

9. IstructE, Interim guidance on the design of reinforced concrete structures using fibre composite reinforcement. – London, UK, 1999.

10. JSCE, Recommendation for Design and Construction of Concrete Structures Using Continuous Fiber Reinforcing Materials. – Tokyo, Japan: Japan Society of Civil Engineers, 1997.

11. Р-16-78, Рекомендации по расчету конструкций со стеклопластиковой арматурой. – Москва: НИИЖБ, 1978.

12. Рекомендации по проектированию конструкций из напрягающего бетона с композитной арматурой. – Минск, НИПТИС, 2014.

13. СП 64.13330.2014, Усиление железобетонных конструкций композитными материалами. Правила расчета. – Москва, 2014.

14. Фролов Н. П., Стеклопластиковая арматура и стеклопластобетонные конструкции. – Москва: Стройиздат, 1980.

УДК 624. 012. 45

## **К РАСЧЕТУ СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ТКП EN 1992-1-1–2009\***

*ШИЛОВ А. Е., ЯНУШКЕВИЧ О. А.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

Согласно приказу № 340 от 10.12.2014 Министерства Архитектуры и строительства Республики Беларусь с 1 января 2015 г. Проектирование монолитных конструкций на возведение зданий и сооружений необходимо выполнять по ТКП EN 1992 «Еврокод-2. Проектирование железобетонных конструкций.», разработанному на основе Европейского стандарта.

Многие положения Еврокод-2 по расчёту имеют свои особенности и различия по сравнению с нормами Республики Беларусь, в частности по учёту эффектов второго порядка при расчёте сжатых железобетонных элементов, которые требуют особой проработки и анализа для обеспечения и повышения надёжности проектируемых зданий.

На сегодняшний день в Республики Беларусь нет необходимой статистики и анализа результатов применения рекомендаций Еврокода-2 для расчёта сжатых железобетонных элементов, в связи с чем в данной работе выполнен предварительный анализ:

Влияния изменения параметров при определении угла  $\theta$  для учёта геометрических несовершенств при расчёте сжатых конструктивных элементов и конструкций ( по п. 5.2 [1]). Определения критерия гибкости (предельной гибкости) для анализа необходимости учёта эффектов второго порядка (по п. 5.8.3.1 [1]).

Предварительного назначения армирования колонн сплошного сечения с использованием графиков.

Согласно п. 5.2 [1] Геометрические несовершенства могут быть представлены углом наклона  $\theta$ , который определяется по формуле:

$$\theta_i = \theta_o \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$$

где  $\theta_o = \frac{1}{200}$  – рекомендуемое значение по [1];

$\alpha_h$  – понижающий коэффициент для длины или высоты; определяется по формуле

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}},$$

$$2/3 \leq \alpha_h \leq 1;$$

$\alpha_m$  – понижающий коэффициент для количества элементов  $m$ ; определяется по формуле

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)};$$

$l$  – длина или высота, м;

$m$  – количество вертикальных конструктивных элементов, вносящих вклад в общий эффект;

На рис. 1 представлен график зависимости изменения коэффициента  $\alpha_h$  от высоты элемента  $l$ .

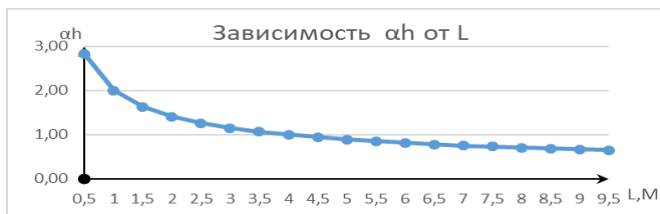


Рис. 1. График зависимости  $\alpha_h$  от  $l$

Из рис. 1 видно, что при значении величины  $l$  в промежутке от 4 до 9 м, значение  $\alpha_h$  практически постоянно.

При этом :

Если  $l \leq 4$  м, то величина  $\alpha_h = 1$ ;

Если  $4 \text{ м} < l < 9 \text{ м}$ , то величина  $\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}}$ ;  $2/3 < \alpha_h < 1$ ;

Если  $l \geq 9$  м, то величина  $\alpha_h = 2/3$ ;

На рис. 2 представлен график зависимости угла  $\theta$  от  $l$  ( при  $m = 3$ ,  $\theta_o = 1/200$ ).

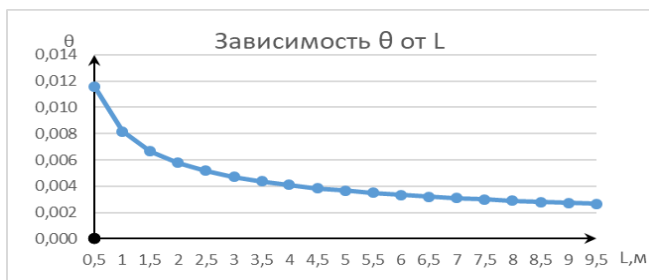


Рис. 2. График зависимости угла  $\theta$  от высоты (длины)  $l$

Согласно графику (рис. 2) при увеличении величины  $l$ , угол наклона  $\theta$  уменьшается.

На рис. 3 представлен график зависимости величин  $\theta$  от  $m$  (при  $L = 3$ ,  $\theta_o = 1/200$ ).

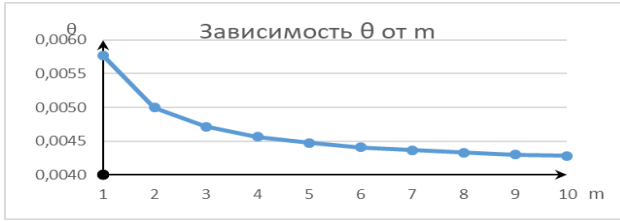


Рис. 3. График зависимости угла  $\theta$  от  $m$

В результате анализа влияния изменения  $l$  (высоты колонны) установлено, что в промежутке значения  $l$  от 4 до 9 м, величина  $\alpha_h$  практически постоянна, а также выявлено, что при увеличении величин  $l$  и  $m$ , угол наклона  $\theta$  уменьшается.

Согласно п. 5.8.3.1 [1] эффекты второго порядка могут не учитываться, если гибкость  $\lambda$  меньше определённого значения  $\lambda_{lim}$ :

$$\lambda_{lim} = \frac{20ABC}{\sqrt{n}},$$

$$n = \frac{N_{ED}}{A_c \cdot f_{CD}},$$

$n$  – относительное продольное усилие;

$$A = \frac{1}{1 + 0.2\varphi_{ef}}, \text{ рекомендуемое значение } A = 0,7;$$

где  $\varphi_{ef}$  – эффективный коэффициент ползучести;

По п. 5.8.4 [1].

$$\varphi_{ef} = \frac{\varphi_{(\infty, t_0)} \cdot M_{0Eqp}}{M_{0Ed}},$$

где  $\varphi_{(\infty, t_0)}$  – предельная характеристика ползучести по п 3.1.4;

$M_{0Eqp}$  – изгибающий момент с учётом эффекта первого порядка при практически постоянном сочетании нагрузок (предельное состояние по эксплуатационной пригодности);

$M_{0Ed}$  – изгибающий момент с учётом эффекта первого порядка при расчётном сочетании нагрузок (предельное состояние по несущей способности);

Согласно п. 3.1.4. [1] значение коэффициента ползучести можно определить по номограммам.

$$C = 1,7 - r_m, \text{ рекомендуемое значение } C = 0,7;$$

где  $r_m$  – отношение моментов;

$$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}};$$

$M_{01}, M_{02}$  – моменты на концах элемента с учетом эффектов первого порядка;

По приведенной выше формуле, можно сделать вывод о том, что коэффициент  $C$  не имеет граничных значений. Связано это в первую очередь с значением моментов, полученных при статическом расчёте. По п. 5.8.3.1 [1] Если моменты на концах элемента  $M_{01}, M_{02}$  дают растяжение с одной и той же стороны, то  $r_m$  принимается как положительное (т. е.  $C \leq 1,7$ ), в другом случае – как отрицательное (т. е.  $C > 1,7$ ).

$$B = \sqrt{1 + 2\omega}; \text{ рекомендуемое значение } B = 1,1;$$

где  $\omega$  – механический коэффициент армирования;

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}.$$

Величина  $\lambda_{lim}$  зависит от коэффициентов  $A, B, C$ . В результате анализа возможных вариантов определения и изменения параметров  $A, B, C$  – установлено, что их определение является трудоёмкой, но реализуемой задачей.

Предварительное армирование железобетонной колонны  $A_s$  можно назначить:

Учитывая рекомендации [1] по назначению  $P_{min}, P_{max}$  ;

С использованием графических зависимостей;

В табл. 1 представлены результаты значения коэффициента  $B$  при различных значения  $A_s$ .

Таблица 1

Значение коэффициента  $B$

Значения армирования колонны	Значение коэффициента $B$
Рекомендационное значение	1,1
Значение, полученное для примера с принятыми исходными данными	1,249
При min проценте армирования	1,043
При max проценте армирования	1,782

Ниже представлены графические зависимости для определения армирования железобетонных колонны по различным источникам.

В таблице 2 представлены результаты назначению  $A_s$  железобетонной колонны с принятыми исходными данными по графическим зависимостям.

Таблица 2

Результаты назначения  $A_s$  по различным источникам.

№	Наименования источников	Надкрановая часть колонны	Подкрановая часть колонны
[2]	Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры, Москва, 2005.	1964 мм <sup>2</sup>	4913 мм <sup>2</sup>
[3]	А. Н. Кувалдин, Г.С. Стрельцова «Пример расчёта железобетонных конструкций зданий», Москва, Стройиздат, 1976 г	2428 мм <sup>2</sup>	5058 мм <sup>2</sup>
[4]	How to Design Concrete Structures using Eurocode 2. / A. J. Bond, [et al]. – The Concrete Centre, Surrey, 2006.	2736 мм <sup>2</sup>	5040 мм <sup>2</sup>
[5]	Narayanan, R. S. Concise Eurocode 2. R. S. Narayanan, C. H. Goodchild. – The Concrete Centre, Surrey, 2006.	3145 мм <sup>2</sup>	4965 мм <sup>2</sup>

Нормы [1] не включают в себя расчетные формулы по определению площади арматуры и оставляют проектировщику свободу выбора методики. Не существует единого подхода.

На рис. 4 представлен график зависимости предельной гибкости  $\lambda_{lim}$  от принятого армирования конкретных исходных данных при рекомендуемых значения  $A = 0,7$ ;  $B = 1,1$ ;  $C = 0,7$ .

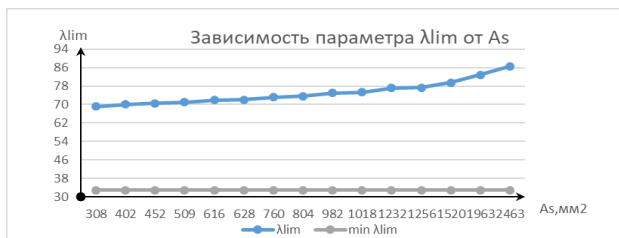


Рис. 4. График зависимости предельной гибкости  $\lambda_{lim}$  от  $A_s$

**Выводы.** При расчёте конструктивных элементов и конструкций следует учитывать неблагоприятные эффекты от возможных отклонений в геометрии конструкций и в расположении нагрузок, а также несовершенства при проверке предельных состояний несущей способности при постоянных и особых расчетных ситуациях.

На данный момент при учёте геометрических несовершенств значение  $\theta_0$  должно быть принято по рекомендации ТКП EN 1992-1-1-2009\*.

$\alpha_h, \alpha_m$  – по рекомендации ТКП EN 1992-1-1-2009\*

Значения критерия гибкости  $\lambda_{lim}$ , определенное по рекомендуемым значениям коэффициентов  $A, B, C$  по [1], существенно отличается от фактического, которое может быть определено с учётом рекомендаций [1] для определения фактических значений  $A, B, C$ .

ТКП EN 1992-1-1-2009\* не включает расчётные положения по определению площади арматуры в железобетонных колоннах и оставляет проектировщику свободу выбора методики по назначению  $A_s$ . Предварительное армирование может быть назначено либо по  $\min$  проценту армирования, либо по графикам.

#### СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. ТКП EN 1992-1-1-2009\* Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для здания. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2015. - 205 с.

2. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры, Москва, 2005.

3. Кувалдин А.Н., Стрельцова Г.С. «Пример расчёта железобетонных конструкций зданий», Москва, Стройиздат, 1976 г.

4. Bond A. J. [et al] - How to Design Concrete Structures using Eurocode 2 – The Concrete Centre, Surrey, 2006.

5. Narayanan, R. S., Goodchild C. H. - Concise Eurocode 2 – The Concrete Centre, Surrey, 2006.

6. Mosley W. H., Bungey J. H., R. Hulse - Reinforced Concrete Design to Eurocode 2, 6th Edition.– Palgrave, London, 2007.

УДК 624

## **EFFECT OF ENVIRONMENTAL CONDITIONS ON STRUCTURAL BEHAVIOR OF COMPOSITE BRIDGES IN DESERT ENVIRONMENT**

*<sup>1</sup>ABDUL QADER MELHEM, <sup>2</sup> ESAM MELHEM*

<sup>1</sup>Univ. Prof. university of Aleppo, Syria

<sup>2</sup> Univ. Prof. university of Al Bath, Syria Director of Syrian - Belarusian  
Center for Scientific and Technical Cooperation

**Abstract.** The following environmental phenomena: creep, deflection, thermal differentiation, growth of concrete, etc. has an effect on composite structures in general and specially, composite bridges. This paper will address the effect of changing temperatures on the upper structure of bridges in the desert environment. It will also address the impact of deflection with and without external loads. This paper presents a simple and practical way to introduce the effect of temperature changes on both the concrete and steel in the composite bridges of steel and concrete slab during design. It will focus on the following phenomena embodied in mathematical formulas taken in the design of composite bridges exposed to dead loads and live external loads as well as cases where these bridges are not exposed to external traffic loads of convoys:

– Strains arising from the relative thermal changes between the concrete and steel beam.