

УДК 624.012.35/45

Замалиев Ф.С. – кандидат технических наук, доцент

E-mail: zamaliiev49@mail.ru

Казанский государственный архитектурно-строительный университет

Адрес организации: 420043, Россия, г. Казань, ул. Зеленая, д. 1

К расчету сопряжения плиты с балкой в сталежелезобетонных конструкциях

Аннотация

В сталежелезобетонных изгибаемых элементах обеспечение совместности работы слоев в основном обеспечивается анкерными связями. Проведен анализ конструкций анкерных связей, применяемых в отечественной и зарубежной строительной практике. Рассмотрены существующие подходы расчета сопряжения плиты с балкой, предложена модель расчета анкерного стержня исходя из разрушения по бетону или по анкерному стержню. Модели расчета анкерных связей приняты исходя из треугольного, прямоугольного и криволинейного эпюры моментов, действующих на анкерный стержень.

Ключевые слова: сталежелезобетонные конструкции, анкерные связи, модель расчета, прочность анкера.

Обеспечение надежной совместной работы плиты и балок является одной из главных задач при проектировании сталежелезобетонных конструкций. Наличие в структуре составной сталежелезобетонной конструкции слоев с резко выраженными отличительными особенностями по физико-механическим свойствам, накладывает повышенные требования к конструкторским решениям анкерных устройств. На стадии выбора конструкций анкерных связей требуется проанализировать существующие решения анкерных устройств с позиции надежности их работы, трудоемкости выполнения и экономичности по расходу материала.

Проблема надежного соединения слоев составных изгибаемых элементов ровно как и сталежелезобетонных конструкций, возникшая на этапе появления составных конструкций по сей день является актуальной задачей. С одной стороны продолжается поиск рациональных конструктивных решений анкерных устройств, с другой стороны исследователям и инженерам не дает покоя необходимость найти надежные способы оценки прочности сопряжения плиты с балкой.

В середине прошлого столетия интенсивно исследовались сборно-монолитные железобетонные конструкции в виде балок и ребристых плит. Естественно, необходимо было обеспечить совместную работу сборной и монолитной частей железобетонной конструкции. Немалый вклад в этом внесли ученые нашего вуза и их работы нашли отражение в работах [1-4]. Во всех исследованиях главным вопросом являлось выявление предельного состояния контакта «шва». Если в работе [3] за предельное состояние стыка принимается предельная несущая способность изогнутого анкера на растяжение, то в [4] рассматривается работа анкерного стержня в сборной и монолитной частях бетонного тела и за предельное состояние принимается образование пластического шарнира в стальном стержне. Такой же подход использован И.С. Абдрахмановым [5] для расчета гвоздей в бетонном теле деревобетонного изгибаемого элемента пренебрегая деформациями гвоздя в массиве древесины. Рассмотрение напряженно-деформативное состояния гвоздя в древесине, где больше деформативности, чем в бетоне, дало бы более интересные результаты.

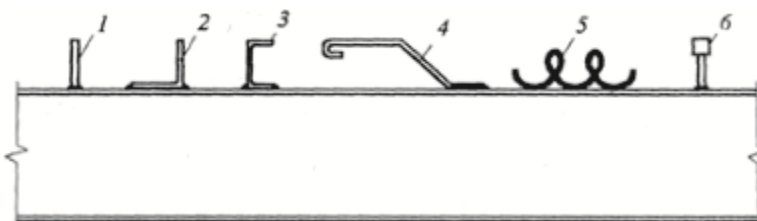


Рис. 1. Конструкции анкерных связей:

1 – лист, 2 – уголок, 3 – швеллер, 4 – гнутик, 5 – пружина, 6 – стад-болт

В отличие от перекрытий реконструируемых гражданских зданий [6], в мостовых конструкциях применяют массивные анкерные упоры, прикрепленные к верхнему поясу стальной балки при помощи сварки или болтов [7]. В гражданских зданиях в качестве анкерных связей применяются отрезки трубы, уголков, швеллера, пружины и т.п. [8] (рис. 1), в промышленных зданиях при сборной железобетонной плите жесткие упоры размещают в пазах или в «окнах» сборной плиты (Проектирование сталежелезобетонных перекрытий промышленных зданий, РСН 64-88, Минск 1988), в стандарте организации по проектированию монолитных железобетонных перекрытий со стальным профнастилом, анкерные стержни предлагают из рифленой арматуры (СТО 0047-2005), привариваемые электродуговой сваркой. В последнее время в отечественных источниках появилась информация о разработках по приварке анкерных стержней контактной сваркой с помощью специального устройства. В СТО 0047-2005 кроме прямолинейного арматурного стержня в качестве анкера предлагают упоры компании HILTI зето-образного сечения прикрепляемые к верхнему поясу стальной балки дюбелями. В европейских странах широко распространены прямолинейные гладкие стержни со шляпкой – так называемый стад-болт (рис. 1) [9]. Французские инженеры кроме анкерных стержней со шляпкой, предлагают и «П» образные наклонно расположенные анкерные скобы [10]. Инженеры из компании ArcelorMittal разработали сталежелезобетонную балку состоящую из «Т» образной верхней полки из бетона и «Т» образного нижнего стального профиля, которые соединяются между собой на специальных крючкообразных выступах стенки профиля. Исследования показали надежную работу таких крючков-зацепов.

Оценка прочности соединения слоев в действующих нормах и рекомендациях (СТО, Eurocode) сводится к расчету прочности анкерной детали отдельно для каждого материала: вырывание или скол бетона и сопротивление анкерного стержня, а в случае монолитного перекрытия со стальным профнастилом, также рассматривается сопротивление вырыванию и разрыву настила.

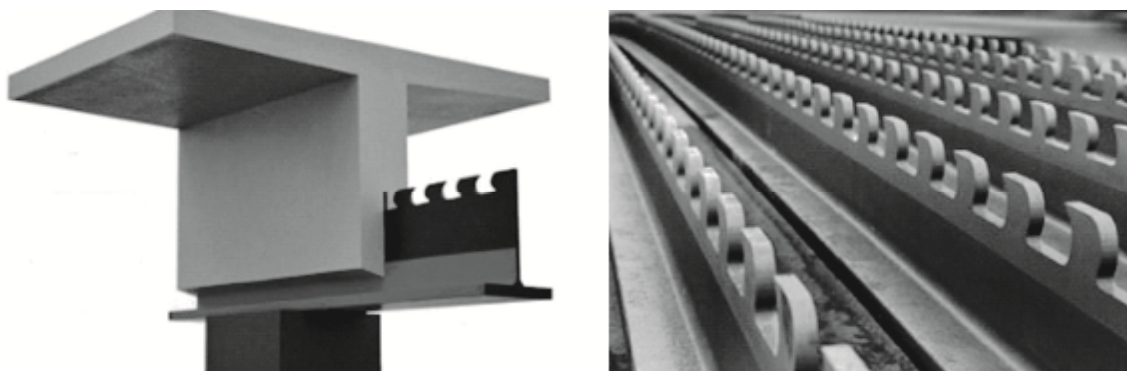


Рис. 2 Соединение бетонной и стальной частей на крючкообразных выступах

Недостатком существующих рекомендации и норм следует считать то, что сдвигающее усилие на контакте слоев определяется в основном исходя из общеизвестных зависимостей как сумма касательных напряжений по плоскости контакта верхнего пояса стального ребра с плитой на участке между соседними анкерами [8], а также неучет деформации сдвига в контакте слоев и неучет упруго-пластической работы материалов плиты и анкеров. Европейские нормы, широко применяемые в странах ЕС [9], в ряде случаев также проектными организациями нашей страны, расчетную несущую способность стад-болтов на сдвиг предлагают учитывать по меньшему из двух значений:

- несущей способности стад-болта на растяжение;
- несущей способности бетона под стад-болтом, определяемой как произведение площади контакта и подкоренного выражения прочности на сжатие и модуля упругости бетона.

Для определения расчетных сдвигающих усилий в сборно-монолитных, деревобетонных и сталежелезобетонных конструкциях используют теорию составных стержней А.Р. Ржаницына [4, 5, 12, 13]. Общим недостатком существующих рекомендаций

и норм следует также считать то, что рассматривается изолированный изгибаемый элемент состоящий из балки и части плиты, т.е. плита рассматривается как набор полос с соответствующими ребрами, а не модель состоящая из плиты со множеством ребер.

Л.В. Енджиевский [8] сдвигающую силу «Т» предлагает определять по формуле:

$$T = \frac{Q \cdot S_{pl}}{J_{red}} \cdot a, \quad (1)$$

где Q – перерезывающая сила;

S_{pl} – статический момент плиты относительно нейтральной оси;

J_{red} – приведенный момент инерции сечения;

a – шаг анкерных связей.

Приведенный момент инерции сечения определяют [9] по следующей формуле:

$$J_{red} = J_s + A_s y^2 + \frac{J_{pl}}{n} + \frac{A_{pl} (y_{pl} - y)^2}{n}, \quad (2)$$

где J_{pl} – момент инерции сечения плит относительно собственной оси;

$n = E_s / E_b$ – отношение модулей упругости;

$y = S_0 / A_{red}$ – положение центра тяжести сечения;

$S_0 = A_{pl} y_{pl} / n$ – статический момент участка плиты относительно нейтральной оси сечения стальной балки;

y_{pl} – расстояние между центрами тяжести плиты и балки.

Сталежелезобетонные конструкции в гражданском строительстве в основном применяют как опертую по двум сторонам плиту с регулярно расположенными ребрами – стальными балками в одном направлении, в том числе при реконструкции старинных зданий, где решается вопрос восстановления работоспособности перекрытия по деревянным балкам. Статический расчет такой конструкции сводят в основном к расчету одной балки с присоединенным к ней участком железобетонной плиты. Однако, рассмотрение перекрытия как систему плиты с подкрепленными ребрами (ортотропная плита) дает более экономичные решения [15]. Используя дифференциальное уравнение для ортотропной плиты [15] с разными цилиндрическими жесткостями D_{04} , D_{22} , D_{40} описывается напряженно-деформированное состояние сталежелезобетонной плиты:

$$D_{04} \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + D_{22} \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + D_{40} \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = q_{(x,y)}. \quad (3)$$

Для решения дифференциального уравнения используют разные методы (МКЭ, Ритца, Бубнова-Галеркина, МКР и др.). Для инженерных задач при расчете плитных конструкций часто применяют метод конечных разностей. Выбирают на поверхности плиты некоторую область с границами $a \leq x \leq b$, $c \leq y \leq d$, область x, y из непрерывной превращают в дискретную. Подбирают число разбиений, чаще $\Delta x = \Delta y$ и получают операторы коэффициентов, состоящих из конкретного количества точек. Схема оператора коэффициентов представлена на рис. 2 библиографической ссылки [16].

Для каждой внутренней точки плиты записывается уравнение равновесия, рассматривается упругое или упругопластическое состояние плиты шарнирно опертой по концам ребер-балок и нагруженной равномерно распределенной нагрузкой. Решается уравнение равновесия в прогибах для быстроты вычислений можно использовать программу составленную в среде Mathcad 15 [16].

Для вычисления перерезывающей силы Q в конкретных точках в зоне сопряжения плиты с балкой используется дифференциальное уравнение третьей степени в прогибах записанное в конечно-разностном виде.

Для рассматриваемой зоны, где определяется сдвигающая сила «Т» по формуле (1) подставляется значение перерезывающей силы полученное из рассмотрения сопряжения балок с плитой в составе перекрытия. Перекрытие в свою очередь рассматривается не как набор ребер с участком плиты, работающих только в направлении ребер-балок, а как ортотропная плита:

$$Q_{ix} = \frac{-D_{04}}{2(\Delta x)^3} \left[w_{-2}^x - 2(w_{-1}^x - w_{+1}^x) - w_{+2}^x \right] + x \left[(w_{-1}^{xy} - w_{+1}^{xy}) - 2(w_{-1}^x - w_{+1}^x) + (w_{-1}^{xy} - w_{+1}^{xy}) \right], \quad (4)$$

где $\chi = m + \frac{2D_{22}}{D_{04}}$, – коэффициент учета работы ортотропной плиты на кручение;

μ – коэффициент Пуассона;

D_{04}, D_{22} – цилиндрические жесткости ортотропной плиты.

На стыке железобетонной полки и стальной балки сталежелезобетонного изгибаемого элемента напряженно-деформированное состояние соединения весьма сложное и связано с изгибом стального анкера, смятием, иногда скалыванием бетона полки. Несущая способность соединения должна быть определена для всех возможных видов напряженного состояния и при конструировании должно приниматься наименьшее ее значение.

Нормированием расстановки анкерных стержней можно исключить разрушение соединения в виде скалывания бетона. Диаметром анкеров определяется минимальное расстояние между осями анкерных стержней. Сцепление между бетоном и верхней полкой стальной балки ввиду его малости в практических расчетах можно не учитывать. Несущая способность соединения определяется из условий работы анкерного стержня на изгиб и смятия бетона.

На стыке плиты и ребер внешнее сдвигающее усилие воспринимается бетоном и анкерным стержнем и поэтому очень часто усилия воспринимаемые бетоном и анкерной связью записывают как сумму внутренних усилий [4, 5, 13].

В предельном состоянии соединения выражение, отражающее несущую способность сопряжения, можно записать:

$$T_{ult} = \min(T_s; T_b), \quad (5)$$

где T_s, T_b – усилия воспринимаемые анкером и бетоном.

При записи уравнения прочности соединения на сдвиг необходимо решать следующие задачи:

- определить глубину зоны смятия бетона от усилий анкерных стержней;
- учет влияния упругопластического деформирования стали и бетона на величину предельных усилий, воспринимаемых стальными анкерами и бетоном.

В предположении, что смятие бетона происходит по длине l_x , (рис. 3) стального стержневого анкера в бетоне, величину сдвигающей силы T_b , соответствующую эпюре напряжений в бетоне, запишем:

а) для треугольной эпюры (рис. 3а):

$$T_b = 0,5\sigma_b(a_b) \cdot l_x \cdot d_s; \quad (6a)$$

б) для прямоугольной эпюры (рис. 3б):

$$T_b = \sigma_b(\varepsilon_b) \cdot l_x \cdot d_s; \quad (6б)$$

в) для криволинейной эпюры:

$$T_b = \int_0^{l_x} s_b(\varepsilon_b) \cdot d(l_x) \cdot d_s, \quad (6в)$$

где $\sigma_b(\varepsilon_b)$ – напряжения в бетонном массиве от действия стального анкера.

d_s – диаметр анкерных стержней.

Глубина смятия бетона вдоль анкерного стержня [4]:

$$l_x = \frac{P}{2} \sqrt[4]{\frac{4E_s \cdot J_s}{k \cdot d_s}}, \quad (7)$$

где E_s, J_s – модуль упругости и момент инерции анкерного стержня,

k – коэффициент постели бетонного тела.

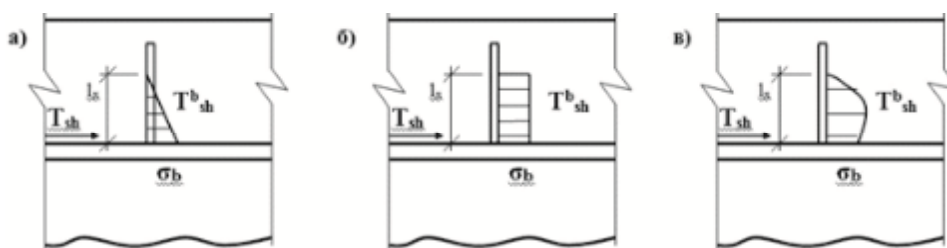


Рис. 3. Напряжения в бетоне вдоль анкерного стержня

При определении сдвигающей силы, воспринимаемой бетоном под анкерным стержнем, необходимо учитывать форму эпюры усилий. В зависимости от стадии деформирования бетона и необходимости точности оценки прочности сопряжения плиты с балкой форма эпюры может быть принята как треугольной, прямоугольной, так и криволинейной (рис. 3).

В случае разрушения соединения по бетону принимается $\sigma_b(\epsilon_b)=R_b$, а при разрушении по анкерному стержню напряжение в бетонном массиве основания определяется по диаграмме деформирования бетона, в предположении, что абсолютные деформации бетона равны максимальному прогибу стержня анкера. Рассматриваем анкер в виде консольного стержня. Усилия, воспринимаемые анкером, будут:

$$T_s = M_s / l_x. \quad (8)$$

В момент образования пластического шарнира в анкерном стержне момент внутренних сил определяется как произведение предельного напряжения и пластического момента сопротивления.

Величина предельной сдвигающей силы, воспринимаемой анкерными стержнями, определяется из условия равновесия моментов внутренних и внешних сил. Форму эпюры усилий отпора учитывают [4, 13] введением коэффициента полноты эпюры ω :

$$T_s = \frac{3}{4} \cdot \frac{\sigma_s(\epsilon_s) A_s w}{l_x} d_s \cdot n, \quad (9)$$

где $\sigma_s(\epsilon_s)$ – напряжения в стальном анкерном стержне,

n – количество анкерных стержней.

Прочность соединения (сопряжения) железобетонной полки со стальной балкой оценивается из условия:

$$T \leq T_{ult}. \quad (10)$$

Сам анкерный стержень следует проверять на прочность по приведенному напряжению. Естественно, на усилие «Т» следует рассчитать и сварные швы, прикрепляющие анкерный стержень к верхнему поясу балки. Учитывая характер разрушения анкерных связей по результатам серии испытаний моделей сталежелезобетонных балок с разным диаметром анкерных стержней [17] и принимая во внимание выражение прочности анкерных упоров прямоугольного сечения по [8], проверку прочности анкеров круглого сечения производим по следующей формуле:

$$\sqrt{4 \left(\frac{8T y_c}{p d_s^3} + 3 \frac{T}{p d_s^2} \right)} \leq R_y g_c, \quad (11)$$

где y_c – плечо сдвигающей силы «Т».

Список библиографических ссылок

1. Сунгатуллин Я.Г. Экспериментально-теоретические основы расчета сопротивляемости сдвигу армированного и неармированного контактов сборно-монолитных конструкций. // Сборные и сборно-монолитные железобетонные конструкции. – Казань. – Л., 1975. – С. 90-146.
2. Фатхуллин В.Ш. Исследование трещиностойкости наклонному сечению и прочности по контакту сборно-монолитных балок, армированных поперечными предварительно напряженными элементами. Автореф. дисс. к.т.н. 05.25.01 – Казань, 1972.
3. Валеев Г.С. Прочность и деформативность сборно-монолитных железобетонных конструкций по контактному шву с учетом длительного действия статических нагрузок. Автореф. дисс. к.т.н. – Казань, 1988.
4. Хасанов Р.Р. Прочность и выносливость плоских контактных швов сборно-монолитных железобетонных конструкций в зоне действия изгибающих моментов и поперечных сил. Дисс. к.т.н. 05.23.01. – Казань, 2001.
5. Абдрахманов И.С. Прочность и деформативность деревожелезобетонных изгибаемых элементов при статических и повторных нагружениях. Автореф. дисс. д.т.н. – М., 2009. – 43 с.
6. Замалиев Ф.С. Сталежелезобетонные конструкции при реконструкции исторических городов // Проблемы реконструкции и возрождения исторических

- городов: материалы Российского научно-практического семинара. – Казань, 1999. – С. 88-95.
7. Стрелецкий Н.Н. Сталежелезобетонные мосты. – М.: Изд-во «Транспорт», 1965. – 376 с.
 8. Металлические конструкции. Спецконструкции и сооружения, т. 3, под ред. Горева В.В. – М., 2005. – С. 295-303.
 9. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1: General rules for buildings / European Committee for Standardization, 2002. – 226 p.
 10. Construction metallique. – Revue: Paris, France, № 1-4, 1985, № 4, 1991.
 11. Голышев А.Б. К определению касательных напряжений в сборно-монолитных конструкциях // Железобетон и железобетонные конструкции. – Челябинск, 1965 – С. 57-62.
 12. Баширов Х.З. Составные конструкции транспортных зданий и сооружений. Автореф. дисс. д.т.н. – М., 2013. – 48 с.
 13. Замалиев Ф.С. К оценке прочности анкерных связей изгибаемых сталежелезобетонных конструкций. // Известия КГАСУ, 2015, № 1 (31). – С. 80-85.
 14. Замалиев Ф.С., Морозов В.А. Натурные испытания и численные эксперименты сталежелезобетонного перекрытия. // Вестник МГСУ, 2015, № 11. – С. 58-67.
 15. Замалиев Ф.С., Каюмов Р.Г. К расчету сталежелезобетонного перекрытия как ортотропной плиты. // Известия КГАСУ, 2014, № 1 (27). – С. 94-99.
 16. Замалиев Ф.С., Биккинин Э.Г. К расчету сталежелезобетонных плит подкрепленных ребрами. // Известия КГАСУ, 2014, № 3 (29). – С. 27-31.
 17. Замалиев Ф.С. Эксперименты на сталежелезобетонных конструкциях по выявлению фактического напряженно-деформированного состояния, вплоть до их разрушения // Механические разрушительные строительные материалы и конструкции: материалы Международной научно-технической конференции (VIII Академического чтения РААСН). – Казань, 2014. – С. 88-96.

Zamaliyev F.S. – candidate of technical sciences, associate professor

E-mail: zamaliyev49@mail.ru

Kazan State University of Architecture and Engineering

The organization address: 420043, Russia, Kazan, Zelenaya st., 1

The calculation of the plate interface with the beam in steel-concrete composite structures

Resume

The article provides constructive solutions anchor links used in bridge structures, as well as in industrial and civil buildings, ranging from simple, ending the current solutions are widely used in European countries. The analysis is applied to the fact that the anchor links are an important element in steel-concrete composite structures for collaboration reinforced concrete slab and steel slab of ribs. We analyze the existing methods for calculating the strength of the anchor links that are based on dependency empirical shear forces are determined by the amount of shear stresses at the contact of the upper steel beam and concrete slab belt that does not lead to an economical and reliable solution. The paper proposes to move the power to define the expression based on the formula Zhuravsky. The bearing capacity of the contact weld is proposed to define the basis of the stress-strain rod and concrete contact, considering not a single beam, consisting of a steel plate and ribs, and floor slab reinforced by a plurality of ribs, beams. We consider the calculation model, when the bearing capacity of the contact is determined by the concrete and the anchor rod when either concrete or rod is in an elastic, elastic-plastic or plastic stage. The formulas for calculating the interface «steel-concrete» on the basis of the calculation models. We also give a formula for testing the strength of the anchor rod for reduced.

Keywords: steel-concrete composite structures, anchor ties, calculation model, the strength of the anchor.

Reference list

1. Sungatullin Y.G. Experimental and theoretical basis of the calculation of shear resistance of reinforced and non-reinforced contacts prefabricated monolithic structures. // Prefabricated and precast-monolithic reinforced concrete structures. – Kazan, 1975. – P. 90-146.
2. Fatkhullin V.Sh. Investigation of fracture toughness and strength of the oblique cross section for contact prefabricated monolithic beams reinforced with cross prestressed elements. Author. Ph.D. diss 05.25.01. – Kazan, 1972.
3. Valeev G.S. The strength and deformability of precast-monolithic reinforced concrete structures on the contact seam in view of long-acting static loads. Author. diss. Ph.D. – Kazan, 1988.
4. Khasanov R.R. Strength and endurance plane contact joints prefabricated monolithic concrete constructions in the zone of bending moments and shear forces. Diss. Ph.D. 05.23.01. – Kazan, 2001.
5. Abdrakhmanov I.S. The strength and deformability of wood concrete bent elements at static and repeated loading. Author. diss. doctor of technical sciences. – M., 2009. – 43 p.
6. Zamaliev F.S. Composite structures in the reconstruction of historic cities // Problems of reconstruction and revival of historic cities: the materials of the Russian scientific-practical seminar. – Kazan, 1999. – P. 88-95.
7. Streletskii N.N. Composite bridges. – M.: Publishing house «Transport», 1965. – 376 p.
8. Metal structures. Special constructions and structures, v. 3, ed. Gorev V.V. – M., 2005. – P. 295-303.
9. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1: General rules for buildings / European Committee for Standardization, 2002. – 226 p.
10. Construction metallique. – Revue: Paris, France, № 1-4, 1985, № 4, 1991.
11. Golishev A.B. Determination of shear stresses in the precast-monolithic structures // Reinforced concrete and reinforced concrete structures. – Chelyabinsk, 1965. – P. 57-62.
12. Bashirov H.Z. Composite construction of transport buildings and structures. Author. diss. Dts. – M., 2013. – 48 p.
13. Zamaliev F.S. By evaluating the strength of the anchor links of flexible composite structures // Izvestiia KGASU, 2015, № 1 (31). – P. 80-85.
14. Zamaliev F.S., Morozov V.A. Full-scale tests and numerical simulations of the composite slab. Bulletin MSUCE, 2015, № 11. – P. 58-67.
15. Zamaliev F.S., Kayumov R.G. The calculation of the composite slab as an orthotropic plate // Izvestiia KGASU, 2014, № 1 (27). – P. 94-99.
16. Zamaliev F.S., Bikinin E.G. Calculation of steel-reinforced concrete slabs reinforced ribs // Izvestiia KGASU, 2014, № 3 (29). – P. 27-31.
17. Zamaliev F.S. Experiments on composite structures to identify the actual stress-strain state, including their destruction // Mechanical damaging building materials and construction: materials of the International scientific and technical conference (VIII Academic RAASN reading). – Kazan, 2014. – P. 88-96.