не всегда сопровождается одновременным увеличением их характеристики надежности β . Очевидно, что для рационального использования материалов на стадии проектирования целесообразно решать задачу компромиссной оптимизации.

Управлять надежностью проектируемой конструкции можно с помощью относительных величин характеристики надежности, стремясь принимать классы бетона и арматуры, а также проценты ее армирования такими, чтобы эти относительные характеристики были равными или близкими к единице. При этом, необходимо стремиться к тому, чтобы показатель (характеристика) надежности β был не ниже регламентируемого нормами [18] $\beta = 3,7 - 4,0$. Как видно из табл. 5, 6, этот показатель значительно превышает требуемые значения.

При решении оптимизационных задач в процессе проектирования конструкции важно знать о сонаправленности или противоположной направленности изменения несущей способности и надежности конструкции при возрастании или убывании того или иного фактора. Для наглядности в табл. 9, 10 приведены данные изменения относительных величин предельных изгибающих моментов в зависимости от соотношения классов бетона, арматуры и ее количества.

Анализ данных табл. 9, 10 показывает, что при одновременном увеличении всех исследуемых параметров (класса бетона, арматуры и ее количества) имеют место сонаправленные увеличения относительных величин предельных изгибающих моментов.

Сравнивая данные табл. 7-10, следует отметить разные направленности увеличения относительных величин характеристик надежности и предельных изгибающих моментов, воспринимаемых нормальными сечениями проектируемых пролетных конструкций, что подтверждает необходимость осуществления компромиссной оптимизации.

ВЫВОДЫ

В процессе численного эксперимента была произведена комплексная оценка степени влияния различных факторов на изменчивость несущей



щей способности нормальных сечений, а, следовательно, и характеристику надежности изгибаемых предварительно напряженных конструкций. Оба показателя оказались зависящими как от класса и содержания рабочей арматуры, так и от класса бетона. Также установлено, что полученные результаты соизмеримы с полученными М.М. Заставой [7] для ненапрягаемых изгибаемых элементов. Описанный подход может быть применен для расчета конструкций на надежность и по другим предельным состояниям. В итоге это позволит достичь требуемой величины β для отдельных элементов и сооружения, в целом.

В процессе дальнейших исследований необходимо получить адекватные математические модели таких выходных параметров, как $\hat{Y}(C_v(M_u))$ и $\hat{Y}(\beta)$ и, используя их, выполнить компромиссную оптимизацию при проектировании реальных пролетных конструкций с целью минимизации расхода материалов.

Таблица 9. Изменение относительных предельных изгибающих моментов M_u в нормальных сечениях преднапряженных пролетных элементов в зависимости от соотношений классов бетона и стержневой арматуры, а также ее количества

Класс арматуры	Процент армирования стержневой арматуры, $\rho_{l, \text{ст}}$, %	Относительная величина предельного изгибающего момента M_u для бетона класса		
		C32/40	C40/50	C50/60
A600 (A-IV)	1	1,00	1,02	1,04
	1,5	1,41	1,46	1,50
	2	1,77	1,86	1,91
A800 (A-V)	1	1,28	1,32	1,34
	1,5	1,76	1,85	1,91
	2	2,14	2,30	2,40
A1000 (A-VI)	1	1,54	1,60	1,65
	1,5	2,07	2,21	2,30
	2	2,44	2,68	2,85

Таблица 10. Изменение относительных предельных изгибающих моментов M_u в нормальных сечениях преднапряженных пролетных элементов в зависимости от соотношений классов бетона и проволоочной арматуры, а также ее количества

Класс арматуры	Процент армирования проволоочной арматуры, $\rho_{l, \text{пр}}$, %	Относительная величина предельного изгибающего момента M_u для бетона класса		
		C32/40	C40/50	C50/60
Bp1300 (Bp-II)	1	1,00	1,05	1,09
	1,5	1,28	1,41	1,49
	2	1,42	1,64	1,79
Bp1500 (Bp-II)	1	1,10	1,17	1,22
	1,5	1,36	1,53	1,64
	2	1,43	1,72	1,92
K1400 (K-7)	1	1,06	1,12	1,16
	1,5	1,33	1,47	1,57
	2	1,44	1,69	1,86
K1500 (K-19)	1	1,11	1,18	1,23
	1,5	1,37	1,53	1,64
	2	1,44	1,73	1,93

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Иосилевский А.И. Практические методы управления надежностью железобетонных мостов / А.И. Иосилевский. – 3-е изд., испр. и доп. – М.: Науч.-изд. центр «Инженер», 2005. – 324 с.
2. Лантух-Лященко А.И. К определению класса последствий отказа мостов / А.И. Лантух-Лященко // Сучасні проблеми технічного регулювання у буд-ві: зб. н. пр. / Київський нац. ун-т буд-ва та архітектури. – Київ: КНУБА, 2015. – Вип. 1. – С. 57-64.
3. Усаковский С.Б. Прикладные задачи теории надежности сооружений. О новой парадигме теории расчета сооружений: монография / С.Б. Усаковский. – Киев: КНУСА, 2014. – 56 с.
4. Saydam D. Applicability of Simple Expressions for Bridge System Reliability Assessment / D. Saydam, D.M. Frangopol // Computers & Structures. – 2013. – Vols. 114-115. – P. 59-71.
5. Nowak A.S. Reliability of Structures (2nd ed.) / A.S. Nowak, K.R. Collins. – CRC Press, 2012. – 407 p.
6. Бамбура А.М. Точність і надійність розрахункового апарату за ДСТУ Б В.2.6-156:2010 / А.М. Бамбура, О.В. Дорогова // Стр-во, матеріалознавство, машиностроєння: сб. науч. тр. – Дн-ск: ПГАСА, 2012. – Вып. 65. – С. 14-18.
7. Застава М.М. Расчет железобетонных элементов при случайной переменной нагрузке с учетом изменчивости физико-механических характеристик бетона и арматуры: дис. ... д-ра технических наук: 05.23.01 / Застава Михаил Михайлович. – Одесса, 1992. – 313 с.
8. Лычев А.С. Надежность строительных конструкций / А.С. Лычев. – М.: АСВ, 2008. – 184 с.
9. Пічугін С.Ф. Розрахунок надійності будівельних конструкцій = Reliability Calculation of Building Structures: монографія / С.Ф. Пічугін. – Полтава: АСМІ, 2016. – 520 с.
10. Райзер В.Д. Теория надежности сооружений / В.Д. Райзер. – М.: АСВ, 2010. – 384 с.
11. Савицький М.В. Оцінка надійності позацинтового стиснутого залізобетонного елемента прямокутного перерізу імовірнісним методом / М.В. Савицький, Т.Ю. Шевченко, А.Ю. Цегельник // Вісн. Придніпровської держ. акад. буд-ва та архітектури: зб. наукових пр. – Д.: ПДАБА, 2011. – № 5. – С. 20-25.
12. Семко О.В. Імовірнісні аспекти розрахунку сталезалізобетонних конструкцій: монографія / О.В. Семко. – Київ: Сталь, 2004. – 316 с.



13. Benjamin J.R. Probability, Statistics, and Decision for Civil Engineers / J.R. Benjamin, C.A. Cornell. – Dover Publications, reprinted, 2014. – 704 p.
14. Ditlevsen O. Structural Reliability Methods: monograph (2nd ed.) / O. Ditlevsen, H.O. Madsen. – Techn. Univ. of Denmark, 2007. – 361 p.
15. Melchers R.E. Structural reliability analysis and prediction (2nd ed.) / R.E. Melchers. – Chichester: John Wiley & Sons, reprinted, 2002. – 437 p.
16. Wang C. Bayesian Updating the Resistance Estimate of Existing Aging Bridges with Service Load History / C. Wang, Q.W. Li, B.R. Ellingwood // Proc. of the 6th Asian-Pacific Symposium on Structural Reliability and its Applications (APSSRA 2016), 28-30 May 2016, Shanghai, China. – 2016. – P. 116-121.
17. Ромашко В.М. Деформаційно-силова модель опору бетону та залізобетону: монографія / В.М. Ромашко. – Рівне: О. Зень, 2016. – 424 с.
18. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ: ДБН В.1.2-14-2009. – [Чинні від 2009-12-01]. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2009. – 37 с. – (Державні буд. норми України).

REFERENCES

1. Iosilevskiy, L.I. (2005). Practical methods of reliability management of reinforced concrete bridges (3rd ed.). Moscow: Nauch.-izd. tsentr «Inzhener».
2. Lantukh-Lyaschenko, A.I. (2015). To determine the consequences class of bridges failure. Modern problems of technical regulation in construction, 1, 57-64.
3. Usakovskiy, S.B. (2014). Applied problems of reliability theory of structures: About a new paradigm of structures calculation theory. Kyiv: KNUBA.
4. Saydam, D., & Frangopol, D.M. (2013). Applicability of Simple Expressions for Bridge System Reliability Assessment. Computers & Structures, 114 115, 59-71.
5. Nowak, A.S., & Collins, K.R. (2012). Reliability of Structures (2nd ed.). CRC Press.
6. Bambura, A.M., & Dorohova, O.V. (2012). Accuracy and reliability of calculating apparatus according to DSTU B V.2.6-156:2010. Construction, material science, mechanical engineering, 65, 14-18.
7. Zastava, M.M. (1992). Calculation of reinforced concrete elements under random variable load, taking into account the variability of physical and mechanical characteristics of concrete and reinforcement. (ScD dissertation). Odessa.
8. Lychev, A.S. (2008). Reliability of building structures. Moscow: ASV.
9. Pichugin, S.F. (2016). Calculation of Building Structures Reliability. Poltava: ASMI.
10. Rayzer, V.D. (2010). Theory of structures reliability. Moscow: ASV.
11. Savytskyi, M.V., Shevchenko, T.Iu., & Tsehelnyk, A.Iu. (2011). Assessment of eccentric-compressed rectangular reinforced concrete element reliability by the probabilistic method. Her. of the Prydniprovsk State Acad. of Civil Engineering and Architecture, 5, 20-25.
12. Semko, O.V. (2004). Probabilistic aspects of calculation of steel-concrete composite structures. Kyiv: Stal.
13. Benjamin, J.R. & Cornell C.A. (2014). Probability, Statistics, and Decision for Civil Engineers (Reprinted). Dover Publication.
14. Ditlevsen, O., & Madsen H.O. (2007). Structural Reliability Methods. (2nd ed.). Techn. Univ. of Denmark.
15. Melchers, R.E. (2002). Structural reliability analysis and prediction. (2nd ed.; reprinted). Chichester: John Wiley & Sons.
16. Wang, C., Li, Q.W., & Ellingwood, B.R. (2016). Bayesian Updating the Resistance Estimate of Existing Aging Bridges with Service Load History. The 6th Asian-Pacific Symposium on Structural Reliability and its Applications (28 30 May 2016), Shanghai, 116-121.
17. Romashko, V.M. (2016). Deformation-force resistance model of concrete and reinforced concrete. Rivne: O. Zen.
18. General principles of ensuring the reliability and constructive safety of buildings, structures, building constructions and foundations. (2009). DBN V.1.2-14-2009 from 1st December 2009. Kyiv: DP «Ukrarkhбудінформ».

Стаття надійшла до редакції 16.08.2017 р.