

Для определения напряжений сцепления была использована зависимость (2). Графики распределения напряжений сцепления по длине арматурного стержня представлены на рис.9.

Из анализа полученных распределений напряжений сцепления можно установить общие закономерности для всех испытанных образцов.

Во-первых, необходимо отметить, что распределения напряжений сцепления по длине стержня не являются равномерными, а также то, что форма графика распределений сохранялась практически неизменной при всех уровнях прикладываемой нагрузки, что в целом соответствует результатам исследований, полученным в работах [7]. Это положение имеет решающее значение при определении длины анкеровки арматурного стержня в конструкции.

Следует также отметить, что величина напряжений сцепления возрастает с расстоянием от загруженного конца и точка с максимальными значениями располагается примерно в средней трети участка между анкерной точкой и гранью бетонного куба, что аналогично возрастанию напряжений сцепления от края трещины в конструктивных элементах. Максимальные напряжения сцепления, после достижения которых произошло исчерпание сцепления вследствие среза бетонных консолей под выступами арматуры в опытах составили 6,0–6,8Н/мм².

Коэффициенты полноты эпюры напряжений сцепления для данного типа периодического профиля, определенные приведением полученных распределений (рис. 9) к равновеликим равномерным распределениям с ординатой, равной максимальному значению напряжений сцепления, изменяются в пределах 1,31–1,34.

Выводы

Примененная методика испытаний позволила в полной мере обеспечить реальные условия работы арматурного стержня при его выдергивании из бетона, смоделировать работу арматуры в бетоне конструкции на участках между трещинами. Анализ характеристик поверхности контактного слоя арматуры с бетоном свидетельствует о том, что основной причиной нарушения сцепления для серповидного профиля является сжатие и срез бетона под поперечными ребрами, а также внутренние трещины, образующиеся у вершин выступов. Из этого можно сделать вывод, что для обеспечения лучшего сцепления для арматуры с данным типом профиля необходимо использовать высокоподвижные бетонные

смеси и производить тщательное уплотнение бетона при выполнении бетонных работ, так как это обеспечивает лучший контакт бетона с арматурной и образование меньшего количества полостей в контактных зонах.

По результате проведенных экспериментальных исследований была установлена величина и характер распределения напряжений сцепления для ненапрягаемой арматуры серповидного профиля при испытаниях на статическое нагружение.

Соотношение между предельными напряжениями сцепления и прочностью бетона на сжатие для данного профиля и диаметра арматуры составляют 0,22–0,24.

Работа выполнена под научным руководством д.т.н., профессора Тура В.В.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. ГОСТ 10180-90. Методы определения прочности по контрольным образцам. – М.: Издательство стандартов, 1990. – 31с
2. Иващенко Ю.А., Оатул А.А. Методика исследования ползучести сцепления арматуры с бетоном // Сборник научных трудов Челябинского политехнического института. Железобетонные конструкции. Выпуск III. – Челябинск, 1963 – с.65-73.
3. Мулин Н.М. Стержневая арматура железобетонных конструкций. – М.: Стойиздат, 1974. – 232 с.
4. СНБ 5.03.01-02 «Конструкции бетонные и железобетонные». – Мн.: Стройтехнорм, 2002. – 274с.
5. Стеблов А., Дуброва И., Ленартович Д. Строительная арматура – применение и тенденции развития // Архитектура и строительство. – 2005. – №1.
6. Терин В.Д., Хотько А.А. Анкерующая способность арматуры различных профилей // Инженерные проблемы строительства и эксплуатации сооружений. Сборник научных трудов инженерно-строительного факультета полоцкого государственного университета. – вып. I – Мн.: УП «Технопринт», 2001. – с.344 – 350.
7. Холмянский М.М. Контакт арматуры с бетоном. – М.: Стройиздат, 1981. – 184с.
8. Charles. K. Kankam. Relationship of Bond Stress, Steel Stress, and Slip in Reinforced Concrete // Journal of Structural Engineering. – 1997. – V.123 – p.79-85
9. DIN 488. Betonstahl. Sorten. Eigenschaften. Kennzeichen. – 8p.
10. EN 10080 – 1998. Steel for the reinforcement of concrete. – 46p.

УДК 624.012.45

Кондратчик А.А., Зубрицкий Н.Н.

ОСОБЕННОСТИ ОЦЕНКИ НАГЕЛЬНОГО ЭФФЕКТА И СИЛ ЗАЦЕПЛЕНИЯ В ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛКАХ БЕЗ ПОПЕРЕЧНОГО АРМИРОВАНИЯ

Согласно п.11.2.20 СНБ 5.03.01-02 поперечную арматуру допускается не устанавливать в плитах высотой менее 300мм и балках высотой до 150мм, при условии обеспечения прочности по поперечной силе. Эти условия охватывают очень узкую область строительных конструкций и, как следствие, в практике строительства встречаются крайне редко. Отчасти это связано с особенностями поведения таких конструкций под нагрузкой.

Попытки понять и оценить работу железобетонных конструкций без поперечного армирования предпринимались с 1869 года и с каждым годом интерес к ним не уменьшается. Отчасти это связано с появлением новых материалов (фиб-

робетоны, высокопрочные бетоны, полимербетоны и т.д.). За эти годы было проведено огромное количество экспериментов. И как показывают результаты испытаний, разрушение железобетонных конструкций без поперечного армирования довольно часто происходит внезапно и хрупко [7, 9, 11].

Наряду с огромным количеством проведенных экспериментов предпринималось не меньшее количество попыток количественно и качественно оценить несущую способность железобетонных элементов с отсутствующей поперечной арматурой при действии перерезывающих сил. Учеными было предложено огромное количество формул и методик для расчета таких элементов, базирующихся на различных подхо-

Кондратчик Александр Аркадьевич, кандидат технических наук, профессор кафедры строительных конструкций Брестского государственного технического университета

Зубрицкий Николай Николаевич, ведущий инженер Филиала УП «Институт БелНИИС» - «Научно-технический центр». Беларусь, БГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.

дах и теориях [2, 7, 10]. Но при всем этом разнообразии многие авторы едины во мнении, что в работе железобетонных конструкций без поперечного армирования следует различать две стадии: до и после появления магистральной наклонной трещины (м.н.т.), по которой в последствии произойдет разрушение элемента. При этом разница в нагрузках, при которых происходит образование м.н.т. и разрушение, в зависимости от условий загрузки и характеристик элемента, может изменяться от нуля до десятка раз (рис. 1).

$Q/R_{bt}bd$

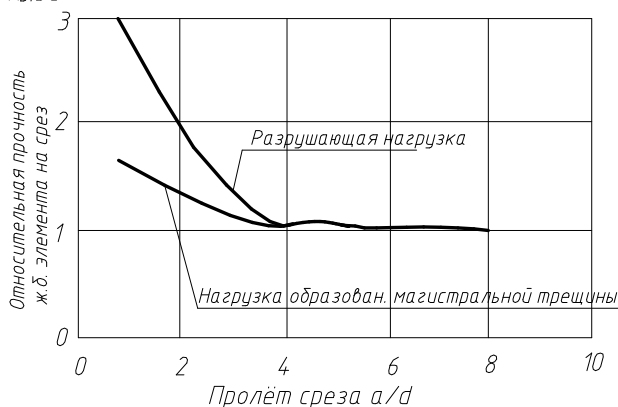


Рис. 1. Влияние пролета среза на нагрузки образования м.н.т. и разрушения элемента по результатам [12].

До появления магистральной наклонной трещины, элемент работает как упругое тело, подчиняющееся теории плоских сечений, и оценить напряжено-деформированное состояние (НДС) припорной зоны можно с помощью уравнений для плоского НДС из условий упругой работы материала.

После образования магистральной наклонной трещины, как отмечают многие авторы [5, 8], общее сопротивление элемента без поперечного армирования при действии перерезывающих сил «складывается»: из сопротивления сжатого бетона над вершиной наклонной трещины, нагельного эффекта (способности продольной арматуры воспринимать поперечную силу) и за счет сил зацепления по берегам наклонной трещины (рис. 2). Нет единого мнения среди ученых о вкладе каждого из выше перечисленных составляющих в общее сопротивление срезу, но однозначно можно сказать, что они взаимозависимы, и увеличение роли одного из них ведет к уменьшению роли других.

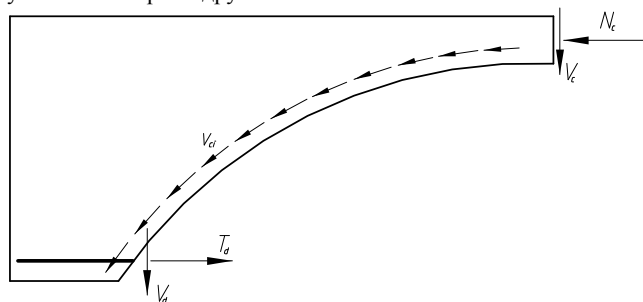


Рис. 2. Схема действующих усилий в балке без поперечной арматуры.

Как отмечено в работе [5], величина поперечной силы, воспринимаемая за счет нагельного эффекта и за счет сил зацепления, с одной стороны, зависит от:

пролета среза a/d ;

прочностных характеристик бетона;

величины продольного армирования и характера его распределения в бетонном сечении.

С другой стороны, от величины тангенциальных и нормальных перемещений наклонной трещины:

$$\left. \begin{matrix} V_d \\ H_{cr} \end{matrix} \right\} = f(a/d, f_c, \rho) = f(\delta_t, w). \quad (1)$$

Для оценки величины нагельного усилия в продольной растянутой арматуре, пересекающей диагональную трещину, рекомендовано использовать зависимости предложенные в работах Di Prisco D., Romero J.A. и Gambarova P.G. [3, 4]. В данных формулах работа продольной растянутой арматуры моделируется как работа металлического стержня, заделанного в бетонном теле с корректировкой через соответствующие жесткостные коэффициенты k_D , k_s , k_w . Для бетонов нормальной прочности величину нагельного усилия предложено определять по формуле:

$$V_{cr} = \mu \cdot k_D \cdot \delta_v, \quad (2)$$

где $\mu = 1 - \left(\frac{\delta_H}{S \cdot \epsilon_{yl}} \right)^2$ – коэффициент, учитывающий влияние осевого усилия в продольной арматуре на величину нагельного усилия;

k_D – жесткость нагеля, моделируемая через коэффициенты жесткости и учитывающая диаметр продольной арматуры (k_s) и величину защитного слоя (k_w);

δ_v , δ_H – вертикальная и горизонтальная компоненты перемещения плоскости трещины на уровне центра тяжести продольной растянутой арматуры;

d_s – диаметр продольного растянутого стержня;

c – толщина защитного слоя продольной арматуры.

$$k_D = \frac{k_s \cdot k_w}{k_s + k_w}; \quad (3)$$

$$k_s = 59,78 \cdot \left(\frac{\delta_v}{2} \right)^{-0,64} \cdot d_s \cdot f_c^{0,38} \cdot \sin^2 \theta; \quad (4)$$

$$k_w = 1000 \cdot \left(\frac{f_c}{30} \right)^{0,5} \cdot (1 + d_s) \cdot \left[1,2 \cdot \left(1 - e^{-1,8c/d_s} \right) \right] \quad (5)$$

Для характерных случаев образования диагональных трещин вертикальную и горизонтальную компоненты перемещения поверхности трещины определяют в зависимости от безразмерной координаты ξ и средних перемещений трещины $\bar{\delta}_n$ и $\bar{\delta}_t$, рассчитанных из условий совместности деформаций по формулам:

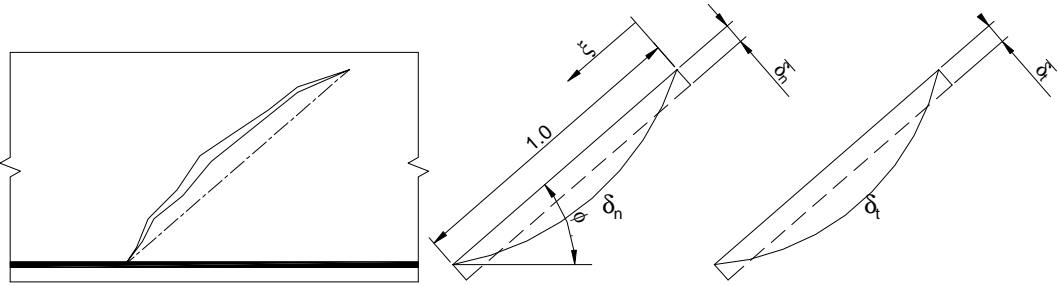
случай 1: $\delta_t = \bar{\delta}_t [1 - \cos(2 \cdot \pi \cdot \xi)]$ и $\delta_n = 6 \cdot \bar{\delta}_n (\xi - \xi^2)$ (6)

случай 2: $\delta_t = \bar{\delta}_t [1 - \cos(\pi \cdot \xi)]$ и $\delta_n = \bar{\delta}_n (3 \cdot \xi - 1,5 \cdot \xi^2)$.

Отчасти данные законы распределения подтверждают и результаты, полученные немецкими учеными Jürgen Fischer, Gert König [6].

В своей работе [6] Jürgen Fischer и Gert König проанализировали результаты испытаний 21 балки прямоугольного сечения с пролетом среза $a/d > 3$. Из чего были получены результаты горизонтальных и вертикальных составляющих перемещений и напряжений, возникающих по длине пролета среза и по высоте элемента. На рис. 4 приведены законы распределения перемещений и напряжений по длине наклонной трещины для балки S1-4, полученных в работе [6]. Разрушение элемента происходило по случаю №2 (рис. 3).

случай 1



случай 2

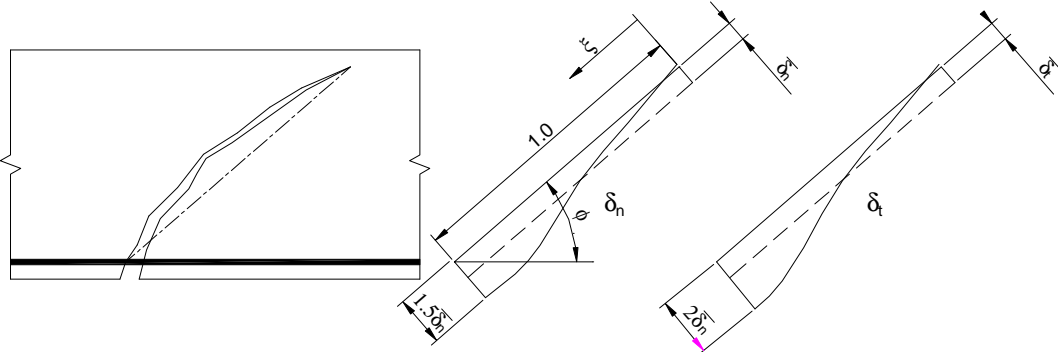


Рис. 3. К определению компонентов перемещений в наклонной трещине согласно [3, 4].

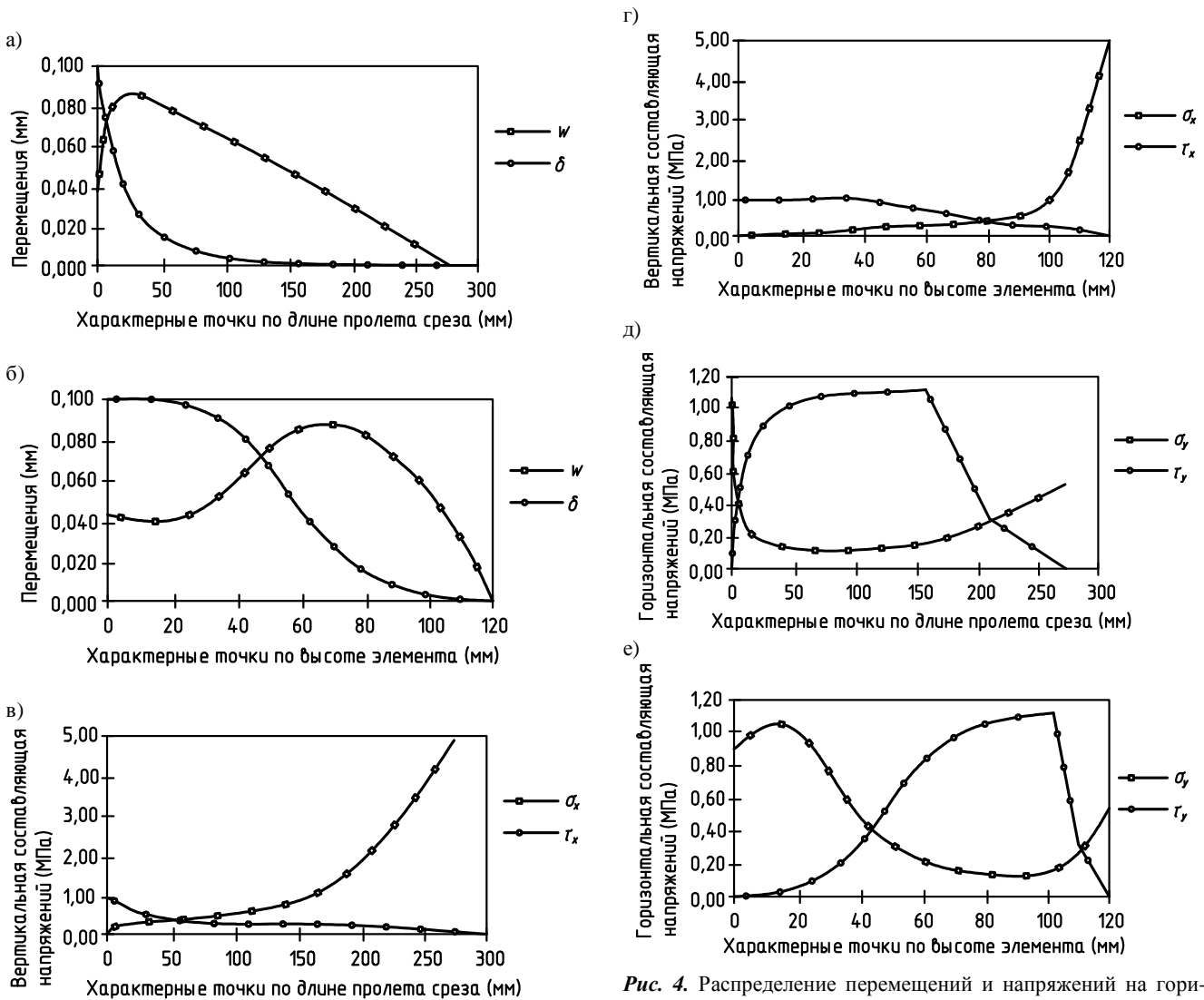


Рис. 4. Распределение перемещений и напряжений на горизонтальную и вертикальную проекции наклонной трещины для балки S1-4 [6].

а) – графики распределения тангенциальных и нормальных перемещений на горизонтальную проекцию наклонной трещины; б) – графики распределения тангенциальных и нормальных перемещений на вертикальную проекцию наклонной трещины; в) – графики распределения горизонтальной составляющей касательных и нормальных напряжений на горизонтальную проекцию наклонной трещины; г) – графики распределения горизонтальной составляющей касательных и нормальных напряжений на вертикальную проекцию наклонной трещины; д) – графики распределения вертикальной составляющей касательных и нормальных напряжений на горизонтальную проекцию наклонной трещины; е) – графики распределения вертикальной составляющей касательных и нормальных напряжений на вертикальную проекцию наклонной трещины.

Как видно из рисунка 4, с увеличением ширины раскрытия наклонной трещины происходит уменьшение величины касательных напряжений, возникающих по берегам наклонной трещины, что является подтверждением предположения высказанного Vecchio F.D. [13], что железобетонный элемент без поперечного армирования способен воспринимать перерезывающую силу за счет сил зацепления только до определенной величины ширины раскрытия наклонной трещины. В работе [13] граничная величина раскрытия трещины составляет 5мм, но как видно из рис. 4а, б, ширина раскрытия наклонной трещины является переменной по длине трещины величиной. В общем деформационном методе расчета железобетонных конструкций ширина раскрытия трещины является средней величиной, зависящей от главных растягивающих деформаций и среднего расстояния между наклонными трещинами:

$$w = \varepsilon_1 S_0.$$

Но как показывают исследования [6], это не является справедливым для элементов без поперечного армирования, так как в зависимости от случая образования трещины (рис. 3) может варьироваться и ширина раскрытия трещины, тем более, как отмечалось выше, она является переменной величиной. Общий случай распределения нормальных (ширина раскрытия) и тангенциальных (скольжение вдоль наклонной трещины) перемещений можно выразить следующей зависимостью:

$$\delta_t = \bar{\delta}_t [1 - \cos(C_1 \cdot \pi \cdot \xi)] \text{ и } \delta_n = C_2 \cdot \bar{\delta}_n (\xi - \xi^2), \quad (7)$$

где C_1 и C_2 – коэффициент учитывающий влияние пролета среза и величину продольного армирования.

Как уже отмечалось выше, величина нормальных и тангенциальных перемещений во многом зависят от траектории наклонной трещины. Многие авторы [5, 10, 13] предлагают аппроксимировать наклонную трещину в виде прямой, наклоненной под углом θ к продольной оси элемента. Но как показывают результаты собственных исследований, наклонная трещина скорее имеет параболическое очертание. Для определения траектории магистральной наклонной трещины воспользуемся формулой, предложенной Jürgen Fischer, Gert König [6]. Так как данная зависимость была получена для элементов с пролетом среза больше 4, и для использования её в остальных случаях a/d требуется выполнить корректировку.

Уравнение, описывающее положение каждой точки наклонной трещины запишется в следующем виде:

$$y(x) = a/d \cdot \sqrt{\left(\frac{h_d}{c}\right)} \cdot x, \quad (8)$$

где h_d – вертикальная проекция наклонной трещины:

$$h_d = h - h_{com} = h - 3 \cdot d \cdot (1 - j_0);$$

$$j_0 = \sqrt{(n \cdot \rho)^2 + 2 \cdot n \cdot \rho - n \cdot \rho},$$

c – горизонтальная проекция наклонной трещины:

$$c = \left(\frac{3 \cdot d}{4}\right) \cdot \frac{a}{d} \cdot \sqrt{\frac{a/d}{21,9}}$$

Предложенная методика определения траектории наклонной трещины была проверена на результатах собственных испытаний и показала хорошее совпадение (рис. 5).

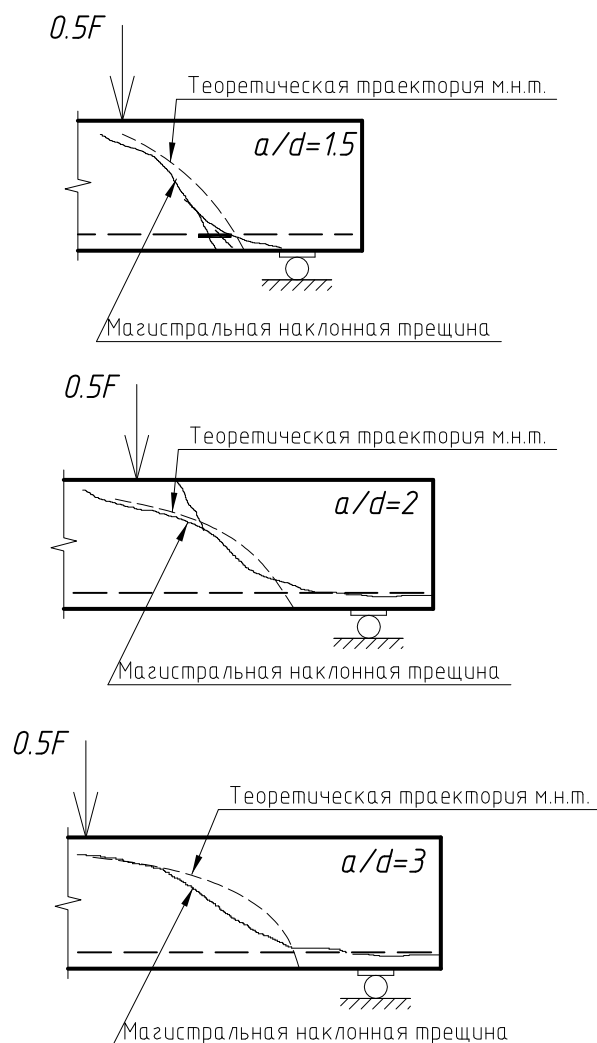


Рис. 5. Сравнение траектории распространения магистральной наклонной трещины с экспериментальными данными.

С учетом вышесказанного величину поперечной силы воспринимаемой за счет сил зацепления по берегам наклонной трещины можно записать в виде:

$$V_{cr} = \int_0^{l_{erc}} v_{ci} \frac{dw}{dl_{erc}}, \quad (9)$$

где v_{ci} – величина касательных напряжений, воспринимаемых сечением вдоль трещины, и определяется зависимостью, предложенной F. Vecchio и M.P. Collins [14, 15]:

$$v_{ci} = \frac{0,18 \sqrt{f_c}}{0,3 + \frac{23 \cdot w(l_{erc})}{a + 16}}. \quad (10)$$

Выводы

1. Формулы (2) и (9) дают возможность качественно оценить вклад продольной арматуры и сил зацепления по берегам

- наклонной трещины в общее сопротивление срезу железобетонного элемента без поперечного армирования.
- Наличие нормальных и тангенциальных перемещений в формулах (2) и (9) позволяет отслеживать изменение нагельного усилия и усилия, возникающего от сил зацепления на различных стадиях изменения геометрии системы, и следовательно дает возможность использовать её в деформационном методе расчета железобетонных конструкций без поперечного армирования.
 - Использование уравнения (3) позволяет получить траекторию магистральной наклонной трещины, которая дает хорошее совпадение с экспериментальными данными.
- СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСЧТОНИКОВ**
- СНБ 5.03.01-02. Конструкции бетонные и железобетонные. Нормы проектирования/ Министерство архитектуры и строительства. – Минск.: Минскпроект, 2003. – 139 с.
 - Кондратчик А.А., Зубрицкий Н.Н. Построение единой методики расчета железобетонных конструкций при совместном действии изгибающего момента, продольных и поперечных сил/ Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовка инженерных кадров Республики Беларусь: Сб. науч. трудов междунар. науч.-метод. межвузовского семинара, Могилев 16-18 ноября 2005 г. – с. 203-210
 - Dei Poli S., Prisco M.D., Gambarova P.G. Stress field in web reinforcement concrete thin-webbed beams failing in shear/ Journ. St. Eng., v. 116, No 9, Sept., 1990 – pp. 2496-2515.
 - Di Prisco D., Gambarova P.G. Validation of Animproved Truss Model for Shear in RC and PC Beams/ Study e Recherche, v. 15 Politechnico di Milano, 1994 – pp. 77-102.
 - Dotun Adepegba, Narayan Swamy Significance of Dowel Forces on the Shear Failure of Rectangular Reinforced Concrete Beams Without Web Reinforcement/ ACI Struct. Journ., v. 62, No 10, Oct., 1965 – pp. 163-179.
 - Jürgen Fischer, Gert König Pure Mechanical Model for Diagonal Tension Failure/ LACER No. 1 – 1996 – pp. 269-289.
 - Kani G. N. J. The riddle of shear failure and its solution. ACI Journal., 61(4), pp. 441-467.
 - Krefeld W.J., Thurston G.W. Studies of the shear and diagonal tension strength of simply supported reinforced concrete beams. - Columbia University Department of Civil Engineering and Mechanics. New York. June. - 1962. - p. 451-476.
 - Leonhardt F., Walter R. Schubversuche an einfeldigen stahlbetonbalken mit und ohne Shhubbewehrung. DAFST, Heft 151, 1962.
 - Oliver J. Gastbled, Ian M. May, "Fracture Mechanics Model Applied to Shear Failure of Reinforced Concrete Beams without Stirrups" ACI Journal, Proceedings V. 98, No. 2, Apr 2001, pp. 184-190.
 - Raghu S. Pendyala, Priyan Mendis, "Experimental Study on Shear Strength of High-Strength Concrete Beams" ACI Journal, Proceedings V. 97, No. 4, Jul 1998, pp. 564-571.
 - Rebeiz S.K. Shear strength prediction for concrete members/ Journal of structural engineering, vol. 125. No. 3. 1999.
 - Vecchio F.D. Analysis of Shear-Critical Reinforced Concrete Beams/ ACI Struct. Journ., v. 97, No 1, Jan. – Feb., 2000 – pp. 102-110.
 - Vecchio F. J., Collins M. P. (1986) The modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear." ACI Struct. Journ., v. 83, No 2 - 1986 – pp.219-231.
 - Vecchio, F. J., and Collins, M. P. (1988). "Predicting the response of reinforced concrete beams subjected to shear using the modified compression field theory." ACI Struct. Journ., v. 85, No 4 – pp.258-268.

УДК 539.013.13

Колдаева С.Н., Екименко А.Н., Колдаев Ю.Н.

МЕТОДИКА ИССЛЕДОВАНИЯ ОСТАТОЧНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ В КОМПОЗИТАХ, АРМИРОВАННЫХ СТЕКЛОВОЛОКНОМ

Композиционные материалы, разрабатываемые для нужд горно-шахтной промышленности, относятся к классу конструктивных. Основное требование к материалам этого класса – высокая механическая прочность. Для улучшения механических характеристик композиционных материалов применяется армирование полимерной матрицы высокомолекулярным волокном. Различие коэффициентов термического расширения полимера и армирующих волокон приводит к возникновению остаточных напряжений при термоусадке связующего. Для определения влияния описанного процесса на механические характеристики композиционного материала необходима методика, позволяющая получить численную оценку остаточных напряжений в системе «полимерная матрица - армирующее волокно».

Одним из методов исследования остаточных напряжений является тензометрический метод, описанный в [1]. Он заключается в следующем. Два одинаковых волокна из константана, рабочий и компенсационный (Ø15-20 мкм), являются плечами мостовой схемы тензостанции. На рабочем волокне формируют образцы для испытаний, которые представ-

ляют собой формы круглого или квадратного сечения, заполненные жидким терморезактивным связующим (эпоксидной смолой). Расстояние от рабочего волокна до стенок формы составляет при этом не менее 1 мм. В процессе нагревания, отверждения и охлаждения образцов наблюдают за показаниями приборов и измеряют параметры, характеризующие остаточные напряжения, которые вычисляют затем с помощью закона Гука [1].

Использовать указанный метод для непосредственной оценки остаточных напряжений в реальных композитах не представляется возможным по следующим причинам. Во-первых, изготавливаемый образец по геометрическим параметрам не соответствует волокну в реальном композите (толщина слоя связующего на волокне реального композита, как правило, соизмерима с размерами поперечного сечения волокна, и объемное содержание в композите составляет 10-70 об. %, в то время как в модельном образце объемное содержание волокна составляет 0,0003 об. % и менее). Как показывают исследования [2, 3], связующее при толщине слоя в пределах, соизмеримых с размерами волокна, существенно влия-

Колдаева С.Н., к.т.н., преподаватель кафедры «Тактика проведения аварийно-спасательных работ и тушения пожаров» Гомельского инженерного института МЧС РБ.

Екименко А.Н., научный сотрудник Института инновационных исследований.

Колдаев Ю.Н., преподаватель кафедры «Тактика проведения аварийно-спасательных работ и тушения пожаров» Гомельского инженерного института МЧС РБ.

Беларусь, г. Гомель.