

7. Рыбальский, В.И. Проектирование и создание больших производственных систем / В.И. Рыбальский. – М.: Экономика, 1971. – 197 с.
8. Торкатюк, В.И. Монтаж конструкций большепролётных зданий / В.И. Торкатюк – М.: Стройиздат, 1985. – 170 с.
9. Федосова, Е.В. Индустриальные строительно-технологические системы-ускорители научно-технического прогресса / Е.В. Федосова. – Киев: Выща шк., 1988. – 164 с.
10. Фоков, Р.И. Выбор оптимальной организации и технологии возведения зданий / Р.И. Фоков – Киев: Будівельник, 1969. – 192 с.
11. Фоков, Р.И. Организация, планирование и управление капитальным строительством: тексты лекций. акад. нар. хоз-ва СССР / Р.И. Фоков. – М., 1979. – 143 с.
12. Черненко, В.К. Основные положения формирования теории проектирования строительно-монтажных процессов / В.К. Черненко // Строительное производство. – К.: Будівельник, 1986. – № 25. – С. 56–58.
13. Черненко, В.К. Общие принципы квалификации и унификации методов монтажа строительных конструкций / В.К. Черненко // Тез. докл. ТХ Интерконгресса индустриального строительства. – Германия: Лейпциг, 1991. – С. 94–98.
14. Организация и планирование строительства / Под ред. Г.Д. Малышевского и С.А. Ушацкого. – К.: Урожай, 1993. – 432 с.
15. Ушацкий, С.А. Информационные основы управления строительным производством / С.А. Ушацкий. – Киев: Будівельник, 1977. – 168 с.
16. Организация и планирование строительного производства / Под ред. А.К. Шрейбера. – М.: Высш. школа, 1987. – 368 с.
17. Шембаков, В.А. Сборно-монолитное каркасное домостроение: руководство к принятию решения / В.А. Шембаков. – Чебоксары, 2005. – Издание 2-е перераб. – 119 с.
18. Статистический сборник. Жилищное строительство республики Беларусь / Национальный статистический комитет Республики Беларусь. – Минск, 2014. – 203 с.
19. Бадеян, Г.В. Пути повышения качества жилых зданий из монолитных железобетонных конструкций / Г.В. Бадеян, Р.Ю. Мелконян, К.Б. Енокян // Тезисы докладов научно-технической конференции / ЕрАСИ. – Ереван, 1991. – С. 24–25.
20. Дикман, Л.Г. Организация жилищно-гражданского строительства. 2-е изд., перераб. и доп.: справочник строителя / Л.Г. Дикман, Л.В. Киевский, Р.П. Шувалова [и др.] – М.: Стройиздат, 1990. – 495 с.
21. Бадеян, Г.В. Технологические основы возведения монолитных железобетонных каркасов в высотном жилищном строительстве: автореферат диссертации.
22. Афанасьев, А.А. Возведение зданий и сооружений из монолитного железобетона / А.А. Афанасьев. – М.: Стройиздат, 1990. – 384 с.
23. Данилов, Н.Н. Технология строительного производства: учебник для вузов / Н.Н. Данилов, Т.П. Чернов, Н.А. Руффель [и др.] – М.: Стройиздат, 1977. – 440 с.
24. Дикман Л.Г. Организация строительства в США: учебное издание / Л.Г. Дикман, Д.Л. Дикман – М.: Издательство «Ассоциация строительных вузов», 2004. – 376 с.
25. Галумян, А.В. Организационно-технологическая модель скоростного строительства жилых зданий из монолитного железобетона: автореферат диссертации.
26. Адамцевич, А.О. Оптимизация организации производственных процессов монолитного строительства с учетом факторов внешней среды: автореферат диссертации.
27. Гриффит, Алан Системы управления в строительстве: пер. с англ. / А. Гриффит, П. Стивенсон, П. Уотсон. – М.: ЗАО «Олимп-Бизнес», 2006. – 464 с.
28. Комаров, И.К. Совершенствование строительного производства / И.К. Комаров – М.: Стройиздат, 1979. – 208 с.
29. Амбарцумян, С.А. Нормы выполнения опалубочных работ при скоростном монолитном домостроении / С.А. Амбарцумян, А.С. Мартиросян, А.В. Галямян // Промышленное и гражданское строительство. – 2009. – № 2. – С. 39–41.
30. Амбарцумян, С.А. Производство работ по устройству монолитных железобетонных конструкций: учебное пособие / С.А. Амбарцумян, А.С. Мартиросян, А.В. Галямян. – М., 2008. – 138 с.
31. Комаров, И.К. Совершенствование строительного производства / И.К. Комаров – М.: Стройиздат, 1979. – 208 с.
32. Коршунова, А.П. Технология строительного производства: учебник для вузов / А.П. Коршунова, Н.Е. Муштаева, В.А. Николаев, Н.Я. Сенаторов; под ред. Н.Я. Сенаторова – М.: Стройиздат, 1982. – 288 с.
33. Галумян, А.В. Возможности интенсификации сроков строительства в монолитном домостроении / А.В. Галямян // Научно-техническое творчество молодежи пути к обществу, основанному на знаниях: сб. тр. I Международной научно-практической конференции. – 2009. – С. 110–111.
34. Абрамов, В.С. Электротермообработка бетона / В.С. Абрамов, Н.Н. Данилов, Б.М. Красновский. – М.: Госкомиздат, 1975. – 165 с.
35. Бадеян, Г.В. Влияние организационно-технологических мероприятий на качество строительной продукции / Г.В. Бадеян, Р.Ю. Мелконян, К.Б. Енокян // Тезисы докладов научно-технической конференции ЕрАСИ. – Ереван, 1991. – С. 18–19.
36. Руководство по применению опалубки для монолитных железобетонных конструкций. – М.: Стройиздат, 1972. – 163 с.

Материал поступил в редакцию 07.12.15

PENYAZ M.A., POZDNYAKOV D.A. Use of precast concrete in construction of monolithic multystoried frame buildings

Comparative analysis of cast-in-situ and precast technology multi-storey frame building was made in the article. Strengths and weaknesses of both technologies are given. Areas of cost-efficient replacement of cast-in-situ structures for precast structures are specified. The technical and economic characteristics of the replacement of corresponding constructions are given.

УДК 624.078.412

Шалобыта Т.П., Шалобыта Н.Н., Деркач Е.А., Науменко Ю.Н.

**ИССЛЕДОВАНИЕ ПРОЧНОСТНЫХ И ДЕФОРМАТИВНЫХ ПАРАМЕТРОВ
КОНТАКТНЫХ СОЕДИНЕНИЙ МОНОЛИТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ С НЕСЪЕМНОЙ
ОПАЛУБКой ИЗ ЦСП**

Введение. Произошедшие в последнее время изменения в строительной отрасли и разукрупнение строительных организаций привели к необходимости использования таких конструктивных схем зданий, в

которых диски покрытий и перекрытий собираются на строительном объекте из отдельных относительно небольших элементов. К подобным решениям можно отнести комбинированные монолитные пере-

Шалобыта Татьяна Петровна, к.т.н., доцент кафедры технологии бетона и строительных материалов Брестского государственного технического университета.

Шалобыта Николай Николаевич, к.т.н., заведующий кафедрой строительных конструкций Брестского государственного технического университета.

Науменко Юрий Николаевич, магистрант кафедры строительных конструкций Брестского государственного технического университета.

Деркач Евгений Александрович, аспирант кафедры строительных конструкций Брестского государственного технического университета. Беларусь, БрГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.

крытия. Как показывает практика строительства, железобетонные перекрытия, наряду со стенами, являются наиболее материалоемкими конструкциями здания и сооружений. При этом около 20% затрат на вновь возводимые здания приходится именно на плиты перекрытия. При реконструкции эти расходы достигают 50–60%. Данный факт определяет важность выбора рационального варианта применяемой конструкции перекрытия возводимых сооружений с точки зрения технологичности изготовления, прочностных и жесткостных характеристик, экономичности того или иного проекта.

Особенно актуален переход от традиционных сплошных перекрытий к их составным комбинированным аналогам как при новом строительстве, так и при в условиях реконструкции. При полной замене дисков перекрытий широкое применение нашли составные перекрытия, поперечное сечение которых состоит из разных классов бетонов. При этом нижний элемент составной конструкции обычно выполняется в сборном виде, а верхний монолитный выполняет связующую роль отдельных бетонных элементов.

Как известно, применяемые при конструировании комбинированного монолитного перекрытия его составные части имеют так называемый "ручной" вес. В связи с этим при устройстве перекрытий можно использовать механизмы малой грузоподъемности или, в некоторых случаях, не применять их вовсе, что позволяет успешно вести работы в стесненных условиях. Малый собственный вес комбинированных монолитных плит дает возможность решать задачи реконструкции без дополнительного усиления вертикальных несущих конструкций, фундамента и основания. Для нового строительства использование комбинированных монолитных перекрытий также актуально, поскольку приводит к значительной экономии энергии и материалоресурсов: снижению трудоемкости, собственного веса перекрытия, сокращению или полному исключению опалубочных работ, упрощению арматурных работ и т.д.

Важным вопросом при проектировании является не только выбор конструктивного решения, но и разработка методов расчета плит перекрытия, учитывающих их реальную работу под нагрузкой. Это позволит уточнить несущую способность и жесткость плит рассматриваемого класса, что приведет к снижению затрат при возведении перекрытий.

В настоящее время при проектировании комбинированных монолитных перекрытий используются в основном статические и конструктивные расчеты, основанные, как правило, на двух упрощенных подходах: различных способах приведения расчетного сечения к квазисплошному и рассмотрению составных конструкций с использованием линейно-упругих или простейших нелинейных законов деформирования материалов. Это далеко не в полной мере отражает поведение железобетонной составной конструкции под нагрузкой и для большинства случаев требует экспериментальных исследований.

В соответствии с требованиями норм [1] для комбинированных железобетонных конструкций необходимо обеспечение следующих требований:

- прочность контактного соединения монолитного бетона и сборного элемента на всех этапах работы конструкции, то есть вплоть до наступления предельного состояния (исключены предпосылки для расслоения составной конструкции по контакту);
- сохранение неразрывности (сплошности) нормального сечения при передаче продольных усилий по его высоте.
- Рассматривая работу стыкового соединения, следует иметь в виду следующие обстоятельства:
- стыковое соединение при действии системы нагрузок находится в условиях плоского напряженного состояния;
- стыковое соединение представляет собой искусственно созданную трещину между составляющими сечение материалами, работающую в условиях фрикционного среза [2].

Выполнение означенных требований предполагает, что при действии внешних нагрузок после набора монолитным бетоном заданной прочности, составную конструкцию с определенным допущением можно рассчитывать как сплошную.

В качестве обобщенной зависимости, описывающей как прочностные, так и деформативные характеристики стыкового соединения, следует рассматривать диаграмму деформирования $\tau_{nc,j} - \delta_i$ для контакта при статических нагрузках.

Теоретическое решение. В соответствии с требованиями большинства норм по проектированию в качестве критерия исчерпания прочности поликомпонентных контактов, за исключением шпальных, принимают нарушение сплошности контакта [3, 4].

Исходя из принятой предпосылки, прочность контактного шва считается обеспеченной, если выполняется условие:

$$F_{sd} \leq F_{Rd,u}, \quad (1)$$

где F_{sd} – сдвигающие усилия в шве от внешней нагрузки, определяемые согласно [3],

$F_{Rd,u}$ – предельное сдвигающее усилие, воспринимаемое контактным швом.

Большинство расчетных зависимостей, применяемых для определения предельного сопротивления срезу, базируются на различных модификациях так называемой фрикционной модели среза [5], обобщенное уравнение которой имеет вид:

$$V_u = \mu_f \cdot N + c \cdot A_{cj}, \quad (2)$$

где V_u – предельное усилие среза контактного соединения;

μ_f – коэффициент трения для стыкуемых поверхностей;

N – сжимающее усилие, действующее перпендикулярно к контактной поверхности;

c – составляющая, учитывающая сцепление (так называемая адгезионная составляющая) и зависящая от свойств стыкуемых материалов и поверхности контакта;

A_{cj} – площадь контактной поверхности.

При этом согласно [3] общая зависимость для предельного усилия определяется:

$$F_{Rd,u} = \tau_{Rd,j} \cdot b_j \cdot l_j, \quad (3)$$

где $\tau_{Rd,j}$ – среднее по длине участка сдвига суммарное расчетное сопротивление сдвигу контактного шва;

b_j – расчетная ширина поверхности сдвига;

l_j – расчетная длина поверхности сдвига.

Единая европейская норма EC-2 [6] и СНБ 5.03.01–02 [1] предлагают производить расчет прочности стыкового соединения исходя из следующего условия:

$$\tau_{sd,j} \leq \tau_{Rd,j}, \quad (4)$$

где $\tau_{sd,j}$ – расчетные сдвигающие напряжения, действующие в рассматриваемом сечении плоскости контакта от полной нагрузки;

$\tau_{Rd,j}$ – предельные сдвигающие напряжения, воспринимаемые стыковым соединением.

Значения расчетных сдвигающих напряжений, вызванных действием внешней нагрузки, определяют из условия (рис. 1):

$$\tau_{sd,j} = \beta \cdot V_{sd} \cdot \frac{1}{b_j \cdot z}, \quad (5)$$

где V_{sd} – расчетная поперечная сила в рассматриваемом сечении;

$\beta = \frac{F_{c,j}}{F_c}$ – отношение равнодействующей сжимающих

напряжений в бетоне выше плоскости контакта к полному значению равнодействующей продольного усилия в сборно-монолитном элементе для наиболее нагруженного сечения;

z – плечо внутренней пары сил в составном сечении, принимаемое при расчете прочности не более:

$0.85 \cdot d$ – для железобетонных конструкций;

$0.8 \cdot d$ – для бетонных конструкций,

d – рабочая высота сечения.

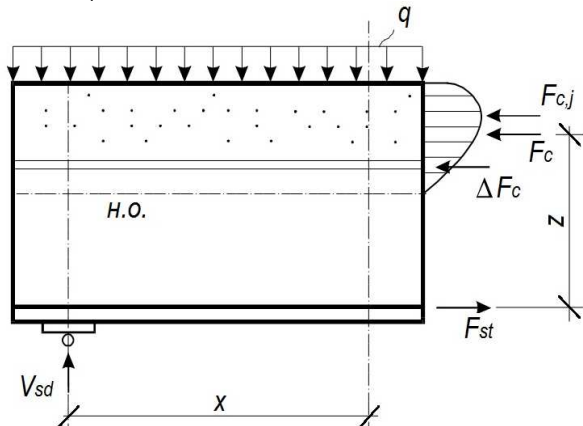


Рис. 1. Расчетная схема усилий в сечении согласно [7]

В общем случае среднее суммарное расчетное сопротивление сдвигу контактного шва согласно [3] принимают равным:

$$\tau_{Rd,j} = \tau_{Rd,c} + \tau_{Rd,s} + \tau_{Rd,n}, \quad (6)$$

где $\tau_{Rd,c}$ – сопротивление шва сдвигу за счет сцепления, механического зацепления и обжатия бетона;

$\tau_{Rd,s}$ – сопротивление шва сдвигу за счет работы на срез поперечной арматуры, пересекающей шов;

$\tau_{Rd,n}$ – сопротивление шва сдвигу за счет поперечных шпонок.

Для плоских соединений при отсутствии поперечных шпонок суммарное расчетное сопротивление сдвигу контактного шва согласно [7] принимают в виде суммы трех составляющих (рис. 2) равным:

$$\tau_{Rd,j} = \tau_{Rd,ad} + \tau_{Rd,r} + \tau_{Rd,sy} \leq 0.5 \cdot v \cdot f_{cd}, \quad (7)$$

где $\tau_{Rd,ad}$ – сопротивление шва сдвигу за счет сил сцепления, зависящих от так называемой “микро” шероховатости стыка [8, 6, 7];

$\tau_{Rd,sy}$ – сопротивление шва сдвигу за счет работы на срез поперечной арматуры, пересекающей шов;

$\tau_{Rd,r}$ – сопротивление шва сдвигу за счет трения.

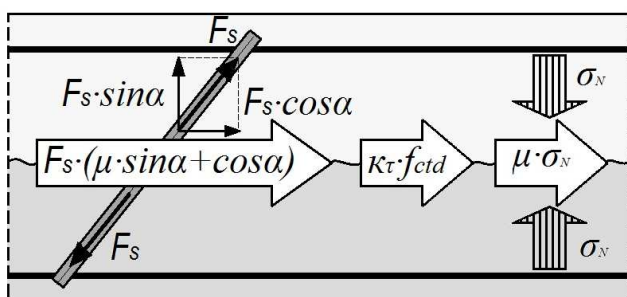


Рис. 2. Расчетная схема составляющих сдвигающего усилия в контакте согласно [7]

С учетом индивидуальных особенностей сопротивление шва сдвигу за счет сил сцепления может быть определено по следующей зависимости:

$$\tau_{Rd,ad} = k_{\tau} \cdot f_{ctd}, \quad (8)$$

где k_{τ} – коэффициент оценивающий шероховатость поверхности контактируемых материалов. Значение коэффициента k_{τ} зависит от степени шероховатости стыка: очень гладкая, гладкая, шероховатая или шпоночная (таблица 1).

Напряжения, вызванные силами трения по поверхности контакта, рекомендуется определять:

$$\tau_{Rd,r} = \mu_f \cdot \sigma_N, \quad (9)$$

где μ_f – коэффициент трения для поверхности контакта, значения которого следует принимать для различных типов шероховатости поверхности контакта (таблица 1);

σ_N – напряжения, нормальные к поверхности контакта, вызванные действием нагрузки и определяемые согласно [1].

Сопротивление шва сдвигу за счет работы на срез поперечной арматуры, пересекающей шов (воспринимаемых арматурой, расположенной в стыковом соединении и пересекающей контакт под углом α) согласно схеме, приведенной на рисунке 2, может быть определено:

$$\tau_{Rd,sy} = \rho_{sw,j} \cdot f_{yd} \cdot (1,2 \cdot \mu_f \cdot \sin \alpha + \cos \alpha), \quad (10)$$

где $\rho_{sw,j} \cdot f_{sy}$ – соответственно процент поперечного армирования и расчетное сопротивление поперечной арматуры, пересекающей стыковое соединение;

α – угол наклона поперечной арматуры к поверхности контакта.

$$\rho_{sw,j} = \frac{A_{sw,j}}{s_j \cdot b_j}, \quad (11)$$

где $A_{sw,j}$ – суммарная площадь армирования стыкового соединения;

s_j – шаг поперечного армирования в стыковом соединении;

b_j – ширина стыкового соединения;

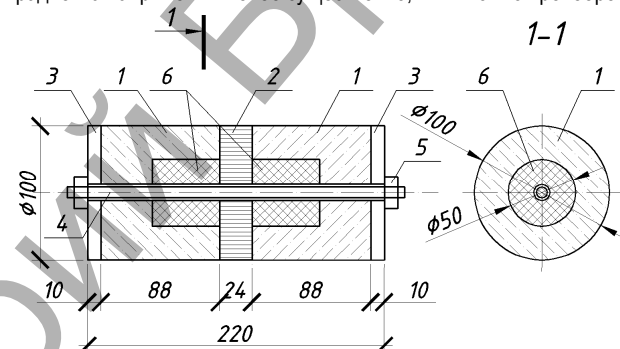
α – угол наклона поперечного армирования стыка $45^{\circ} \leq \alpha \leq 90^{\circ}$.

Подобно тому, как это принято в методиках [9, 3, 4], предельные сдвигающие напряжения в стыке могут быть определены:

$$\tau_{Rd,j} = k_{\tau} \cdot \tau_{Rd} + \mu \cdot \sigma_N + \rho_{sw,j} \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha), \quad (12)$$

Как видно из данных, приведенных в таблице 1 эмпирические коэффициенты, используемые при расчетах составляющих, входящих в суммарные значения предельного сопротивления сдвига, имеют значительные отличия и не в полном объеме отвечают многообразию поликомпонентных контактов. Это следует отнести в первую очередь на счет отличий методического характера (вида и формы образцов, характера приложения нагрузки, конструкции испытательной установки, подготовки поверхности и т.д.) и принятых подходов при классификации состояния поверхности контакта.

Экспериментальные исследования. Исследования выполнялись на образцах цилиндрической формы и испытанных в условиях чистого сдвига. Выбор данной конструкции образцов обусловлен рядом факторов, главным из которых являлась возможность придать касательным напряжениям практически равномерный характер распределения по высоте сечения. Следует отметить, что для данного вида образцов испытанных в условиях чистого сдвига, влияние градиента напряжений менее существенно, и им можно пренебречь.



1 – бетон, 2 – цементно-стружечная плита, 3 – пластины фиксаторы $t=10$ мм, 4 – продольный стержень, 5 – гайка, 6 – пустотообразователь

Рис. 3. Конструкция опытных образцов-цилиндров для испытания контактов в условиях «чистого сдвига»



Рис. 4. Общий вид готовых образцов

Дополнительно для обеспечения прочности и трещиностойкости образца вне зоны контакта по наклонным сечениям от действия касательных напряжений в них устанавливали косвенное спиральное армирование и после твердения бетона на поверхность бетона на эпоксидно-цементном составе наклеивали внешнюю обойму из стеклоткани.

Опытные образцы имели поперечную связь в виде арматурного стержня (4), площадь которого принята эквивалентно площади элемента несъемной опалубки – «сар»-профиль совместно с шурупами крепления в монолитных конструкциях с несъемной опалубкой из ЦСП-плит.

Испытания образцов производили на универсальной усталостной машине малой мощности УММ-01. Данная установка предназначена для испытаний на кручение, как при циклическом, так и при статическом нагружении. Установка состоит из задней бабки 5, имеющей жесткий захват 4; механизма 1 фиксации бабки 5, в устройство которого входят фиксаторы положения жесткого захвата образца 7; механизма статического нагружения, состоящего из передней бабки 2, переднего подвижного захвата 3 и рычага статического нагружения 6.

Таблица 1. Значения k_c и требования для каждой категории поверхности согласно [1, 3, 4, 6, 8]

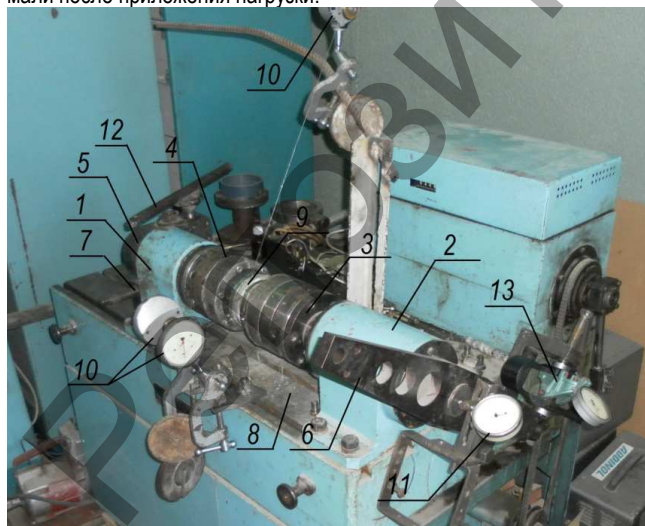
Категория	Описание поверхности	k_c [-]	μ [-]
Очень гладкая	Из стали, пластика или специально сглаженной деревянной опалубки бетонированной верхней поверхностью для свежего бетона (маркой по удобоукладываемости ПЗ-П5)	0 ($\geq 0,025$ и $\leq 0,10$, если решение обоснованно)	0,5
Гладкая	Произведенная методом вытягивания, выдавливания или после прессования без дальнейшей обработки ($R < 1,5$ мм)	0,2	0,6
Шероховатая	Для неровностей 3 мм и более – неровности создаются искусственно при помощи механического инструмента или другим методом, с помощью которого достигается эквивалентная структура поверхности ($R \geq 1,5$ мм)	0,4	0,7
Шпоночная	Шпоночная поверхность с высотой шпонки не менее 10 мм. Размеры шпонки: $h_1 = 10d$ и $h_2 = 10d$, а так же при условии $0,8 \leq h_1/h_2 \leq 1,25$ или при механической обработке поверхности с размером шпонки $d \geq 16$ мм ($R = 3$ мм)	0,5	0,9

Примечание: R – максимальный радиус кривизны поверхности

Статическое нагружение осуществляется через динамометр, установленный на рычаге механизма статического нагружения. Конструкция передней бабки выполнена таким образом, что существует возможность осуществлять линейное свободное горизонтальное перемещение. В зоне стыка, на трех частях (одна из частей была закреплена подвижно, что позволило на данной установке определить свободное горизонтальное перемещение), располагали прогибомеры 10, с помощью винтовой накрутки проволоки на соответствующие части образца. Для размещения нитей проволоки на поверхности образца закреплялись металлические хомуты. Данная конструкция позволила по разности отсчетов определить взаимный сдвиг в зоне контакта. Горизонтальное перемещение измеряли с помощью индикатора часового типа ИЧ – 0,001 11 (повторяется) (цена деления 0,001мм). Индикатор размещали со стороны подвижного захвата.

Конструктивные особенности устройства для испытания на статическое кручение представлены на рисунке 5.

Нагружение производили путем ступенчатого монотонного увеличения углов поворота с помощью рычага 12, а нагрузку контролировали при помощи динамометра 13, расположенного на рычаге. Приращения деформации задавали равными $1,0 \cdot 10^{-2}$ мм по прогибомеру. Отсчеты по второму и третьему прогибомеру, расположенных со стороны подвижной части цилиндра, и динамометру снимали после приложения нагрузки.



1 – задняя бабка; 2 – передняя бабка; 3 – передний подвижный захват; 4 – задний жесткий захват; 5 – механизм фиксации; 6 – рычаг статического нагружения; 7 – фиксаторы положения жесткого захвата образца; 8 – плита; 9 – образец, 10 – прогибомеры, 11 – индикатора часового типа ИЧ – 0,001, 12 – рычаг, 13 – динамометр

Рис. 5. Схема устройства УММ-01

После анализа результатов экспериментальных наблюдений, приведенных в работах [10–14 и др.] и полученных в собственных исследованиях [15, 16] предложен следующий механизм деформирования стыкового соединения после появления начальной трещины (в качестве которой принята трещина ширины раскрытия от 0,01 мм):

- тангенциальные перемещения (смещения в плоскости контакта), являющиеся результатом и зависящие не только от сдвиговых напряжений, но и от нормальных перемещений (ширины раскрытия трещины).
- сжимающие напряжения, действующие перпендикулярно к поверхности контакта (нормальные напряжения), вызваны нормальными перемещениями. При этом они взаимосвязаны с действующими касательными напряжениями только тогда, когда нормальные перемещения (раскрытие трещины) ограничиваются некоторой упругой связью, в частности арматурой стыка.

Исходя из принятых предпосылок, в общем случае взаимосвязь между переменными, описывающими напряженно-деформированное состояние стыкового соединения, по аналогии с [10], может быть представлена в виде [17]:

$$\delta_t = \delta_t(\tau_{nt,c}; \delta_n), \quad (13)$$

$$\sigma_{nc} = \sigma_{nc}(\delta_n; \tau_{nt,c}). \quad (14)$$

Дифференцируя каждую из частей уравнений (13) и (14) и записывая в матричной форме условия для стыка, получаем:

$$\begin{Bmatrix} d\delta_t \\ d\sigma_{nc} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/k_t & 1/\beta_d \\ -1/\mu_f & k_n \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} d\tau_{nt,c} \\ d\delta_n \end{Bmatrix}, \quad (15)$$

или приводя к нормальному виду:

$$\begin{Bmatrix} d\delta_t \\ d\delta_n \end{Bmatrix} = \frac{1}{\xi \cdot k_t} \begin{bmatrix} 1 & (1-\xi) \cdot \mu_f \\ \beta_d & \mu_f \cdot \beta_d \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} d\tau_{nt,c} \\ d\sigma_{nc} \end{Bmatrix}, \quad (16)$$

где $k_t = \frac{\partial \tau_{nt,c}}{\partial \delta_t}$ – коэффициент сдвиговой жесткости для стыкового соединения;

$$k_n = \frac{\partial \sigma_{nc}}{\partial \delta_n} \text{ – коэффициент жесткости контакта в направлении,}$$

перпендикулярном к плоскости сдвига (нормальная жесткость);

$$\mu_f = -\frac{\partial \tau_{nc,t}}{\partial \sigma_{nc,t}} \text{ – коэффициент трения;}$$

$$\beta_d = \frac{\partial \delta_n}{\partial \delta_t} \text{ – коэффициент дилатансии.}$$

На основании собственных исследований, выполненных на образцах цилиндрической формы, испытанных в условиях чистого сдвига, получили основные аналитические зависимости, описывающие элементы матрицы жесткости для стыкового соединения.

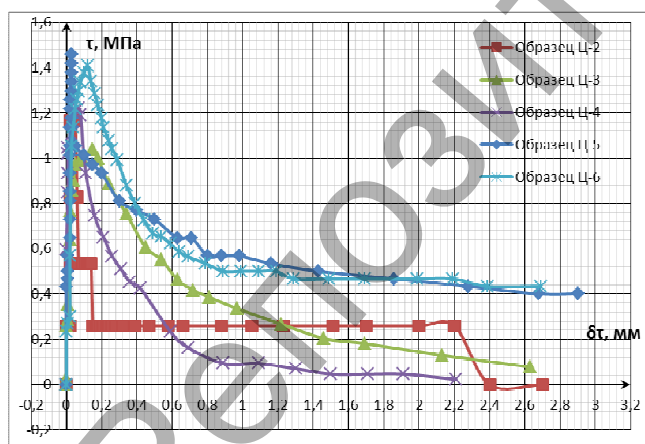
Экспериментальные исследования составных цилиндрических образцов при действии монотонно возрастающей нагрузки в условиях сдвига при кручении, практически полностью подтвердили механизм деформирования стыкового соединения [15, 17]. Принятая методика проведения испытаний позволила получить полные диаграммы деформирования $\tau_{Rd}-\delta_t$ для стыковых соединений. Полученные опытным путем диаграммы деформирования $\tau_{Rd}-\delta_t$, а также соответствующие им опытные зависимости тангенциальных (δ_t) и нормальных (δ_n) перемещений для стыковых соединений составных элементов, показаны на рисунке 6–7.

Как видно из диаграмм, представленных на рисунке 5, на начальных этапах испытания наблюдали совместное деформирование составляющих элементов опытного образца, при этом отсутствовали смещения как тангенциального, так и нормального направления. При достижении касательными напряжениями уровня, соответствующего появлению начальной трещины (см. рис. 6), регистрировали как нормальные, так и тангенциальные перемещения по контакту бетона и ЦСП.

После образования начальной трещины, дальнейшее поведение стыкового соединения под нагрузкой существенно отличалось. Так, для образцов регистрировали характерную нелинейную диаграмму деформирования с нисходящей ветвью, наблюдавшейся после достижения пиковых напряжений, соответствовавших предельному сопротивлению стыкового соединения при сдвиге. В испытанных образцах, по мере развития тангенциальных перемещений (δ_t), фиксировали возрастание нормальных перемещений (δ_n), то есть наблюдали раскрытие образовавшейся трещины, возрастание растягивающих напряжений в арматуре (при ее наличии) и, как следствие, сжимающих напряжений в элементе.

При достижении предельного значения сдвиговых напряжений $\tau_{Rd,u}$ в вершине диаграммы деформирования, тангенциальные перемещения составляли $\delta_{t,u}=0.03...0.15$ мм, а соответствующие им нормальные перемещения (ширина раскрытия трещины) $\delta_n=0.016...0.028$ мм.

После появления трещины наблюдалось «скольжение» по поверхности контакта. При этом развитие тангенциальных перемещений приводило к существенному росту нормальных перемещений, за счет явления дилатансии, при отсутствии нормальных напряжений, действующих на стыковое соединение.



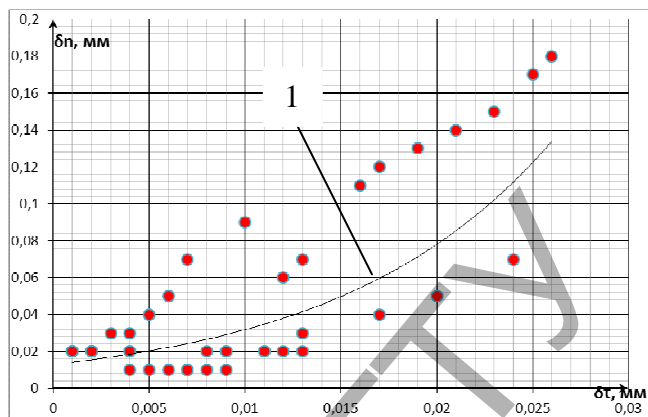
Ц-2, Ц-3, Ц-4 – образцы без армирования; Ц-5, Ц-6 – с коэффициентами армирования стыкового соединения $\rho_{sw,j}=0.0064$

Рис. 6. Опытные диаграммы деформирования $\tau_{Rd}-\delta_t$

Обработкой опытных данных с использованием методов математической статистики по программе «Microsoft Excel», установлено, что взаимосвязь между тангенциальными и нормальными смещениями стыка лучше всего может быть описана экспоненциальной функцией вида:

$$\delta_n = a \cdot e^{-b \cdot \delta_t}, \quad (17)$$

где a и b – эмпирические коэффициенты.



● – собственные исследования, 1 – экспоненциальная функция при $a=0,012$, $b=89,91$ из проведенных опытов

Рис. 7. Зависимость $\delta_t-\delta_n$ для стыкового соединения

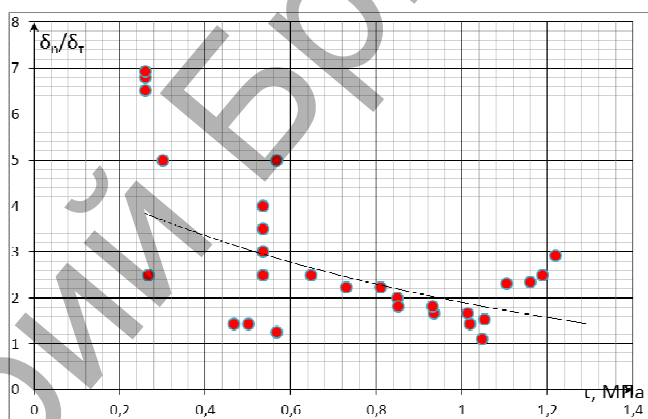


Рис. 8. Коэффициент дилатансии β_d

Зависимость для коэффициента дилатансии (рис. 8) получена в виде:

$$\beta_d = a_1 \cdot \exp[-b_1 \cdot \tau], \quad (18)$$

где τ – касательное напряжения, действующие в стыковом соединении;

a_1, b_1 – эмпирические коэффициенты 4,9 и 0,94 соответственно.

Заключение

1. По результатам выполненных исследований выявлен механизм и получена аналитическая модель сопротивления стыкового соединения комплексной конструкции действию сдвигающих напряжений. Получена обобщенная диаграмма деформирования стыкового соединения.
2. Выявлена важная роль соотношения тангенциальных и нормальных перемещений (коэффициента дилатансии) и коэффициента трения при передаче сдвига. Установлено, что касательные напряжения всегда вызывают нормальные перемещения. Однако, для появления нормальных напряжений, необходимо наличие упругого ограничения, препятствующего раскрытию трещины. В связи с этим, роль арматуры, пронизывающей стыковое соединение, должна рассматриваться в первую очередь не только с позиций нагельного эффекта (восприятие среза), а как ограничения, воспринимающего растяжение.
3. Выполненными исследованиями экспериментально подтверждены сформулированные теоретически положения модели деформирования стыкового соединения. В качестве обобщенной характеристики механических свойств стыка предложена диаграмма деформирования $\tau_{Rd}-\delta_t$.
4. Учет нелинейного поведения стыкового соединения позволяет уточнить расчет сборно-монолитных конструкций, в частности, в

стадии эксплуатационного нагружения. Предложенные расчетные зависимости позволяют производить расчет комплексных конструкций с применением ЦСП опалубкой, с достаточной для практики точностью.

5. Для разработки метода расчета железобетонных элементов с применением несъемной опалубки требуются дополнительные исследования с постановкой многофакторного анализа.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01–02. – С изменениями № 1, 2, 3, 4. – Мн.: Стройтехнорм, 2002. – 274 с.
2. Проектирование и изготовление сборно-монолитных конструкций / Под общ. ред. А.Б. Голышева. – К.: Будівельник, 1982. – 146 с.
3. Обобщение теоретических исследований прочности по нормальным и наклонным сечениям сборно-монолитных конструкций с учетом податливости контакта: отчет о НИР (заключит.) / Казанский ИСИ, рук. темы Я.Г. Сунгатуллин. № ГР 732403. – Казань, 1975. – 52 с.
4. Пособие по проектированию железобетонных сборно-монолитных конструкций / Госстрой СССР. – М.: Стройиздат, 1989. – 73 с.
5. Черный, А.С. Некоторые рекомендации по проектированию и применению сборно-монолитных конструкций // Бетон и железобетон. – 1982. – № 1. – С. 36.
6. CSA, Design of Concrete Structures for Buildings, CANS – A23.3 – A94. Concrete Standards Association, Rexdale, Ontario, 1994 – P. 199.
7. Fenwick R. Mechanisms of shear resistance of concrete beams / R. Fenwick, T. Paulay // Journ. Struct. Div., ASCE. – 1988. – Vol. 94. – № 10. – P. 2325–2350.
8. Brosin, C.D. A Study of Bond Between Steel and Restrained Expanding Concrete / C.D. Brosin, Z.S. Sabo // Mag. Concrete Plus. – 1978. – Vol. 20. – N 62. – P. 3–12.
9. Гинзбург, И.И. К расчету составных железобетонных стержней с податливыми связями // Бетон и железобетон. – 1969. – № 3. – С. 36–38.

SHALOBYTA T.P., SHALOBYTA N.N., DERKACH E.A, NAYMENKO Y.N. Investigation of strength and deformability parameters of contact connections monolithic structures with permanent shuttering of the CBPB

The article deals with strength and deformation parameters of multicomponent contacts used for monolithic structures with the inclusion of the work of the permanent shuttering made of cement-bonded particleboard (CBPB).

Considered calculation dependences for the contact butt joints on existing technical normative legal acts. Described tests of concrete contact zone with permanent shuttering CBPB formed on cylindrical samples. Derived dependence “ $\delta_c - \delta_n$ ”, “ $\beta_{\sigma-T}$ ”.

УДК 624.012.45

Шалобьта Н.Н., Царук О.Г., Полонский М.Ч., Демчук И.Е.

ЧИСЛЕННОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ ПЕРЕРАСПРЕДЕЛЕНИЯ УСИЛИЙ В ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТАХ С КОМБИНИРОВАННЫМ АРМИРОВАНИЕМ

Введение. Железобетон, как и любой другой неоднородный материал, является достаточно сложным для расчёта и конструирования. Это связано в первую очередь с физико-механическими свойствами отличных друг от друга материалов (бетона и арматуры) и, как следствие, особенностями совместной их работы в напряженно-деформированном состоянии.

Проявление железобетоном пластических свойств, в статически неопределимых железобетонных конструкциях, исследуется учеными уже более ста лет. Однако долгое время эффект перераспределения усилий не находил применения на практике и прежде всего по двум причинам: во-первых, не были достаточно разработаны его теоретические основы; во-вторых, проектирование железобетонных

10. Yoshikawa, H. Analytical Model for Shear Slip of Cracked Concrete / H. Yoshikawa, Z. Wu, T. Tanabe // Journal of Structural Engineering. – 1989. – Vol. 115. – N 4, april. – P. 771–787.
11. Bazant, Z.P. Rough cracks in reinforced concrete / Z.P. Bazant, P. Gambarova // J. Structural Div., ASCE. – 1980. – № 106(4). – P. 819–842.
12. Fenwick, R. Mechanisms of shear resistance of concrete beams / R. Fenwick, T. Paulay // J. Structural Div., ASCE. – 1988. – № 106(a). – P. 1947–1966.
13. Millard, S. Shear transfer in cracked concrete / S. Millard, R. Johnson // Magazine of Concrete Research. – 1991. – Vol. 7(107). – P. 3–15.
14. Tassios, T. Concrete to concrete friction / T. Tassios, N. Vintzelion // Journal of Structural Engineering. – 1987. – Vol. 113. – No. 4, april. – P. 883–897.
15. Тур, В.В. К построению аналитической модели работы стыкового соединения железобетонных сборно-монолитных конструкций / В.В. Тур, Т.П. Шалобьта, Н.Н. Шалобьта // Проблемы и перспективы современных строительных конструкций и технологий: сб. тр. / Под редакцией В.И. Драгана. – Брест: БПИ, 1998. – С. 74–78.
16. Тур, В.В. Применение метода ферменной аналогии при расчете на срез сборно-монолитных изгибаемых элементов / В.В. Тур, А.А. Кондратчик, Н.И. Кондратчик // Эффективные архитектурно-строительные системы зданий и сооружений. Современная технология и материалы: сб. тр. / Под редакцией А.И. Мордича. – Минск: Тыздзень, 1998. – С. 94–98.
17. Шалобьта, Т.П. Прочность и деформативность контактов сборно-монолитных самоупреженных железобетонных конструкций: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. – Минск: БГПА, 2000. – 20 с.
18. DIN 1045–1. Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton: Teil 1: Bemessung und Konstruktion – Berlin, 1997. – 143 s.

Материал поступил в редакцию 05.02.16

конструкций базировалось на основе допускаемых напряжений исходя из теории упругости, которая не позволяла учитывать возможности пластического поведения железобетона [1].

С тех времен вычислительная техника продвинулась далеко вперед, тем самым позволяя просчитывать сложные структуры (конструкции) с учетом всех нелинейных свойств применяемых материалов. С появлением современных программных комплексов конечно-элементного моделирования начали интенсивно развиваться и внедряться нелинейные расчёты железобетонных конструкций с использованием неупругих деформаций материалов.

Большинство норм проектирования допускают использование упругого расчета по I группе ПС (ULS) вследствие нелинейного по-

Царук Ольга Григорьевна, ассистент кафедры строительных конструкций Брестского государственного технического университета.

Полонский Максим Чеславович, аспирант кафедры строительных конструкций Брестского государственного технического университета.

Беларусь, БрГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.

Демчук Игорь Евгеньевич, научный сотрудник филиала РУП «Институт БелНИИС» - Научно-технический центр.

Беларусь, 224023, г. Брест, ул. Московская 267/2.