

УДК 69.04

**ПРЕДЛОЖЕНИЯ ПО РАСЧЕТУ
ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ
С ПРИМЕНЕНИЕМ ВЫСОКОПРОЧНОЙ АРМАТУРЫ,
НЕ ИМЕЮЩЕЙ СЦЕПЛЕНИЯ С БЕТОНОМ**

**PROPOSALS FOR CALCULATING
PRELIMINARY STRESSED REINFORCED
CONCRETE STRUCTURES
USING HIGH-STRENGTH REINFORCEMENT,
WITHOUT CONCRETE ADHESION**

А.Н. ТОПИЛИН

A.N. TOPILIN

(Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет)

(National Research Moscow State University of Civil Engineering)

E-mail: alex-topilin@mail.ru

В статье рассматривается работа предварительно напряженной балки со смешанным армированием, влияние напряженной высокопрочной арматуры, не имеющей сцепления с бетоном, при достижении предельного состояния по несущей способности.

Цель исследования – нахождение уровня влияния высокопрочной арматуры без сцепления на разрушающую нагрузку, методами строительной механики, для балки со смешанным армированием, при прямолинейной раскладке напрягаемой арматуры.

The article deals with the work of prestressed beams with mixed reinforcement, the effect of high-strength reinforcement stress, which has no adhesion to concrete, when reaching the limit state of the load-bearing capacity.

The aim of the study is to find the level of influence of high-strength reinforcement without coupling on the destructive load, by methods of structural mechanics, for beams with mixed reinforcement, with a straight layout of the stressed reinforcement.

Ключевые слова: предварительное напряжение, напряжение без сцепления, постнапряжение.

Keywords: pre-stress, stress without coupling, post-stress.

В предварительно напряженных железобетонных конструкциях с применением высокопрочной арматуры, не имеющей сцепления с бетоном, деформации, возникающие в результате приращения напряжений в высокопрочной арматуре, от действия внешних нагрузок, распределяются равномерно по всей длине каната, что приводит к неполному использованию прочностных свойств напрягаемой арматуры [5...10]. На рис. 1 (эпюра распределения напряжений в арматуре балки со смешанным армированием: а) – для арматуры со сцеплением, б) – для арматуры без сцепления) показано распределение напряжений в арматуре смешанно армированной балки.

Данный эффект учитывается нормами строительного проектирования железобетонных конструкций разных стран. Значения предельных напряжений в арматуре без сцепления представлены в табл. 1 (напряжения в высокопрочной арматуре без сцепления в момент разрушения).

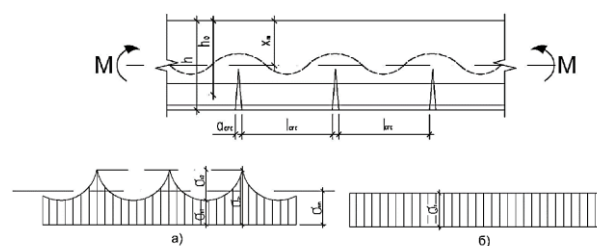


Рис. 1

Таблица 1

EN 1992-1-1[1]	Пособие к СП 63.13330[2]
$\sigma_{pd} + \Delta\sigma_{p,uls}$ $\Delta\sigma_{p,uls} = 100 \text{ МПа}$	$\sigma_{s,u} = \gamma_{sp} \sigma_{sp} + \Delta\sigma_{s,u} \leq 0,8R_s$ $\gamma_{sp} = 0,9$
σ_{pd}, σ_{sp} – усилие предварительного напряжения с учетом потерь	

Нормируемая величина максимальных напряжений в канате без сцепления соответствует работе каната в упругой стадии, следовательно, разрушения конструкции возможно в результате хрупкого разрушение

сжатой зоны бетона или пластического разрушения ненапрягаемой арматуры.

Максимальное значение изгибающего момента в соответствии с пособием к СП 63.13330 [2]:

$$M_{ult} = \sigma_{s,u} A_{sp} \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + R_s A_s \left(h - a - \frac{x}{2} \right) + R_{sc} A'_s \left(\frac{x}{2} - a' \right). \quad (1)$$

Приращение напряжений в напрягаемой арматуре от внешней нагрузки в предельном состоянии:

$$\Delta\sigma_{s,u} = 70 \left(\frac{0,6}{\xi} - 1 \right), \xi = x/h_0. \quad (2)$$

Высота сжатой зоны вычисляется из уравнения:

$$x^2 - Ax - B = 0, \quad (3)$$

$$\text{где } A = \frac{(\sigma_{sp} - 70) A_{sp} + R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b},$$

$$B = \frac{42 h_0 A_{sp}}{R_b b} \quad (4)$$

При высоте сжатой зоны $x < 2a'$ сжатая арматура не учитывается, поскольку расположена в близости от нейтральной оси.

Для определения напряжений в канатной напрягаемой арматуре без сцепления при прямолинейной раскладке возможно применение схемы определения напряжений на основе деформаций в момент, предшествующий разрушению. На рис. 2 показана геометрическая схема расчетной модели определения деформаций.

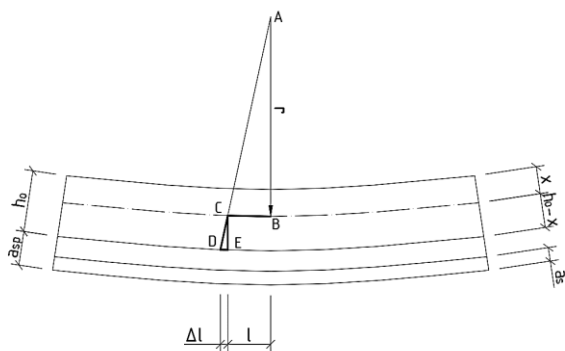


Рис. 2

Если задаться допущением, что радиус кривизны балки настолько велик, что отрезки BC и DE являются линейными, то треугольники ABC и CDE являются подобными, что дает нам выражение:

$$\frac{\ell}{r} = \frac{\Delta \ell}{h_0 - x} \quad (5)$$

С учетом преобразований:

$$\frac{1}{r} = \frac{\Delta \ell}{\ell(h_0 - x)} = \frac{\varepsilon}{h_0 - x} \quad (6)$$

Тогда:

$$\varepsilon = \frac{h_0 - x}{r} \quad (7)$$

Напряжение в высокопрочной напрягаемой арматуре находится на основании графика зависимости напряжений от деформаций для канатов типа К7 ГОСТ Р 53772–2010 [3]. Если они соответствуют упругой стадии, то справедливо выражение:

$$\sigma_{s,u} = E\varepsilon = E \frac{h_0 - x}{r} \quad (8)$$

Кривизна железобетонного элемента определяется в соответствии с пунктами 8.2, 9.3 СП 63.13330.2012 [4]:

$$\frac{1}{r} = \frac{M - N_p e_{op}}{D} \quad (9)$$

$$D = E_{b1} I_{red} \quad (10)$$

В качестве примера приведен расчет 3-метровой предварительно напряженной балки размерами 180×400, шарнирно опертой по краям, с использованием каната марки К7-15,7-1650/1860 ГОСТ 53772–2010 [3], $A_{sp} = 150 \text{ мм}^2$, прямолинейно расположенного, в качестве напрягаемого армирования конструктивной арматурой А400 2Ø6 $A_s = A_s' = 57 \text{ мм}^2$, бетона В50, начальное усилие предварительного натяжения $\sigma_{sp} = 0,95 R_{s,n} = 1567,5 \text{ МПа}$ "перетяжка". Расчетные характеристики материалов принимаются согласно СП63.13330 [3]. Схема к определению усилий в элементах нормального сечения представлена на рис. 3.

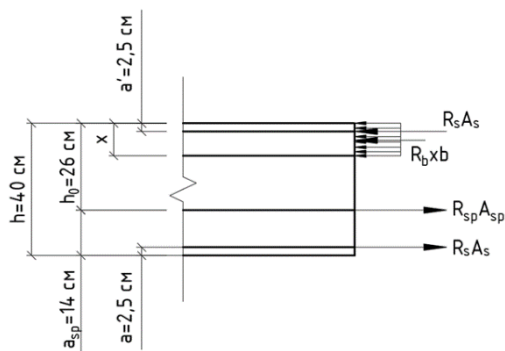


Рис. 3

Для эффективного преднапряжения конструктивного элемента с использованием напрягаемой арматуры без сцепления с бетоном его минимальная длина должна составлять примерно 8 м. В противном случае величина потерь на анкерном устройстве, зависящая от длины пучка напрягаемого армирования, возрастает, что приводит к значительному снижению усилия натяжения. Использование 3-метровой балки объясняется тем, что изготовление и испытание, планируемое в дальнейшем, элемента рекомендуемой длины невозможно в лабораторных условиях.

Потери предварительного напряжения определялись в соответствии с пунктом 6

методического пособия к СП63.13330 [2]. Поскольку раскладка напрягаемой арматуры прямолинейна и используется один

канат, потерями на трение и упругого обжатия бетона пренебрегают. Результаты расчетов потерь представлены в табл. 2.

Т а б л и ц а 2

№	Вид потерь	Зависимость	Значение, МПа
1	Потери на анкере	$\Delta\sigma_{sp4} = \frac{\Delta\ell}{\ell} E_{sp}, \Delta\ell = 4 \text{ мм}$	260
2	Потери от усадки бетона	$\Delta\sigma_{sp5} = \varepsilon_{b,sh} E_s$	58,5
3	Потери от ползучести бетона	$\Delta\sigma_{sp6} = \varepsilon_{cp} E_s$ $\varepsilon_{cp} = \frac{\varphi_{b,cr} \sigma_{bp}}{E_{bp}}$	26,98
4	Потери релаксации арматуры	$\Delta\sigma_{sp1} = r_{1000} f_r \sigma_{sp}$	58,78
5	I потери	$\Delta\sigma_{sp(1)}$	260
6	II потери	$\Delta\sigma_{sp(2)}$	144,27
7	Суммарные потери	$\Delta\sigma_{sp(1)} + \Delta\sigma_{sp(2)}$	404,27

С учетом потерь величина предварительного напряжения составляет 1163,23 МПа. Тогда найденные по закону Гука начальные относительные деформации равны $\varepsilon=0,5965\%$.

Высота сжатой зоны и предельный момент сечения, вычисленные по формулам (1)...(4) составляют $x=4,458 \text{ см}$, $M_{ult}=47,97 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Зная высоту сжатой зоны и предельный момент, определим кривизну элемента в момент, предшествующий разрушению по формулам (9)...(10), принимая модуль упругости бетона при действии кратковременных нагрузок, равный $0,85E_b$, при длительно действующих нагрузках с учетом коэффициента ползучести бетон $\varphi_{b,cr}$. Геометрические характеристики сечения определяются без учета напрягаемой арматуры, поскольку она не имеет сцепления и растянутой зоны бетона. Далее вычислим по формулам (5)...(7) величину приращения относительных деформаций. Получается, что в зависимости продолжительности действия момента величина относительных деформаций в напрягаемой арматуре колеблется от 0,138 до 0,188%, для нагрузок, принятых полностью кратковременными и длительно, соответственно.

Значение полных деформаций в напрягаемой арматуре, равное сумме относительных деформаций преднапряжения, и относительных деформаций, возникших от действия разрушающей нагрузки равны 0,735...0,785% в зависимости от продолжительности.

На рис. 4 представлен график зависимости напряжений от относительных деформаций для каната марки К7-15,7-1650/1860-ГОСТ 53772-2010 [3]. График зависимости указывает на то, что напряжения, возникающие в арматуре без сцепления, в момент разрушения находятся в диапазоне, примерно равном 1440...1480 МПа. По закону Гука данный диапазон составит 1432,65...1530,28 МПа. Значения напряжений указывают на то, что в момент разрушения канатная арматура находится в упругой стадии работы.

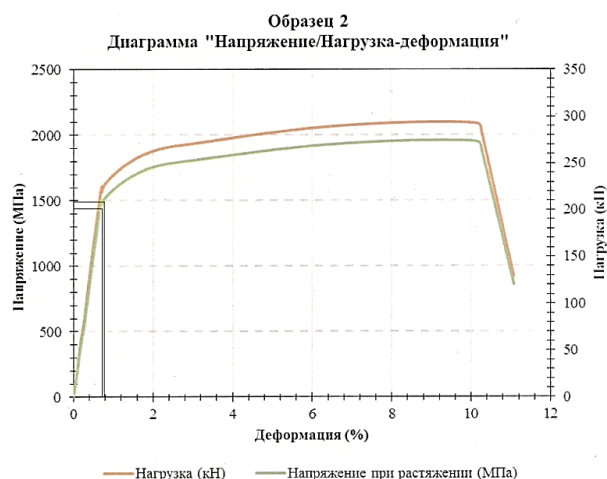


Рис. 4

ВЫВОДЫ

Таким образом, получается, что даже при достижении максимального внешнего момента, который может воспринять балка

в канатной арматуре, не достигается условного предела текучести. Преднапряженная арматура не может разрушиться раньше, чем конструктивная или бетон, ее запас прочности намного больше за счет большего предела текучести и отсутствия концентрации напряжений в местах раскрытия трещин. А значит, эффект преднапряжения сохраняется на всем протяжении работы конструкции и противоположен по знаку внешней нагрузке, следовательно, можно предполагать, что момент может быть увеличен:

$$M_{\text{внеш}} - M_p \leq M_{\text{ult}} \quad (11)$$

Данное предположение необходимо проверить проведением экспериментальных исследований и методами математического моделирования.

ЛИТЕРАТУРА

1. EN 1992-1-1:2004 Eurocode2: Design of Concrete Structures –Part1-1: General rules and rules for building.
2. Конструкции железобетонные монолитные с напрягаемой арматурой без сцепления с бетоном. Правила проектирования. – М.: Минстрой, 2017.
3. ГОСТ Р 53772–2010. Канаты стальные арматурные семипроволочные стабилизированные. Технические условия (с Изменением № 1). Официальное издание. – М.: Стандартинформ, 2010.
4. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 (с Изменениями № 1,2,3). – М.: Минстрой, 2012.
5. *Топилин А.Н., Терешина Е.Н., У. Кео.* Современные системы предварительного напряжения монолитных железобетонных конструкций // Бюллетень строительной техники. – 2018, №12. С. 50...51.
6. *Tamrazyan A., Avetisyan L.* Comparative analysis of analytical and experimental results of the strength of compressed reinforced concrete columns under special combinations of loads // MATEC Web of Conferences 5. Ser. "5th International Scientific Conference "Integration, Partnership and Innovation in Construction Science and Education", IPICSE 2016". – 2016. P.01029.
7. *Тамразян А.Г., Фаликман В.Р.* Основные требования к проектированию железобетонных конструкций по модельному кодексу ФИБ // Строительство и реконструкция. – 2016, № 3(65). С. 71...77.
8. *Tamrazyan A.G.* The assessment of reliability of punching reinforced concrete beamless slabs under the in-

fluence of a concentrated force at high temperatures // Procedia Engineering. – 2016. Т. 153. С. 715...720.

9. *Тамразян А.Г., Манаенков И.К.* К расчету плоских железобетонных перекрытий с учетом фактической жесткости сечения // Научное обозрение. – 2015, № 8. С. 87...92.

10. *Тамразян А.Г., Дудина И.В.* Влияние изменчивости контролируемых параметров на надежность преднапряженных балок на стадии изготовления // Жилищное строительство. – 2001, № 1. С.16...17.

REFERENCES

1. EN 1992-1-1:2004 Eurocode2: Design of Concrete Structures –Part1-1: General rules and rules for building.
 2. *Konstruktsii zhelezobetonnye monolitnye s napryagaemoy armaturoy bez stsepleniya s betonom.* Pravila proektirovaniya. – М.: Minstroy, 2017.
 3. *GOST R 53772–2010.* Kanaty stal'nye armaturnye semiprovolochnye stabilizirovannye. Tekhnicheskie usloviya (s Izmeneniem № 1). Ofitsial'noe izdanie. – М.: Standartinform, 2010.
 4. *SP 63.13330.2012.* Betonnye i zhelezobetonnye konstruktsii. Osnovnye polozheniya. Aktualizirovannaya redaktsiya SNiP 52-01-2003 (s Izmene-niyami № 1,2,3). – М.: Minstroy, 2012.
 5. *Topilin A.N., Tereshina E.N., U. Keo.* Sovremennye sistemy predvaritel'nogo napryazheniya monolitnykh zhelezobetonnykh konstruktsiy // Byulleten' stroitel'noy tekhniki. – 2018, №12. S. 50...51.
 6. *Tamrazyan A., Avetisyan L.* Somparative analysis of analytical and experimental results of the strength of compressed reinforced concrete columns under special combinations of loads // MATEC Web of Conferences 5. Ser. "5th International Scientific Conference "Integration, Partnership and Innovation in Construction Science and Education", IPICSE 2016". – 2016. P.01029.
 7. *Tamrazyan A.G., Falikman V.R.* Osnovnye trebovaniya k proektirovaniyu zhelezobetonnykh konstruktsiy po model'nomu kodeksu FIB // Stroitel'stvo i rekonstruktsiya. – 2016, № 3(65). S. 71...77.
 8. *Tamrazyan A.G.* The assessment of reliability of punching reinforced concrete beamless slabs under the influence of a concentrated force at high temperatures // Procedia Engineering. – 2016. Т. 153. S. 715...720.
 9. *Tamrazyan A.G., Manaenkov I.K.* K raschetu ploskikh zhelezobetonnykh perekrytiy s uchetom fakticheskoy zhestkosti secheniya // Nauchnoe obozrenie. – 2015, № 8. S. 87...92.
 10. *Tamrazyan A.G., Dudina I.V.* Vliyanie izmenchi-vosti kontroliruemykh parametrov na nadezhnost' prednapryazhennykh balok na stadii izgotovleniya // Zhilishchnoe stroitel'stvo. – 2001, № 1. S. 16...17.
- Рекомендована кафедрой железобетонных и каменных конструкций. Поступила 28.09.19.