

РАЗДЕЛ III

СТРОИТЕЛЬСТВО И АРХИТЕКТУРА

УДК 624.046

ВЛИЯНИЕ ТРЕНИЯ НА ВЗАИМОДЕЙСТВИЕ ЭЛЕМЕНТОВ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ

Ю.В. Краснощеков, В.И. Саунин
ФГБОУ ВО "СибАДИ", Россия, г. Омск

Аннотация. В статье приведены результаты экспериментально-теоретических исследований конструктивной системы сборного железобетонного перекрытия при отсутствии организованных связей между плитным настилом и ригелями. Эффективность таких систем зависит от взаимного трения элементов при совместных деформациях настила и ригелей. Для численной оценки сил трения проведены экспериментальные исследования на бетонных образцах и фрагментах перекрытий из натуральных изделий. С целью получения расчетных значений сил трения для разных предельных состояний перекрытий выполнен вероятностный анализ коэффициентов трения.

Ключевые слова: железобетонные конструкции, перекрытие, совместная работа сборных элементов, трение бетона по бетону, вероятностный анализ.

ВВЕДЕНИЕ

1. Испытания фрагментов перекрытий из конструктивных элементов каркасных зданий, проведенные в разное время, свидетельствуют об эффективном взаимодействии круглопустотных плит с ригелями, имеющими уширения внизу [1 - 5]. Прочность ригелей по нормальным сечениям в конструктивной системе перекрытия увеличивается до 20 %, а жесткость до 30 %.

2. Включение настила в совместную работу с ригелями позволяет значительно повысить эффективность ригелей и перекрытий, в большинстве случаев отказаться от применения высокопрочных бетонов и предварительного напряжения арматуры, не увеличивать толщину перекрытия и тем самым расширить рамки унифицированных решений.

В ЦНИИП реконструкции городов разработали рекомендации по расчету ригелей связевого каркаса типовой серии 1.020-1/83 с учетом совместной работы со сборным настилом при обязательном замоноличивании швов шпоночной формы между плитами и ригелями [6].

Рекомендации не учитывают взаимодействие элементов сборных железобетонных перекрытий при отсутствии шпонок в стыках плитного настила с ригелями связевых кар-

касов. Применение таких (неорганизованных) стыков не исключено на практике (рис. 1). Их эффективность подтверждена экспериментальными исследованиями, проведенными в г. Омске [1 - 3]. В работе [5] поставлена задача уточнения совместной работы элементов перекрытия с неорганизованными сопряжениями плит с ригелями.

МЕХАНИЗМ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ РИГЕЛЕЙ С ПЛИТАМИ ПРИ НЕОРГАНИЗОВАННЫХ СОПРЯЖЕНИЯХ

Круглопустотные плиты опираются на полки уширения ригелей через слой подстилающего мелкозернистого бетона толщиной 10 мм или насухо.

Кроме вертикального давления от плитного настила балочные ригели испытывают действие сдвигающих усилий взаимодействия. Усилия взаимодействия возникают в результате совместных деформаций и перемещений элементов, характер которых определяется функциональными возможностями связей. В общем случае перемещения опорных частей настила и изгибные деформации ригелей сопровождаются их взаимным сдвигом вдоль линии контакта. Любое ограничение этих деформаций вызывает действие на ригели касательных усилий t (рис. 2).

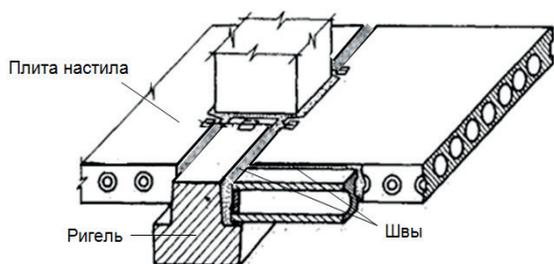


Рис. 1. Фрагмент перекрытия связевого каркаса серии 1.020-1/83 с неорганизованными стыками плит с ригелями

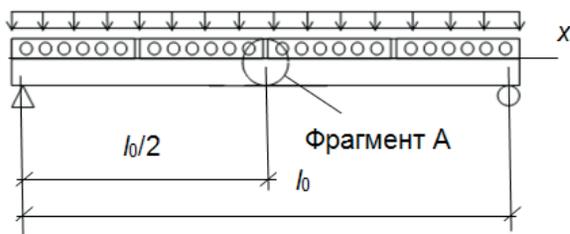
При отсутствии организованных связей сдвигающие усилия возникают вследствие трения бетона по бетону в горизонтальной плоскости контакта и сцепления поверхности железобетонных элементов с материалом, заполняющим контактный шов.

Усилие взаимодействия максимальной ве-

личиной $T = \int_0^{l_0/2} \tau dx$ вызывает растяжение изгибаемого поперечной нагрузкой ригеля. Одновременно с растяжением изгибающий момент в ригеле снижается на величину Tz вследствие сжатия замоноличенных межплитных швов.

Экспериментальное определение сил трения на бетонных образцах

При исследовании совместной работы элементов железобетонных конструкций особое внимание уделяют усилиям взаимодействия, которые обеспечиваются трением. Основанием расчетной оценки сил трения являются многочисленные экспериментальные данные. В работе [1] приведены результаты исследований Гердегена, С.А. Ривкина, М.М. Холмянского, С.М. Меламеда и др.. В большинстве исследований установлен минимальный коэффициент трения бетона по бетону: через слой раствора или насухо $k = 0,48$ (Гердеген, Фидлер, Мейер); $k = 0,5$ для гладких, $k = 0,7$ – шероховатых и $k = 0,9$ для шпоночных швов



(Нильсен и др.); $k = 0,6$ (Вимлер и Мук), $k = 0,6$ – при точечном и $k = 0,85$ – при поверхностном контакте (С.А. Ривкин). По мнению В.И. Лишака, условием разрушения бетонной шпонки может быть преодоление сил трения на опорной поверхности шпонки при коэффициенте трения $k = 0,7 - 0,8$ [7]. При расчете совместной работы ригелей связевых каркасов с плитным настилом рекомендуется учитывать силы трения, которые определяют по коэффициенту трения $k = 0,7$ при расчете по 2 группе предельных состояний и $k = 0,55$ при расчете по 1 группе предельных состояний [4].

Поскольку разброс опытных данных, полученных в разное время и разными методами, весьма велик, были выполнены специальные исследования по оценке сил трения в зависимости от разных факторов: величины и равномерности распределения нормального давления, наличия или отсутствия растворного слоя, а также прочности и условий твердения раствора.

Опытная величина нормального давления соответствовала унифицированным нагрузкам на перекрытия многоэтажных зданий от 0,5 МПа до 1,5 МПа. Неравномерность распределения давления может возникать вследствие изменения его по глубине опирания плит на ригели, а также вдоль шва при совместном действии прижимающих и сдвигающих усилий. Твердение раствора в горизонтальном шве возможно под нагрузкой (от веса плит перекрытий) или при отсутствии её. Прижимающее и сдвигающее усилия передавались домкратами, величину усилий контролировали динамометрами и манометром. Деформации и перемещения измеряли индикаторами часового типа и сдвигомерами.

Эксперимент заключался в определении усилий и перемещений при относительном сдвиге бетонных образцов в виде призм размером 15×15×60 см по схеме (рис. 8). Контакт призм осуществлялся насухо или через слой

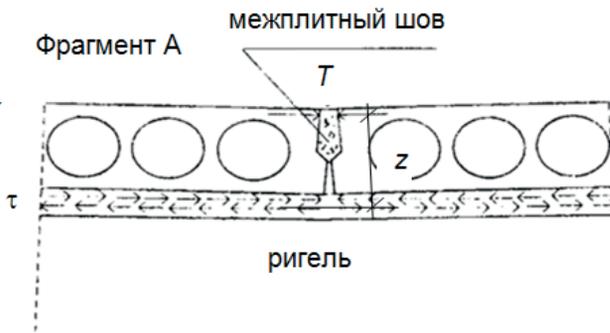


Рис. 2. Схема взаимодействия плитного настила с балочным ригелем

раствора толщиной 10 мм прочностью от 5 МПа до 20 МПа.

Для испытаний была разработано специальное устройство с обеспечением плавной передачи и центрирования прижимающей и сдвигающей нагрузок с контролем их величины и перемещений. Устройство позволяло испытывать контактный шов также на сжатие без сдвига.

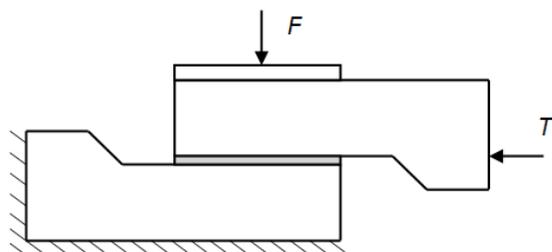


Рис. 3. Схема испытания на сдвиг

Шов между образцами толщиной 10 мм заполняли пескобетоном марок от М15 до М150, часто применяемых в строительстве. Испытывали модели 3 серий с прижимающими нагрузками 0,5 МПа, 1 МПа и 1,5 МПа. В каждой серии контактные слои выполняли «насухо» и из пескобетона прочностью на сжатие 5 МПа, 10 МПа и 20 МПа. Испытания со швами, заполненными пескобетоном, проводили на парах моделей: с твердением под пригрузом и без него. Пригруз обеспечивал давление около 0,1 МПа. Прочность пескобетона контролировали испытаниями контрольных кубиков.

В процессе испытания сначала передавали вертикальную нагрузку ступенями с контролем деформаций сжатия и сдвига. Горизонтальное усилие передавали также ступенями вплоть до сдвига с фиксацией максимального усилия в момент сдвига. Процесс достижения сдвига в каждом испытании повторяли 3-4 раза.

Получены следующие результаты:

- при действии сдвигающей нагрузки деформации сдвига в «сухих» стыках имеют специфический характер: вначале наблюдается рост практически упругих деформаций до 0,1 – 0,5 мм (максимальное значение при отсутствии прижимающей нагрузки) с достижением максимального значения силы сцепления, после преодоления сил сцепления действуют силы трения скольжения, которые постепенно снижаются до минимального значения;

- силы сцепления в «мокрых» стыках увеличиваются пропорционально прочности пескобетона (при увеличении прочности от 2

МПа до 14 МПа с коэффициентом пропорциональности 0,08 силы сцепления увеличились почти в 2 раза) и наличия пригруза при твердении (при отсутствии пригруза силы сцепления меньше на 20 – 30 %);

- во всех испытаниях коэффициент трения скольжения бетона по бетону $k = 0,65 - 0,85$;

- неравномерность распределения напряжений сжатия практически не влияет на величину коэффициента трения;

- при увеличении напряжений обжатия с 0,5 МПа до 1,5 МПа коэффициент трения уменьшается на 15 %;

- силы трения снижаются по мере увеличения пути скольжения, максимальное снижение имеет место при перемещении 5 – 10 мм.

ВЕРОЯТНОСТНЫЙ АНАЛИЗ СИЛ ТРЕНИЯ

В железобетонных системах силы трения оказывают существенное влияние на деформации и перераспределение усилий между элементами. Однако этим влиянием часто пренебрегают из-за сложности оценки надежности. Такое положение сложилось, очевидно, по причине недостаточной изученности изменчивости факторов, характеризующих трение как физическое явление.

Работа конструктивных связей, в которых действуют силы трения, особенно после преодоления упругого сопротивления сдвигу, носит ярко выраженный пластический характер. Величину сил трения T при этом достаточно точно определяют в зависимости от прижимающей нагрузки F по закону Кулона-Амонтона:

$$T = kF. \quad (1)$$

Коэффициент трения k при действии закона (1) имеет установившееся значение и зависит от многих факторов: свойств материалов, состояния поверхностей взаимодействующих элементов, размеров площади контакта, перемещений и т. д. Большое число факторов взаимодействия – основная причина разброса опытных значений коэффициентов трения бетона по бетону от 0,4 до 1,2.

Обеспечение безопасности конструкций при расчете на усилия трения возможно двумя путями в зависимости от интерпретации метода расчета как полувероятностного или вероятностного.

При полувероятностной интерпретации в методах норм учитывают случайный характер основных факторов: нагрузок и сопротивлений. Если коэффициент трения рассматривать как параметр сопротивления, то для обо-

снованного выбора его расчетной величины необходимо иметь данные о распределении $p(k)$. При законе нормального распределения, как минимум, необходимо знать математическое ожидание \bar{k} и среднее квадратическое (стандартное) отклонение s_k или коэффициент вариации $v = s_k/\bar{k}$. Тогда расчетное значение коэффициента трения можно определить из известной зависимости $k = \bar{k}(1 \pm \beta_k v_k)$, где β_k - численный коэффициент, косвенно связанный с требуемой надежностью. Знак перед $\beta_k v_k$ выбирается в зависимости от того, какое значение k (большее или меньшее) обеспечивает требуемую надежность.

Принимая среднее значение \bar{k} за нормативное k_n , введем по аналогии с коэффициентом надежности по материалу соответствующих коэффициент надежности по трению:

$$\gamma_k = k / k_n = 1 \pm \beta_k v_k. \quad (2)$$

Коэффициент γ_k является характеристикой обеспеченности расчетного значения коэффициента трения. Если пренебречь изменчивостью нагрузок, то данный параметр является основной характеристикой надежности силы трения T , т.е.

$$\gamma_t = T/T_n = 1 \pm \beta_t v_t. \quad (3)$$

При соблюдении принципа равной надежности $\beta_k = \beta_t$ и $v_k = v_t$.

Изменчивость многих нагрузок весьма существенна и учитывается обычно коэффициентом безопасности $\gamma_f = F/F_n = 1 \pm \beta_f v_f$. При учете изменчивости нагрузки получим коэффициент запаса в виде:

$$\gamma_t = \gamma_k \gamma_f = (1 \pm \beta_k v_k)(1 \pm \beta_f v_f). \quad (4)$$

Отсюда можно уточнить характеристику изменчивости усилий трения при $\beta = \beta_k = \beta_f = \beta_t$:

$$\gamma_t = \gamma_k \gamma_f = (1 \pm \beta_k v_k)(1 \pm \beta_f v_f). \quad (5)$$

Среднее значение коэффициента трения, полученное при испытании образцов (рис. 3) $\bar{k} = (0,4 + 1,2)/2 = 0,8$. Коэффициент вариации получим из предпосылки распределения случайной величины коэффициента трения по нормальному закону с учетом правила «трех сигм» $v_k = (1,2 - 0,4)/6 = 0,133$.

Пример 1.

Нагрузки и коэффициент трения распределены по нормальному закону: $\bar{k} = 0,8$; $\bar{F} = 10$ кН; $v_f = 0,05$; $v_k = 0,133$. Ка-

кова расчетная величина T усилия трения при обеспеченности 0,95 ($\beta = 1,64$)?

По формуле (4) $v_t = 0,133 + 0,05 \pm 1,64 \cdot 0,133 \cdot 0,05 = 0,19$ (0,176). По формуле (3) $\gamma_t = 1 \pm 1,64 v_t = 1,312$ (0,711); $T = 0,8 \cdot 10 \gamma_t = 10,5$ (5,7) кН.

При разной обеспеченности нормативных и расчетных параметров имеем:

$$\gamma_t = (1 \pm \beta_k v_k)(1 \pm \beta_f v_f) / (1 \pm \eta_k v_k)(1 \pm \eta_f v_f), \quad (6)$$

где η_k и η_f - коэффициенты, характеризующие обеспеченность нормативных значений k_n и F_n .

В общем случае силу трения следует представить как функцию случайных величин:

$$\bar{T} = \bar{k}\bar{F}. \quad (7)$$

Математическое ожидание функции (7) $T = \bar{k}\bar{F}$. Среднее квадратическое отклонение определим из известного свойства дисперсии произведения случайных величин, допуская отсутствие корреляционной связи между k и F [8, 9]:

$$s_t^2 = s_k^2 s_f^2 + s_k^2 F^2 + s_f^2 \bar{k}^2. \quad (8)$$

Подставляя в выражение (8) $s_t = \pm T(\gamma_t - 1)/\beta$ и соответствующие значения s_f и s_k получим

$$v_t^2 = v_f^2 + v_k^2 + v_f^2 v_k^2 \text{ и}$$

$$\gamma_t = 1 \pm \sqrt{(\gamma_f - 1)^2 (\gamma_k - 1)^2 + \beta^2 ((\gamma_f - 1)^2 + (\gamma_k - 1)^2)} / \beta \quad (9)$$

Коэффициент надежности, определяемый по формуле (9), более точен, так как учитывает вероятностный характер функции силы трения, а не только её отдельных параметров, т.е. является системным.

Пример 2.

По данным примера 1 получим $v_t = 0,142$; $\gamma_f = 1,082$; $\gamma_k = 1,218$; $\gamma_t = 1,233$ (0,767); $T = 9,86$ (6,14) кН.

Расчеты показывают, что при малых значениях v_f или v_k (меньше 0,1) произведениями $v_f^2 v_k^2$ и $(\gamma_f - 1)^2 (\gamma_k - 1)^2$ можно пренебречь и коэффициент γ_t практически не зависит от степени обеспеченности β .

При исключении влияния фактора времени допускается применять элементарные вероятностные модели, основная задача расчета по которым состоит в определении вероятности того, что недопустимое предельное состояние от действия, например, сдвигающего усилия не будет достигнуто. При этом вместо равенства математических ожиданий в виде $T = \bar{k}\bar{F}$ рас-

считается их детерминированное отношение, которое считается коэффициентом запаса:

$$\xi = T/kF. \quad (10)$$

Для анализа вводится случайная величина $\Psi = \tilde{T} - \tilde{F}$. Вероятность наступления предельного состояния (усилия) рассмотрим в виде $P_\Psi = \int p(z)dz$, где z - конечное число независимых параметров.

При любых законах распределения \tilde{T} и \tilde{F} имеем

$$\Psi = T - kF$$

$$\text{и } s_\Psi = \sqrt{s_t^2 + s_f^2 s_k^2 + s_f^2 k^2 + s_k F}. \quad (11)$$

Считаем, что корреляционная связь случайных величин \tilde{k} и \tilde{F} отсутствует. Вероятность предельного состояния выразим в виде

$$P_\Psi(0) = P_\Psi(\Psi - \beta_\Psi s_\Psi), \quad (12)$$

где $\beta_\Psi = \Psi/s_\Psi$ - величина, численно равная обратному значению коэффициента вариации v_Ψ .

При нормальном законе распределения

$$P_\Psi = 0,5 - \Phi(\beta_\Psi), \quad (13)$$

где $\Phi(\beta_\Psi)$ - интеграл вероятности Гаусса.

С учетом выражения (11)

$$\beta_\Psi = (T - kF) / \sqrt{s_t^2 + s_f^2 s_k^2 + s_f^2 k^2 + s_k F^2}. \quad (14)$$

Разделив числитель и знаменатель правой части выражения (14) на kF , получим

$$\beta_\Psi = (\xi - 1) / \sqrt{v_t^2 \xi^2 + v_f^2 + v_k^2 + v_f^2 v_k^2}. \quad (15)$$

Из формулы (15) можно найти ξ , решив квадратное уравнение

$\beta_\Psi^2 (v_t^2 \xi^2 + v_f^2 + v_k^2 + v_f^2 v_k^2) = (\xi - 1)^2$. Получим с учетом равенства $v_t^2 = v_f^2 + v_k^2 + v_f^2 v_k^2$:

$$\xi = 1 + \beta_\Psi \sqrt{[(2 - \beta_\Psi^2 v_t^2) v_t^2 - v_t^2 v_k^2] / (1 - \beta_\Psi^2 v_t^2)}. \quad (16)$$

Минимальное значение T определяется при $\xi = \bar{\xi}$. В этом случае коэффициент запаса находится из формулы

$$\xi = 1 - \beta_\Psi v_t \sqrt{(2 - \beta_\Psi^2 v_t^2) / (1 - \beta_\Psi^2 v_t^2)}. \quad (17)$$

Пример 3.

По данным примера 2 определить значения коэффициентов запаса и сдвигающих усилий при $\beta_\Psi = 1,64$. По формуле (16) получено $\xi_{\max} = 1,333$; $T_{\max} = 10,66$ кН; $\xi_{\min} = 0,666$; $T_{\min} = 5,33$ кН.

Среднему значению сдвигающего усилия $T = 10,34$ (5,72) кН, полученному с применением различных расчетных моделей, соответствует результат расчета по первой модели.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ТРЕНИЯ НА ФРАГМЕНТАХ ПЕРЕКРЫТИЯ

Результаты испытаний образцов требуют проверки на натуральных конструкциях в условиях, максимально приближенных к действительным. Поэтому были проведены экспериментальные исследования деформативности и прочности стыкового соединения настила с ригелем на фрагментах перекрытия из реальных конструкций. Кроме задач, решенных при испытании образцов, выявляли влияние деформаций изгиба ригеля и плит настила.

Испытательный стенд представлял собой фрагмент перекрытия из двух ячеек 6×6 м, собранный из круглопустотных плит, опирающихся на уширения ригелей серии ИИ-04 через слой пескобетона толщиной 10 мм. Прочность пескобетона контролировали испытанием кубиков. Твердение пескобетона происходило под нагрузкой от веса плит. Деформации и перемещения измеряли тензометрами. Прижимающую и сдвигающую нагрузки ступенями передавали гидравлическими домкратами.

По результатам испытаний сделаны следующие выводы:

- начальные силы сцепления на 5 – 10 % превышают силы трения скольжения;
- изгибные деформации ригеля и плит практически не влияют на величину сил трения;
- при малых напряжениях обжатия (до 0,35 МПа) коэффициент трения не менее 1;
- средние значения сил трения в кН/м рекомендуется определять в зависимости от вертикальной нагрузки q по формуле $t = 20,1 + 0,468q$;
- применение выравнивающего слоя из пескобетона (раствора) повышенной прочности (не менее М200) улучшает работу соединения на сдвиг.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Исследования подтвердили эффективность совместной работы пустотного на-

стила с ригелями в перекрытиях связевых каркасов при отсутствии организованных связей между сборными железобетонными элементами.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Краснощёков, Ю.В. Взаимодействие сборных настилов с контурными опорными элементами в железобетонных перекрытиях : дис. ... канд. техн. наук / Ю.В. Краснощёков. - М. : МИСИ, 1976. - 186 с.
2. Саунин, В.И. Влияние плит на несущую способность и жесткость ригелей / В.И. Саунин, В.С. Мартемьянов, В.А. Селиванов. // Бетон и железобетон. - 1981. - №5. - С. 7-8.
3. Краснощёков, Ю.В. Учет влияния сборного железобетонного настила при расчете ригелей / Ю.В. Краснощёков, В.И. Саунин, Е.В. Шилов // Бетон и железобетон. - 1983. - № 6. - С. 20-21.
4. Кутовой, А.Ф. Экспериментальное исследование работы ригелей в составе пере-

крытия / А.Ф. Кутовой // Экспериментальные и теоретические исследования сборных железобетонных конструкций : сб. научных трудов. - М. : ЦНИИЭПжилища, 1983. - С. 99-105.

5. Краснощёков, Ю.В. Экспериментальные исследования взаимодействия элементов сборных железобетонных перекрытий / Ю.В. Краснощёков, В.И. Саунин // Вестник СибАДИ. - 2016. - №5. - С. 95-100.
6. Рекомендации по расчету ригелей связевого каркаса с учетом совместной работы со сборным настилом [Электронный ресурс]. - М.: 1989. - Режим доступа: <http://mooml.com>
7. Горачек, Е. Прочность и жесткость стыковых соединений панельных стен (Опыт СССР и ЧССР) / Е. Горачек, В.И. Лешак, Д. Пуме и др. - М. : Стройиздат, 1980. - 192 с.
8. Капур, К. Надежность и проектирование систем / К. Капур, Л. Ламберсон. - М. : Мир, 1980. - 354 с.
9. Вентцель, Е.С. Теория вероятностей / Е.С. Вентцель. - М. : Высш. шк., 1999. - 576 с.

INFLUENCE OF FRICTION ON THE INTERACTION BASIC SHAPES MADE FROM CONCRETE

Annotation. presents the results of experimental and theoretical studies of the structural system of precast reinforced concrete slab in the absence of a link between slab flooring and bolts. The effectiveness of such systems depends on the mutual friction elements with joint deformities flooring and beams. Experimental studies on concrete samples, and overlapping fragments of natural products made for the numerical evaluation of the frictional forces. In order to obtain the calculated values of friction forces for different limit states floors made probabilistic analysis of the coefficients of friction.

Keywords: reinforced concrete structures overlap, teamwork prefabricated concrete friction on concrete, probabilistic analysis.

REFERENCES

1. Krasnoshchekov Y.V. Vsaimodeistvie sbornych nastilov s konturnymi opornymi elementami v gelesobetonnyh perekrytijach [Interaction modular decking with contoured support elements in gelezobetonnyh ceilings]. Diss.... cand. tehn. science. Moscow, MISI, 1976. 186 p.
2. Saunin V.I., Martem'yanov V.S., Selivanov V.A. Vliyanie plit na nesushchuyu sposobnost i gestkost rigelej [The impact plates on the load-bearing capacity and rigidity of the crossbars]. Beton i gelesobeton, 1981, no 5, pp. 7-8.
3. Krasnoshchekov Y.V., Saunin V.I., Shilov E.V. Uchet vliyaniya sbornogo nastila pri raschete rigelej [Accounting for the effects of precast concrete flooring in the calculation of transoms]. Beton i gelesobeton, 1983, no 6, pp. 20-21.
4. Kutovoy A.F. Experimental'noe issledovanie raboty rigelej v sostave perekrytiya [Experimental

research work crossbars composed of overlapping]. Sbornik Trudov ZNIEPzhilishcha «Experimental'nye i teoreticheskie issledovaniya sbornych gelesobetonnyh konstrukzii» [Coll. scientific papers ZNIEPzhilishcha «Experimental and theoretical study of precast concrete structures»], 1983, pp. 99-105.

5. Krasnoshchekov Y.V., Saunin V.I. Experimental'nye issledovaniya vsaimodeistviya elementov sbornych gelesobetonnyh perekrytij [Experimental studies of the interaction of elements of prefabricated reinforced concrete slabs]. Vestnik SibADI, 2016, No 5. pp. 95-100.
6. Rekomendazii po raschetu rigelej swyasewogo karkasa s uchetom sownestnoj raboty so sbornym nastilom [Guidelines for the calculation of the frame crossbars svjaseva considering working together with teams of flooring]. Moscow. 1989, <http://mooml.com>.
7. Horacek E., Lishak V.I., Puma E. Prochnost i gestkost stykovykh soedinenij panelnykh sten

