

Трещиностойкость железобетонных конструкций без сцепления напрягаемой арматуры с бетоном

А.Н. Топилин, А.Ю. Качалова, А.К. Дятловская

*Национальный исследовательский Московский государственный строительный
университет, г. Москва*

Аннотация: В данной статье рассматривается трещиностойкость преднапряженных железобетонных конструкций без сцепления напрягаемой арматуры с бетоном. Приведено сравнение моментов трещинообразования опытных образцов преднапряженных балок со сцеплением и без сцепления. Также в программном комплексе «Abaqus» была создана и проанализирована трехмерная модель рассматриваемых конструкций. Приведены результаты компьютерного расчета с учетом нелинейности. На основании всех полученных данных предложены рекомендации для расчета трещиностойкости преднапряженных железобетонных конструкций без сцепления канатной арматуры с бетоном. Подготовлено расчетное обоснование.

Ключевые слова: предварительно напряженные конструкции, железобетонные балки, арматура, сцепление, трещиностойкость.

Введение

Преднапряжение железобетонных конструкций имеет ряд эксплуатационных преимуществ и поэтому нередко применяется в промышленном и гражданском строительстве [1–3]. Широкое распространение получила технология преднапряжения без сцепления напрягаемой арматуры с бетоном [4]. В таких конструкциях используется система «моностренд». Данная система представляет собой канат в тонкой полиэтиленовой трубке, пространство между которыми заполняется смазкой [5]. Применение таких специальных канатов сделало возможным создание преднапряжения в достаточно небольших по высоте сечения плит перекрытия [6–8]. Технология применения системы «моностренд» [9] тщательно отработана: разработаны анкерные устройства под любое количество канатов, несколько вариантов удобных гидравлических домкратов, полипропиленовые каналобразователи и т.д. [10].

Однако напряженно-деформированное состояние преднапряженных конструкций без сцепления напрягаемой арматуры с бетоном досконально не изучено.

Первые рекомендации по расчету и проектированию таких конструкций появились у нас в стране только в 2017 году и были закреплены в СП 63.13330.2018 в виде приложения «М».

Расчеты по второй группе предельных состояний предлагается выполнять традиционным способом.

В данной статье рассматривается процесс образования трещин в таких конструкциях на основе сравнения результатов испытания балок со сцеплением и без сцепления арматуры с бетоном и конечно-элементных моделей аналогичных балок.

Эксперимент

В 2020 - 2021 годах в мытищинской лаборатории НИУ МГСУ аспирантом Кео Уном и доцентом Топилиным А. Н. проводились испытания преднапряженных железобетонных балок со сцеплением рабочей арматуры и без ее сцепления с бетоном [11]. Для эксперимента были изготовлены две серии железобетонных балок. В первой серии (балки № 1, 3) использовалась технология преднапряжения со сцеплением с бетоном. Рабочая канатная арматура натягивалась в специальных металлических гофрированных каналах с дальнейшим их цементированием. Вторая серия балок (балки № 2, 4, 5) армировалась «монострэндами», то есть использовалась технология преднапряжения без сцепления с бетоном.

Размеры поперечного сечения: 180x400 мм.

Длина балки: 3200 мм.

Рабочее армирование – напрягаемый канат К7-15.7-1860 ГОСТ 53772-2010, с площадью поперечного сечения $A_{sp}=1,5 \text{ см}^2$. Канат закрепляется на

торцах с помощью анкера EV 6801. Натяжение создавалось гидравлическим домкратом SM 240.

Продольная конструктивная арматура - $\varnothing 8$ A500 (образцы №1-3) и $\varnothing 6$ A500 (образцы №4-5).

Схема армирования представлена на рис.1.

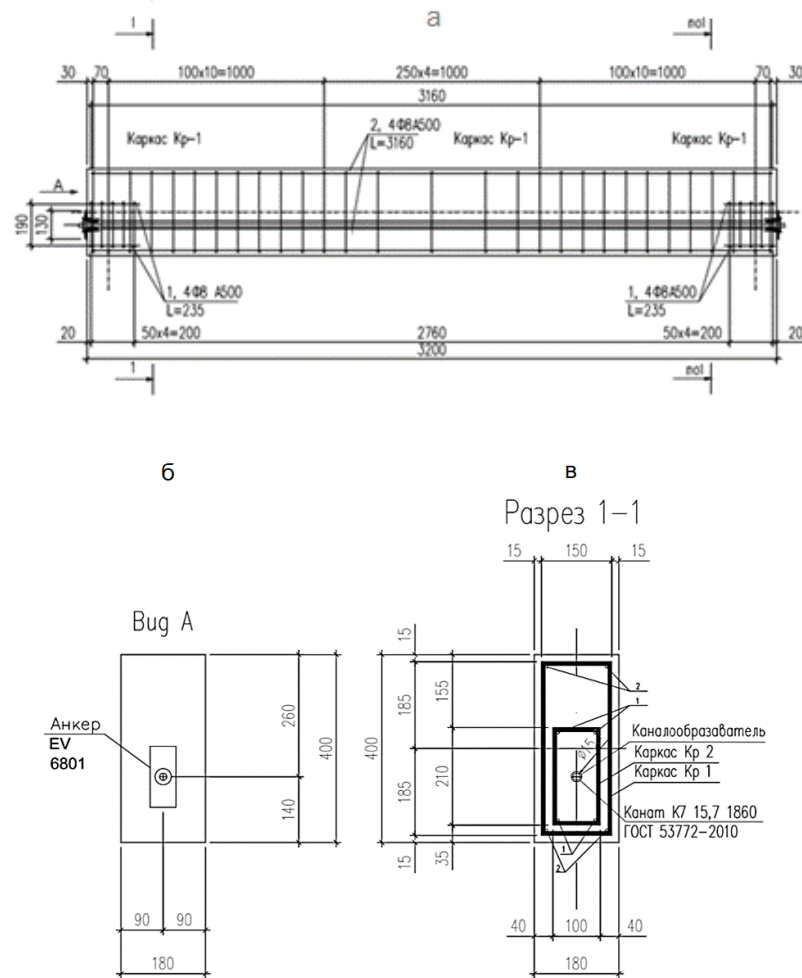


Рис. 1. – Схема армирования экспериментальных образцов, а – опалубочный чертеж, б – вид А (вид с торца), в – разрез 1-1 (сечение на опоре).

С учетом закрепления расчетный пролет изгибаемого элемента равен 3 м, расстояние от центра тяжести конструктивной продольной арматуры до крайнего волокна балки – 30 мм, от центра тяжести рабочей арматуры до крайнего волокна – 140 мм.

По результатам эксперимента Кео Уна [11] были получены следующие усилия в напрягаемой арматуре при натяжении ее домкратом: 25,4 т (для балок №1, 2) и 24 т (для балок №3, 4, 5). С учетом всех потерь среднее значение предварительного напряжения равно 1039 МПа.

Ниже представлены полученные в ходе эксперимента Кео Уна физико-механические характеристики материалов [11]:

1) Бетон: $R_b = 3,793 \text{ кН/см}^2 = 39,93 \text{ МПа}$, $R_{bt} = 0,265 \text{ кН/см}^2 = 2,65 \text{ МПа}$, $E_b = 35779,7 \text{ МПа}$; $\mu = 0,175$;

2) Конструктивная арматура (использовалась арматура $\varnothing 6 \text{ мм}$ и $\varnothing 8 \text{ мм}$): $R_s = 53,6 \text{ кН/см}^2$, $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}$, $\mu = 0,3$;

3) Рабочая канатная арматура К7-15.7-1860 (площадь поперечного сечения каната $A = 150 \text{ мм}^2$): $\sigma_{0,1, \min} = 169,33 \text{ кН/см}^2 = 1693,27 \text{ МПа}$, $\sigma_{0,2, \min} = 190,34 \text{ кН/см}^2 = 1903,36 \text{ МПа}$, $E_{sp} = 1,95 \cdot 10^5 \text{ МПа}$, $\mu = 0,3$.

Исследование трещиностойкости изгибаемых преднапряженных конструкций

Согласно методике СП 63.13330.2018 для преднапряженных конструкций предлагается вести расчет определения момента образования трещин по пункту 8.2.11 по формуле (1):

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} + N_p \cdot e_{яp} \quad (1)$$

Ссылаясь на пункт 8.2.9 из СП 63.13330.2018, допускается момент образования трещин определять без учета неупругих деформаций растянутого бетона $W_{pl} = W_{red} = 4953898 \text{ мм}^3 = 4953,898 \text{ см}^3$.

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} + N_p \cdot e_{яp} = 0,265 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \cdot 4953,898 \text{ см}^3 +$$

$$+ 155,861 \text{ кН} \cdot 12,7 \text{ см} = 3292,218 \text{ кН} \cdot \text{см} = 32,922 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$N_p = 1,5 \cdot \sigma_{sp,пот} = 1,5 \cdot 103,9071 \text{ кН} = 155,861 \text{ кН}$$

$$e_{яp} = r + e_{op} = 67,003 + 60 = 127,003 \text{ мм} = 12,7 \text{ см},$$

где $e_{яp}$ – расстояние от точки приложения усилия предварительного обжатия до ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой зоны;

r – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до ядровой точки;

$e_{op} = 60$ мм – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до центра тяжести напрягаемой арматуры.

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до ядровой точки r определяется по формуле (2):

$$r = \frac{W_{red}}{A_{red}} = \frac{4953898 \text{ мм}^3}{75053,1 \text{ мм}^2} = 67,003 \text{ мм} \quad (2)$$

где A_{red} – площадь приведенного сечения:

Ниже в таблице №1 представлены для сравнения значения момента трещинообразования, полученного в ходе эксперимента Кео Уна [11] и полученного в результате расчета по СП 63.1330.2018.

Таблица № 1

Сравнительная таблица экспериментального и теоретического момента образования трещин

№ п/п	Экспериментальные данные $M_{crc}^э$, кН·м	Теоретические данные $M_{crc}^т$, кН·м	$\frac{M_{crc}^э - M_{crc}^т}{M_{crc}^т} \cdot 100\%$, %
1	37,39/8	32,922	+13,57
2	35,24/8		+7,04
3	38,44/8		+16,76
4	34,91/7		+6,04
5	34,79/7		+5,67

Анализируя полученные значения моментов трещинообразования, мы можем сделать следующие выводы:

Экспериментальная трещиностойкость превышает теоретическую на величину до 16,76%. Данное явление объясняется отсутствием в расчете влияния арматуры.

Также следует обратить внимание на существенное снижение трещиностойкости балок без сцепления напрягаемой арматуры с бетоном. Разница моментов образования трещин в среднем равна 10 %. Обуславливается это отсутствием сцепления рабочей арматуры с бетоном из-за конструкции «монострэнда», благодаря чему канат не сопротивляется образованию трещин. В классических преднапряженных конструкциях сцепление напрягаемой арматуры с бетоном обеспечивает их совместную работу против образования трещин. Значение сопротивления преднапряженной арматуры $\Delta\sigma_{sp}$ определяется по формуле 6. Схема усилий в армировании сечения представлена на рис. 2.

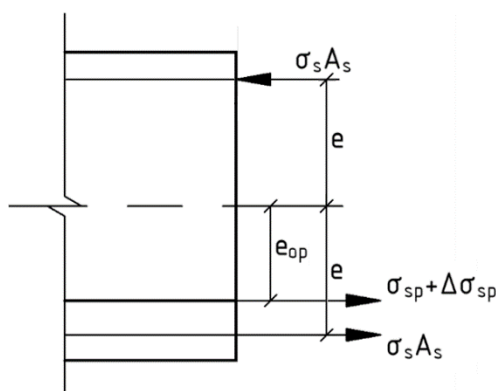


Рис. 2. – Схема усилий.

Приращение напряжения в момент появления трещин в рабочей арматуре по формуле (3):

$$\Delta\sigma_{sp} = \varepsilon_b \cdot E_{sp} = 0,00015 \cdot 195000 = 29,25 \text{ МПа} = 2,925 \text{ кН/см}^2, \quad (3)$$

где $\varepsilon_b = 0,00015$ – максимальная деформация растяжения бетона согласно [12],

E_{sp} – модуль упругости канатной арматуры.

Напряжение в конструктивной арматуре по формуле (4):

$$\sigma_s = \varepsilon_b \cdot E_s = 0,00015 \cdot 200000 = 30 \text{ МПа} = 3,000 \text{ кН/см}^2, \quad (4)$$

где E_s – модуль упругости конструктивной арматуры.

Дополнительный момент от влияния арматуры в балках 1 и 3 (со сцеплением) по формуле (5):

$$M_s = \Delta\sigma_{sp} \cdot A_{sp} \cdot e_{op} + \sigma_s \cdot A_s \cdot e = 2,925 \cdot 1,5 \cdot 0,06 + 3,0 \cdot 1,01 \cdot 0,17 \cdot 2 = 1,293 \text{ кН}\cdot\text{м}, \quad (5)$$

Дополнительный момент от влияния арматуры в балке 2 (без сцепления) по формуле (6):

$$M_s = \sigma_s \cdot A_s \cdot e = 3,0 \cdot 1,01 \cdot 0,17 \cdot 2 = 1,03 \text{ кН}\cdot\text{м} \quad (6)$$

Дополнительный момент от влияния арматуры в балках 4 и 5 (без сцепления) по формуле (7):

$$M_s = \sigma_s \cdot A_s \cdot e = 3,0 \cdot 0,566 \cdot 0,17 \cdot 2 = 0,577 \text{ кН}\cdot\text{м} \quad (7)$$

Прибавим к теоретическому значению момента образования трещин, вычисленного по СП.63.13330.2018, момент от влияния арматуры M_s . Полученные значения моментов приближаются к экспериментально измеренным.

Со сцеплением по формуле (8):

$$M_{crc}^T + M_s = 32,922 + 1,293 = 34,215 \text{ кН}\cdot\text{м} \quad (8)$$

Без сцепления для 2 балки по формуле (9):

$$M_{crc}^T + M_s = 32,922 + 1,03 = 33,952 \text{ кН}\cdot\text{м} \quad (9)$$

Без сцепления для 4 и 5 балки по формуле (10):

$$M_{crc}^T + M_s = 32,922 + 0,577 = 33,499 \text{ кН}\cdot\text{м} \quad (10)$$

В таблице №2 представлены для сравнения значения момента трещинообразования, полученные в ходе эксперимента Кео Уна [11], и значения, вычисленные с учетом влияния арматуры.

Таблица № 2

Сравнительная таблица момента образования трещин

№ п/п	Экспериментальные данные $M_{crc}^э$, кН·м	Теоретические данные $M_{crc}^m + M_s$, кН·м	$\frac{M_{crc}^э - (M_{crc}^T + M_s)}{M_{crc}^T} \cdot 100\%$, %
1	37,39	34,215	+9,30
2	35,24	33,952	+3,79
3	38,44	34,215	+12,35
4	34,91	33,499	+4,21
5	34,79	33,499	+3,85

Сравнивая значения таблиц №1 и №2, можно сделать следующий вывод: учет воздействия арматуры уменьшает разницу между теоретическим моментом образования трещин и экспериментальным. Анализ показал, что для балок без сцепления погрешность уменьшилась на 1,8-3,2%, а для балок со сцеплением – на 4,2-4,4%.

Моделирование балки в программном комплексе Abaqus

Численный эксперимент, в ходе которого были учтены физическая и геометрическая нелинейность, осуществлялся в конечно-элементном программном комплексе Abaqus 6.13.

Во время моделирования материалов, рассматриваемых балок, применялись характеристики материалов, которые определил путём эксперимента аспирант Кео Уна [11].

На рис.3 представлена конечно-элементная модель балки.

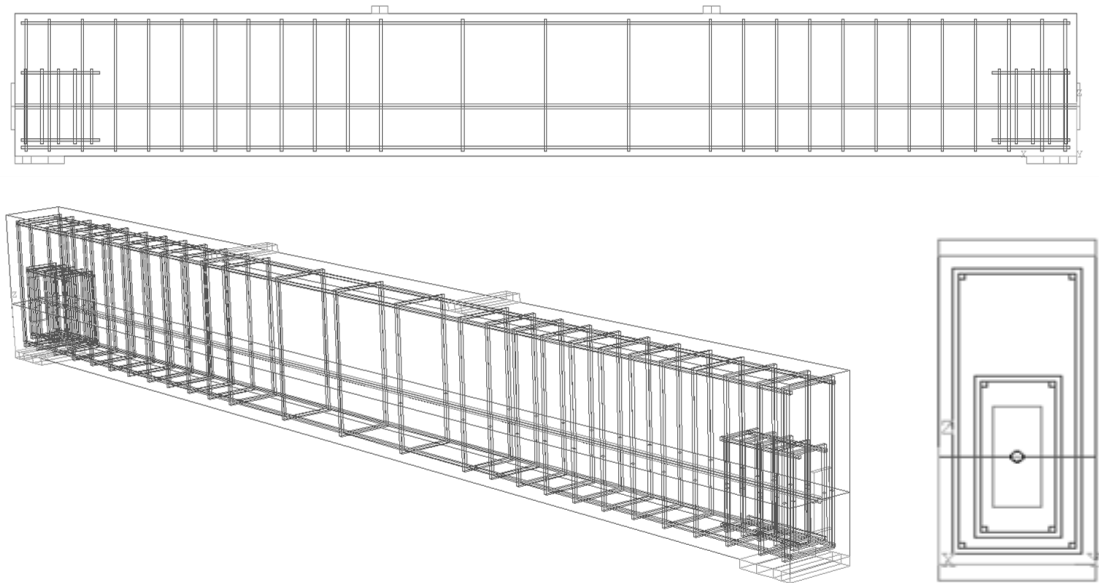


Рис. 3. – Конечно-элементная модель балки.

По итогу расчета момент образования трещин в балке со сцеплением равен 33,75 кН·м.

Момент образования трещин в балке без сцепления с конструктивной арматурой Ø8 равен 33,7 кН·м, а с конструктивной арматурой Ø6 момент равен 33,65 кН·м.

Таблица №3 показывает и сравнивает, полученные путём эксперимента, а также исследованию на вычислительной технике и теоретическим расчётам, сведения о моменте образования трещин

Таблица № 3

Сравнительная таблица момента образования трещин

№ п/п	Эксперимент $M_{crс}^э$, кН·м	Испытание модели $M_{crс}^{кэ}$, кН·м	Теоретические данные $M_{crс}^m + M_s$, кН·м	$\frac{M_{crс}^э - (M_{crс}^T + M_s)}{M_{crс}^T}$ ·100%, %	$\frac{M_{crс}^{кэ} - (M_{crс}^T + M_s)}{M_{crс}^T + M_s}$ ·100%, %	$\frac{M_{crс}^э - M_{crс}^{кэ}}{M_{crс}^{кэ}}$ 100, %
1	37,39	33,75	34,215	+9,30	-1,36	+10,79
2	35,24	33,7	33,952	+3,79	-0,74	+4,57
3	38,44	33,75	34,215	+12,35	-1,36	+13,90
4	34,91	33,65	33,499	+4,21	+0,45	+3,74
5	34,79	33,65	33,499	+3,85	+0,45	+3,39

Заключение

1. Реальная трещиностойкость превышает теоретическую и полученную при испытании к.э. модели. При учете влияния арматуры расхождение значительно сокращается. Между экспериментом и теоретическим расчетом разница становится около 10%, а разница между испытанием к.э. модели и теоретическим расчетом составляет, при учете влияния арматуры, около 1%.

2. Если требуется более точное определение трещиностойкости изгибаемых железобетонных элементов, следует учитывать влияние арматуры

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} + N_p \cdot e_{яp} + M_s,$$

$$\text{где } M_s = \Sigma \sigma_s \cdot A_s \cdot e_s + \Delta \sigma_{sp} \cdot A_{sp} \cdot e_{op};$$

e_s и e_{op} - расстояния от соответствующей арматуры до центра тяжести приведенного сечения.

3. Конструкции без сцепления напрягаемой арматуры с бетоном имеют меньшую трещиностойкость по сравнению с классическим армированием со сцеплением. Разница составляет в среднем 6-8% и зависит от количества напрягаемой арматуры $\Delta M_{crc} = \Delta \sigma_{sp} \cdot A_{sp} \cdot e_{op}$.

4. Снижение сопротивления к трещинам у балок, не имеющих сцепления бетона и напряжённой арматуры, исходит из того, что арматурный канат заключенный в оболочку со смазочным составом, не препятствует процессу возникновения трещин. В то же время, при наличии сцепления, арматура взаимодействует с бетоном и сопротивляется возникновению трещин, хоть и с малым напряжением $\Delta \sigma_{sp} = \varepsilon_{bt,max} \cdot E_{sp}$.

Литература

1. Топилин А.Н., Терешина Е.Н., У. Кео. Современные системы предварительного напряжения монолитных железобетонных конструкций // Бюллетень строительной техники. 2018. №12. С. 50-51.

2. Мартынюк А.А., Маилян Д.Р. Применение комбинированного преднапряжения в строительных конструкциях // Инженерный вестник Дона. 2018. №2. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/N2y2018/4985.

3. Портаев Д.В. Расчет и конструирование монолитных преднапряженных конструкций гражданских зданий. М: Издательство АСВ, 2011. 248 с.

4. Khan S., Williams M. Post-tensioned concrete floors. Butterworth-Heinemann Ltd, 1995. 311 p.

5. Ситников С. Л., Мирюшенко Е.Ф. Способ изготовления предварительно напряженных железобетонных конструкций и моностренд. Патент № RU 2427686 С2 // 2011. Бюл. №24. URL: patents.google.com/patent/RU2427686C2.

6. Топилин А.Н., Бадаев М.И., Кео У., Терешина Е.Н. Системы предварительного напряжения железобетонных конструкций без сцепления арматуры с бетоном и со сцеплением в монолитном строительстве // ЖБИ и Конструкций. 2016. № 4. С. 14-15.

7. Шарипов Р.Ш., Зенин С.А., Кудинов О.В. Проблемы расчета предварительно напряженных конструкций без сцепления арматуры с бетоном по первой и второй группам предельных состояний и способы их решения // Строительные науки. 2017. № 1. С. 129-132.

8. Keo O., Gneushev I., Topilin A. Modelling and Methods of Structural Analysis // Journal of Physics Conference Series. 2019. № 1425:012044. p. 8.

9. Кузнецов В.С., Шапошникова Ю. А. Прочность изгибаемых железобетонных элементов с дополнительной высокопрочной арматурой без сцепления с бетоном // Инженерный вестник Дона. 2019. №9. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n9y2019/6207.

10. Деркач В.Н. Совершенствование армирования железобетонных изгибаемых элементов с напрягаемой арматурой без сцепления с бетоном // Экспериментальные исследования и расчет строительных конструкций: сборник научных трудов. М.: ЦНИИПромзданий, 1992. С. 3-6.

11. Кео У. Экспериментальные исследования предварительно напряженных трехметровых железобетонных балок без сцепления высокопрочной канатной арматуры с бетоном: дис. ... аспирант. М., 2021. 101 с.

12. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции: Общий курс: Учеб. для вузов. 5 изд. М.: Стройиздат, 1991. 767 с.

References

1. Topilin A.N., Tereshina E.N., W. Кео. Byulleten' stroitel'noy tekhniki. 2018. №12. pp. 50-51.

2. Martynyuk A.A., Mayilyan D.R. Inzhenernyj vestnik Dona, 2018, №2. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/N2y2018/4985.

3. Portaev D.V. Raschet i konstruirovaniye monolitnykh prednapryazhennykh konstruktsiy grazhdanskikh zdaniy [Calculation and design of monolithic prestressed structures of civil buildings]. Moskva: Izdatel'stvo ASV, 2011. 248 p.

4. Khan S., Williams M. Post-tensioned concrete floors. Butterworth-Heinemann Ltd, 1995. 311 p.

5. Sitnikov S. L., Miryushenko E.F. Sposob izgotovleniya predvaritel'no napryazhennykh zhelezobetonnykh konstruktsiy i monostrend [Method to manufacture prestressed reinforced concrete structures and monostrand]. Patent № RU 2427686 C2. 2011. Byul. №24. URL: patents.google.com/patent/RU2427686C2.

6. Topilin A.N., Badaev M.I., Кео У., Tereshina E.N. ZhBI i Konstruktsiy. 2016. № 4. pp. 14-15.

7. Sharipov R.Sh., Zenin S.A., Kudinov O.V. Stroitel'nyye nauki. 2017. № 1. pp. 129-132.

8. Кео О., Gneushev I., Topilin A. Modelling and Methods of Structural Analysis. Journal of Physics Conference Series. 2019. № 1425:012044. p. 8.



9. Kuznetsov V.S., Shaposhnikova Yu. A. Inzhenernyj vestnik Dona, 2019, №9. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n9y2019/6207.

10. Derkach V.N. Eksperimental'nyye issledovaniya i raschet stroitel'nykh konstruktsiy: sbornik nauchnykh trudov. Moskva: TsNIIPromzdaniy, 1992. pp. 3-6.

11. Keo U. Eksperimental'nyye issledovaniya predvaritel'no napryazhennykh trekhmetrovykh zhelezobetonnykh balok bez stsepleniya vysokoprochnoy kanatnoy armatury s betonom [Experimental studies of prestressed three-meter reinforced concrete beams without adhesion of high-strength cable reinforcement with concrete]: dis. ... graduate student. Moskva, 2021. 101 p.

12. Baykov V.N., Sigalov E.E. Zhelezobetonnyye konstruktsii: Obshchiy kurs: Ucheb. dlya vuzov . 5 izd. [Reinforced concrete structures: General course: Study. for universities. 5th ed]. Moskva: Stroyizdat, 1991. 767 p.

Дата поступления: 22.11.2025

Дата публикации: 11.01.2025