

## RAZUMEICHIK V.S., DERECHENNIK S.S. The influence of microfiller on the hydrated cement microstructure forming

The influence of inert fine filler on the hydration kinetics of the cement composite is investigated using the software package of simulation and analysis of the composites structure. It is shown that the replacement of some cement clinker by inert filler results in reducing of hydration rate of cement composite and might cause a substantial rising of capillary porosity of material.

УДК 624.012.46

Драган А.В., Тур В.В.

## МОДЕЛИРОВАНИЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ЭЛЕМЕНТА ДЕЙСТВИЮ РАСТЯГИВАЮЩЕЙ НАГРУЗКИ

**1. Введение.** В настоящее время существует значительное число расчетных методик, предлагаемых для определения параметров трещиностойкости железобетонных элементов. Выполненный авторами статьи анализ имеющихся на данный момент предложений позволил произвести их некоторую систематизацию. В результате чего, все существующие предложения по расчету ширины раскрытия трещин были разделены на четыре основные группы:

1. Эмпирические зависимости (ACI 224.2R-86 [1], Gergely P. and Lutz L.A. [2], Мулин Н.М. [3], Гуца Ю.П. [4] и др.).
2. Выражения, основанные на основании теории механики разрушения (Пирадов А.Б., Гвелесиани Л.О., Пирадов К.А., Гузев Е.А. [5, 6], Oh В.Н., Kang Y.-J. [7], Shah S.P., Swartz S.E. [8], и др.).
3. Выражения, базирующиеся на теории «tension stiffening» (TST) (CEB-fib Model Code [9], Eurocode2 [10], Pedziwiatr J. [11], СНБ 5.03.01-02 [12], Мурашев В.И. [13], Немировский Я.Н. [14] и др.).
4. Зависимости, полученные на основании анализа напряженно-деформированного состояния арматуры и растянутого по длине участка между трещинами (Holmberg A [15], Farra В. [16], Noakowski P. [17], Alvares M. [18], предлагаемый подход и др.).

Как видно из представленной классификации, в качестве классификационного признака были приняты общие подходы, принятые в той или иной группе предложений для получения расчетных зависимостей.

В современной теории трещиностойкости наибольшее распространение получили подходы двух последних групп. Что же касается, эмпирического подхода и подхода, базирующегося на теории механики разрушения, то ограниченность их применимости связана с особенностями получения (для выражений первой группы) и использования расчетных зависимостей в инженерной практике (для выражений второй группы).

Выражения третьей и четвертой группы, схожи в понимании механизма образования и раскрытия трещины. Под шириной раскрытия трещины понимается разница в удлинениях арматуры и бетона, отнесенная к некоторому длине элемента (расстоянию между трещинами). Ключевое отличие заключается в способах определения разницы относительных деформаций материалов и расстояния между трещинами. В выражениях, полученных на основе TST, разница относительных деформаций арматуры и бетона на участке между трещинами определяется, по существу, путем умножения величины относительных деформаций в сечении с трещиной на безразмерный коэффициент  $\Psi$ , который характеризует неравномерность распределения относительных деформаций по длине участка между трещинами. На наш взгляд, возможность учета неравномерности деформирования арматуры и бетона на участке между трещинами по средством одного лишь коэффициента весьма спорно. Расстояние между трещинами ( $S_{rm}$ ) определяется также весьма упрощенно. В общем случае, выражение для определения  $S_{rm}$  может быть получено из условия равновесия, составленного для участка железобетонного элемента, заключенного между сечением с трещиной и сечением, расположенном посередине между двумя соседними трещинами, и скорректировано с учетом эмпирических коэффициен-

тов. Представленные выше особенности к определению ключевых параметров в выражениях третьей группы не могут не сказываться на точности результатов, получаемых с их применением.

Выражения, полученные в рамках моделей четвертой группы, по мнению авторов, позволяют в наиболее полной мере оценить реальную картину развития трещины, поскольку они базируются на законах совместной работы и деформирования материалов под нагрузкой. Очевидно, что точность результатов, получаемых с использованием выражений данной группы, на прямую зависит от адекватности идеализированных диаграмм, применяемых в расчетных моделях для описания физических законов (законов деформирования и закона сцепления). Тем не менее, по мнению авторов, именно комплексный методологический подход к рассмотрению механизма образования и раскрытия трещины, является наиболее оправданным и позволяет получить результаты, достаточно близко приближенные к реальным значениям исследуемого параметра.

### 2. Базовые положения предлагаемого подхода

2.1. *Общие представления о сопротивлении железобетонного элемента действию растягивающей нагрузки.* Сопротивление железобетонного элемента действию растягивающей нагрузки будет рассматриваться на примере центрально армированного железобетонного элемента, подвергнутого осевому растяжению. Такой элемент позволяет моделировать работу как центрально растянутого стержня, так и растянутой зоны изгибаемого или внецентренно нагруженного железобетонного элемента.

При приложении к рассматриваемому элементу внешней растягивающей нагрузки в торцевых сечениях, которые могут условно считаться трещинами, вся растягивающая нагрузка воспринимается исключительно арматурным стержнем. По мере приближения к центру элемента, часть усилия, воспринимаемого арматурой, посредством сил сцепления, возникающих в контактном слое, передается от арматурного стержня на бетон. Последний при этом постепенно включается в работу на восприятие растягивающей нагрузки и тем самым разгружает арматурный стержень. Подобный механизм перераспределения усилий между арматурным стержнем и окружающим его бетоном соответствует постепенному снижению величины относительных деформаций арматуры и, соответственно, увеличению деформаций бетона на графиках, характеризующих распределение относительных деформаций по длине элемента (рис. 1а).

В некотором сечении, отстоящем на расстоянии  $l_k$  деформации арматуры и бетона выравниваются ( $\epsilon_s = \epsilon_{ci}$ ), арматура и бетон работают совместно и каждый элемент сечения воспринимает часть внешней нагрузки, пропорциональную его жесткости. Таким образом, по длине железобетонного элемента, при действии внешней растягивающей нагрузки могут быть выделены две характерные зоны (рис. 1):

- зона совместного деформирования –  $\epsilon_s = \epsilon_{ci}$
- зона перераспределения усилий, длиной  $l_k$

В соответствии с изложенными выше представлениями о механизме перераспределения усилий между арматурой и растянутым бетоном, образование трещины в рассматриваемом элементе может

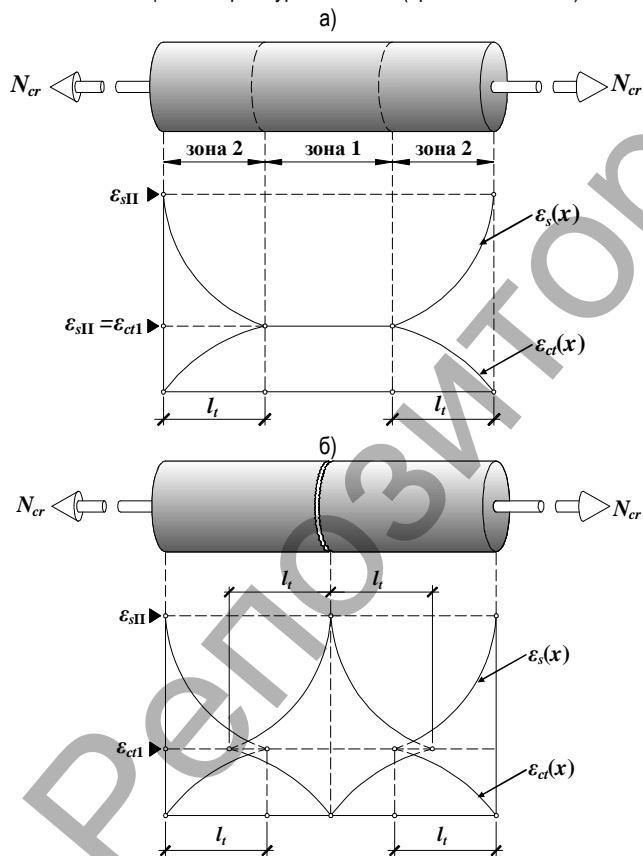
**Драган Алексей Вячеславович**, кандидат технических наук, доцент кафедры архитектурных конструкций Брестского государственного технического университета.

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

Строительство и архитектура

произойти только в пределах зоны совместного деформирования (зона 1) на этапе нагружения, при котором величина относительных деформаций в указанной зоне достигнет значения, равного предельной растяжимости бетона ( $\epsilon_{ct1}$ ) (см. рис. 1).

Образование первой(-ых) трещины в любом из сечений зоны 1 равновероятно, так как по всей её длине имеет место однородное напряженно-деформированное состояние. При выполнении расчетов по трещиностойкости определение точного положения трещин по длине элемента является не столь существенно, и, кроме того весьма, трудновыполнимо с учетом неоднородности свойств бетона по длине элемента. Наибольший интерес в ходе расчета вызывает возможность ограничения ширины раскрытия трещин при наиболее неблагоприятном из возможных случаев трещинообразования. Как показывает практика, таковым является случай при котором по длине рассматриваемого элемента образовывается наименьшее число трещин. При этом, величина (ширина) их раскрытия будет максимальной. Предположим, что в рассматриваемом элементе будет происходить образование только одной трещины в сечении, расположенном точно по середине зоны совместного деформирования. Деление железобетонного элемента трещинами на блоки будет продолжаться до тех пор пока по всей его длине сохраниться хотя бы одно сечение, для которого выполняется условие  $\epsilon_s = \epsilon_{ct}$ . Завершение стадии трещинообразования характеризуется перекрыванием зон перераспределения усилий двух соседних трещин (рис. 1б). При этом во всех сечениях по длине выделенного блока имеет место разница в величинах относительных деформаций, что приводит к взаимным смещениям арматуры и бетона (проскальзыванию).



а) на стадии работы элемента, предшествующей трещинообразованию; б) на стадии после образования трещины

Рис. 1. Схема распределения относительных деформаций по длине элемента с выделением характерных зон

Следует отметить, что после перехода рассматриваемого элемента в стадию, при которой по всей его длине имеют место взаимные смещения арматуры и бетона, образование новых трещин в уже выделенных блоках также теоретически возможно. Это возможно в

только случае, когда при увеличении внешней нагрузки относительные деформации в центральном сечении по длине блока достигнут значения ( $\epsilon_{ct1}$ ). С ростом величины растягивающей нагрузки деление трещинами вновь выделенных блоков может продолжаться до тех пор, пока не будет выделен блок, для которого величина растягивающей нагрузки, требуемая для образования очередной трещины, будет превышать предельную нагрузку, которую способен воспринять арматурный стержень, т.е.  $N = f_{yk} A_s$ .

После образования по длине элемента всех возможных трещин дальнейший прирост растягивающей нагрузки приводит к увеличению разницы значений относительных деформаций арматуры и бетона в каждом отдельном сечении по длине элемента, и как следствие, увеличение взаимных смещений арматуры и бетона, что в свою очередь вызывает увеличение раскрытия трещин (см. рис. 2).

2.2. Понятие длины зоны перераспределения усилий. Как вытекает из представленных в п.2.1 общих представлений о механизме изменения напряженно-деформированного состояния арматуры и бетона по длине железобетонного элемента растягивающей нагрузкой, ключевыми факторами определяющими протекание процесса образования и развития трещин являются:

- длина зоны перераспределения усилий  $l_t$  на каждом конкретном этапе нагружения;
- функции, описывающие распределение относительных деформаций арматуры  $\epsilon_s(x)$  и растянутого бетона  $\epsilon_{ct}(x)$  по длине зоны перераспределения усилий.

Под зоной перераспределения усилий авторами статьи понимается некоторая условная длина, которая для каждого конкретного случая нагружения требуется для передачи по средствам сил сцепления части растягивающего усилия от арматурного стержня на бетон и измеряемая от сечения с трещиной, где  $\epsilon_{sII} = N / (A_s E_s)$  и  $\epsilon_{ct} = 0$ , до сечения, в котором относительные деформации арматуры и растянутого бетона равны ( $\epsilon_s = \epsilon_{ct}$ ). Длина зоны перераспределения зависит от следующих параметров:

- уровня нагружения;
- условий взаимодействия арматуры с бетоном (условий сцепления);
- геометрических параметров поперечного сечения железобетонного элемента;
- физико-механических характеристик бетона и арматуры.

Введение в определение зоны перераспределения усилия понятия «условная длина», базируется и обосновано тем, что протяженность указанной зоны увеличивается с ростом прикладываемой нагрузки и в отдельных случаях может превышать длину рассматриваемого железобетонного элемента. В случае, когда длина, требуемая для передачи по средствам сцепления части воспринимаемого арматурой усилия на бетон превышает длину железобетонного элемента во всех сечениях по его длине будет наблюдаться разница в относительных деформациях арматуры и бетона. По мере увеличения величины внешнего растягивающего усилия длина зоны перераспределения увеличивается, что приводит к увеличению разницы в значениях деформаций материалов (см. рис. 2).

Длина зоны перераспределения усилий может также выступать в виде параметра, качественно характеризующего условия совместной работы арматуры и растянутого бетона на определенном этапе его нагружения – чем меньше длина, тем лучше условия сцепления стержня с бетоном, и наоборот.

Изложенная концепция хорошо согласуется с базовым положением расчетов железобетонных конструкций по первой группе предельных состояний согласно которому при расчете конструкций по прочности сопротивление бетона растянутой зоны не учитывается.

Общие положения для определения аналитических выражений, описывающих распределения относительных деформаций арматуры и растянутого бетона будут представлены в нижеследующих разделах статьи.

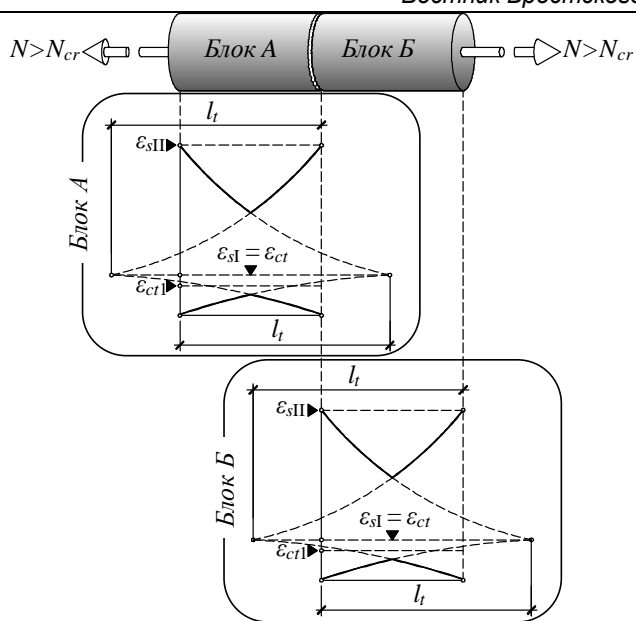


Рис. 2. Схема распределения относительных деформаций по длине элемента для стадии нагружения, при которой длина зоны перераспределения превышает длину блока, выделенного трещинами

2.3. Базовые положения предлагаемого подхода. Выражение для определения ширины раскрытия трещины в общем виде может быть представлено как:

$$w = \int_L [\epsilon_s(x) - \epsilon_{ct}(x)] dx, \quad (1)$$

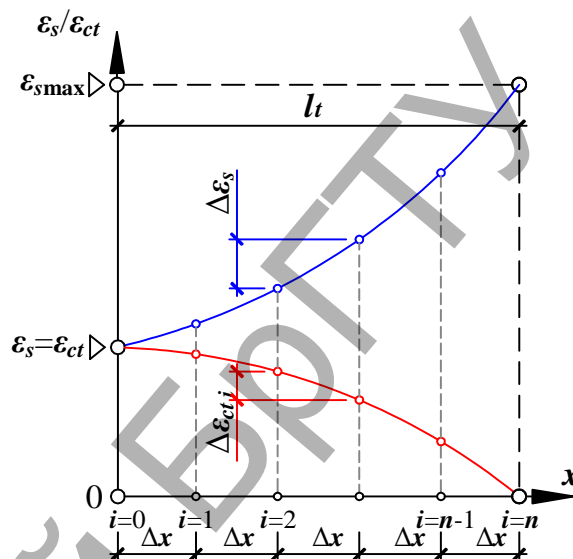
где  $L$  – длина блока выделенного трещинами;  $\epsilon_s(x)$  – функция, описывающая распределение относительных деформаций арматуры;  $\epsilon_{ct}(x)$  – функция, описывающая распределение относительных деформаций растянутого бетона;

Для вычисления ширины раскрытия трещины помимо функций  $\epsilon_s(x)$  и  $\epsilon_{ct}(x)$  необходимо определиться с конечной (максимальной) длиной блока, выделенного соседними трещинами, последующее образование трещин в котором невозможно. Для этого необходимо возвратиться к анализу возможных вариантов образования трещин. Согласно положениям, изложенным в п. 2.1, образование в блоке очередной трещины возможно в том случае, если хотя бы в одном сечении по его длине величина относительных деформаций арматуры соответствует величине относительных деформаций бетона, т.е.  $\epsilon_s = \epsilon_{ct}$ . Такой случай возможен если длина блока  $L$  будет равна удвоенной длине зоны перераспределения усилий, соответствующей величине нагрузки  $N_{cr}$ , т.е.  $L = 2l_{t,cr}$ . Следовательно, после образования трещины блок разделится на два новых длины равной  $l_{t,cr}$ . С учетом вышесказанного выражение (1) примет следующий вид:

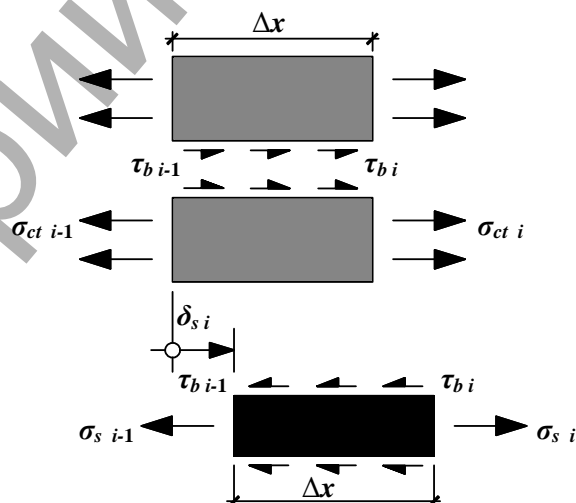
$$w = \int_{l_{t,cr}} [\epsilon_s(x) - \epsilon_{ct}(x)] dx. \quad (2)$$

Для определения аналитических выражений для вычисления длины зоны перераспределения  $l_t$  и функций  $\epsilon_s(x)$  и  $\epsilon_{ct}(x)$  воспользуемся следующим алгоритмом. Зададим плоскую систему координат с началом в координат в сечении, для которого выполняется условие  $\epsilon_s = \epsilon_{ct}$ . Положительное направление горизонтальной оси принято в направлении сечения с трещиной. Используя итерационный численный метод для элементарного отрезка  $\Delta x$ , выделенного вдоль горизонтальной оси базового железобетонного элемента, выполняется поиск приращения и убыли относительных деформаций арматуры и бетона, удовлетворяющих системе уравнений равновесия, составленных отдельно для арматурного стержня и бетона (см. рис. 3):

$$\begin{cases} \sigma_{si} - \sigma_{si-1} - \Delta x \cdot \left( \frac{\tau_{bi} + \tau_{bi-1}}{2} \right) \cdot \frac{4}{\varnothing_s} = 0 \\ \sigma_{cti-1} - \sigma_{cti} - \Delta x \cdot \left( \frac{\tau_{bi} + \tau_{bi-1}}{2} \right) \cdot \frac{4 \cdot A_s}{\varnothing_s} \cdot \frac{1}{A_{ct,netto}} = 0 \end{cases} \quad (3)$$



а)



б)

а) к определению приращений относительных деформаций; б) условия равновесия для элементарного отрезка  $\Delta x$

Рис. 3. К составлению расчетного алгоритма

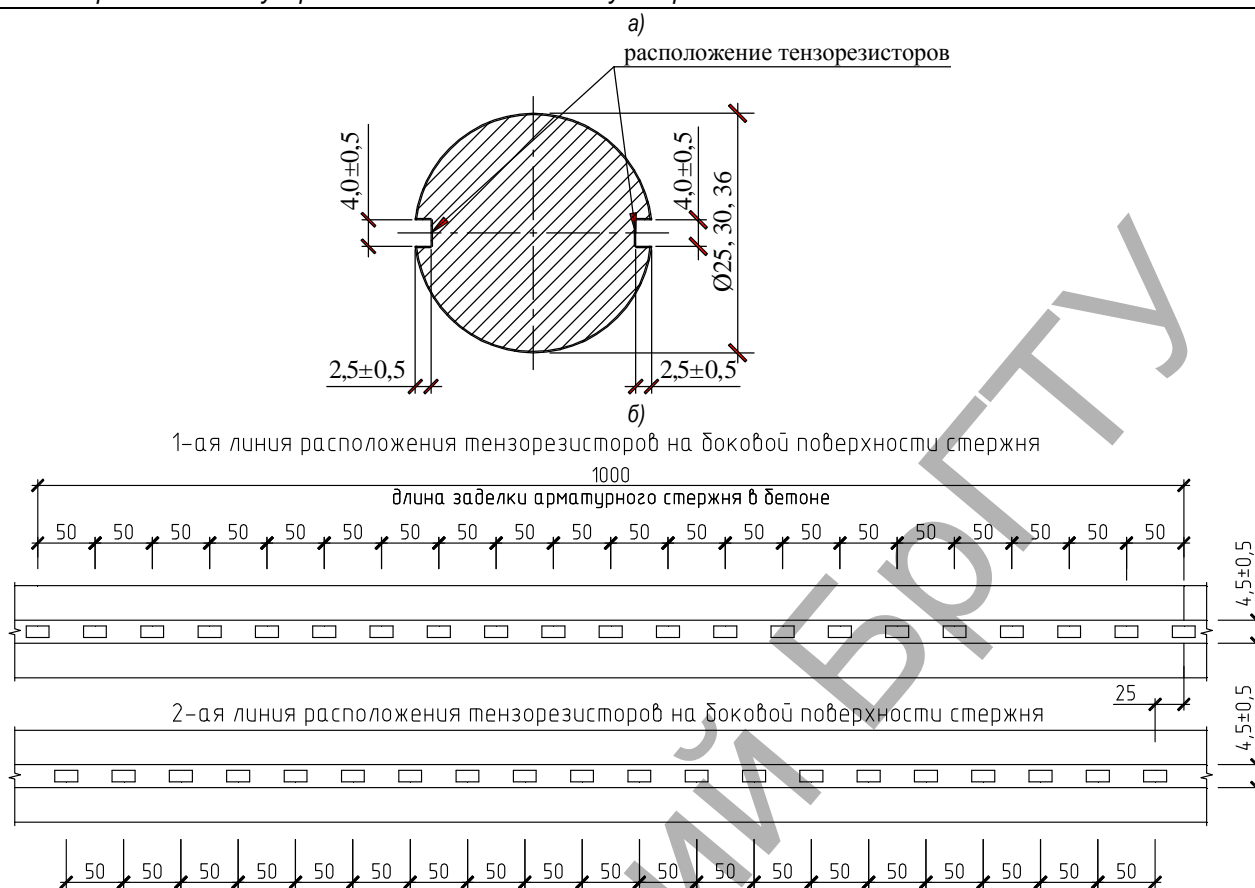
Значение напряжений, входящих в уравнения (3) определялись в соответствии с принятыми законами:

- для напряжений в арматуре – участком диаграммы, соответствующей упругой работе арматурной стали;
- для напряжений в растянутом бетоне – восходящей ветвью диаграммы деформирования бетона на растяжение;
- для касательных напряжений сцепления – согласно диаграмме CEB-fib ModelCode 90 [9].

Условием завершения расчетных процедур алгоритма являлось определение положения сечения, для которого выполнялось бы условие:

$$\epsilon_{ct} = 0 \text{ и } \epsilon_s = \frac{N}{A_s \cdot E_s}. \quad (4)$$

На базе компьютерной программы, содержащей расчетные процедуры представленного алгоритма, был выполнен вычислительный



1-ая линия расположения тензорезисторов на боковой поверхности стержня

2-ая линия расположения тензорезисторов на боковой поверхности стержня

а) поперечное сечение арматурного стержня; б) размещение тензорезисторов по длине стержня

Рис. 4. Схема размещения тензорезисторов на арматурном стержне

эксперимент, программа которого предусматривала определения аналитических выражений для определения длины зоны распределения, а также функций, описывающих распределения арматуры  $\epsilon_s(x)$  и растянутого бетона  $\epsilon_{ct}(x)$  в пределах данной зоны. В ходе вычислительного эксперимента производилось варьирование следующими параметрами:

- диаметром арматурного стержня – 10...40 мм;
- сопротивлением арматурной стали – 240, 400 и 500 МПа;
- типом поверхности стержней – периодический профиль, гладкие стержни;
- эффективным процентом армирования – 0,25...4,0 %;
- средней прочностью бетона на растяжение – 1,3...2,9 МПа.

На основании анализа данных вычислительного эксперимента для определения длины зоны перераспределения усилия было получено следующее выражение:

$$l_t = k_p \frac{N_{ult}}{u \cdot (1 + \rho_{eff} \cdot \alpha_E)} \cdot \sqrt{\frac{N}{N_{ult}}}, \quad (5)$$

где  $k_p$  – эмпирико-аналитический коэффициент, характеризующий условия сцепления арматуры с бетоном, мм<sup>2</sup>/Н;

$N_{ult}$  – предельная величина внешнего растягивающего усилия, Н;

$u$  – периметр, по которому происходит сцепление арматуры с бетоном;

$\rho_{eff}$  – эффективный коэффициент армирования;

$A_s$  – площадь сечения арматуры;

$A_{ct,eff}$  – эффективная площадь растянутого бетона;

$\alpha_E$  – отношение модулей упругости арматуры и бетона.

Для описания распределения относительных деформаций арматуры и растянутого бетона были получены следующие зависимости:

$$\epsilon_s(x) = \epsilon_{sII} \cdot \left[ a \cdot \left( \frac{x}{l_t} \right)^{1+\alpha} + b \right], \quad (6)$$

$$\epsilon_{ct}(x) = \epsilon_{sII} \cdot \left[ 1 - \left[ a \cdot \left( \frac{x}{l_t} \right)^{1+\alpha} + b \right] \right] \cdot \rho_{eff} \cdot \alpha_E, \quad (7)$$

здесь  $\epsilon_{sII}$  – относительные деформации арматуры в сечении с трещиной;

$a$  и  $b$  – безразмерные коэффициенты, определяются по формулам:

$$a = \frac{1}{1 + \rho_{eff} \cdot \alpha_E} \quad \text{и} \quad b = \frac{1}{1 + \frac{1}{\rho_{eff} \cdot \alpha_E}}. \quad (8)$$

Подставив в выражение (2) полученные зависимости и выполнив соответствующие преобразования, последнее примет вид:

$$w_m = 0,15 \cdot k_p \cdot \epsilon_{sII} \cdot \frac{\varnothing_s}{1 + \rho_{eff} \cdot \alpha_E} \cdot \frac{\sqrt{\sigma_{sII}}}{\sqrt{f_{yk}}} \cdot \left[ 1 - \left( 1 - \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\frac{f_{ctm}}{\sigma_{sII} \cdot \rho_{eff}}} \right) \right], \quad (9)$$

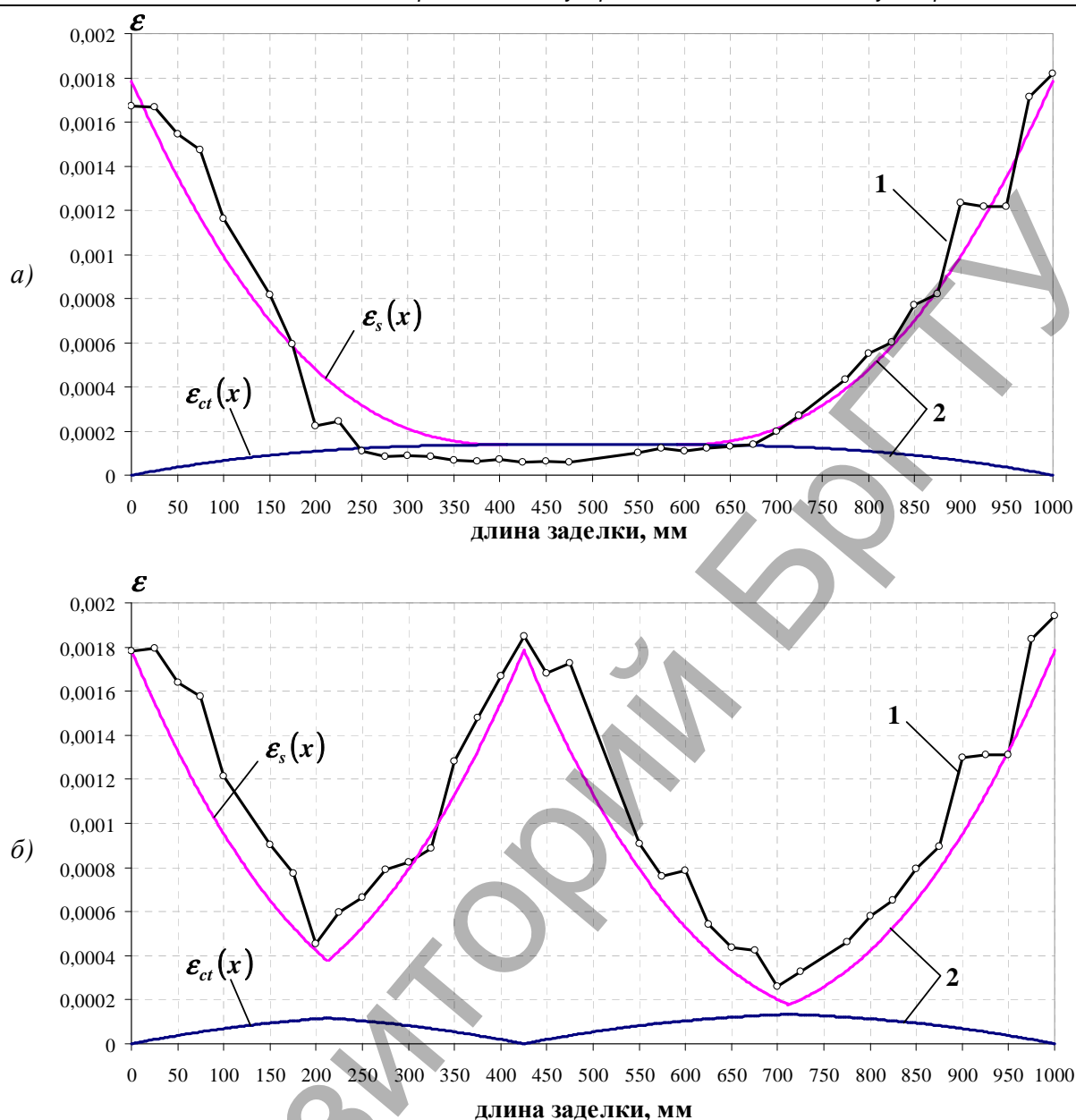
где  $\sigma_{sII}$  – напряжения в арматуре в сечении с трещиной;

$f_{yk}$  – нормативное сопротивление арматурной стали, МПа;

$f_{ctm}$  – прочность бетона на растяжение, МПа.

### 3. Опытная проверка предлагаемой аналитической модели.

Для проверки базовых положений и расчетных зависимостей предлагаемой аналитической модели были выполнены несколько серий испытаний растянутых центрально армированных железобетонных элементов. При изготовлении опытных образцов для различных экспериментальных серий производилось варьирование параметрами



а) до образования трещины ( $N=100\text{кН}$ ); б) после образования трещины ( $N=105\text{кН}$ )

Рис. 5. Сопоставление распределений относительных деформаций, полученных экспериментально (1) и аналитически (2) (параметры образца –  $1\varnothing 20\text{S}400$ ;  $\rho_{eff} = 0,01$ ;  $f_{ctm} = 2,7 \text{ Н/мм}^2$ )

армирования (диаметра арматуры ( $\varnothing s=20, 25$  и  $36$  мм)); типом поверхности стержней (гладкие стержни и стержни с серповидным профилем поверхности) и прочностными характеристиками стальной арматуры и бетона образцов.

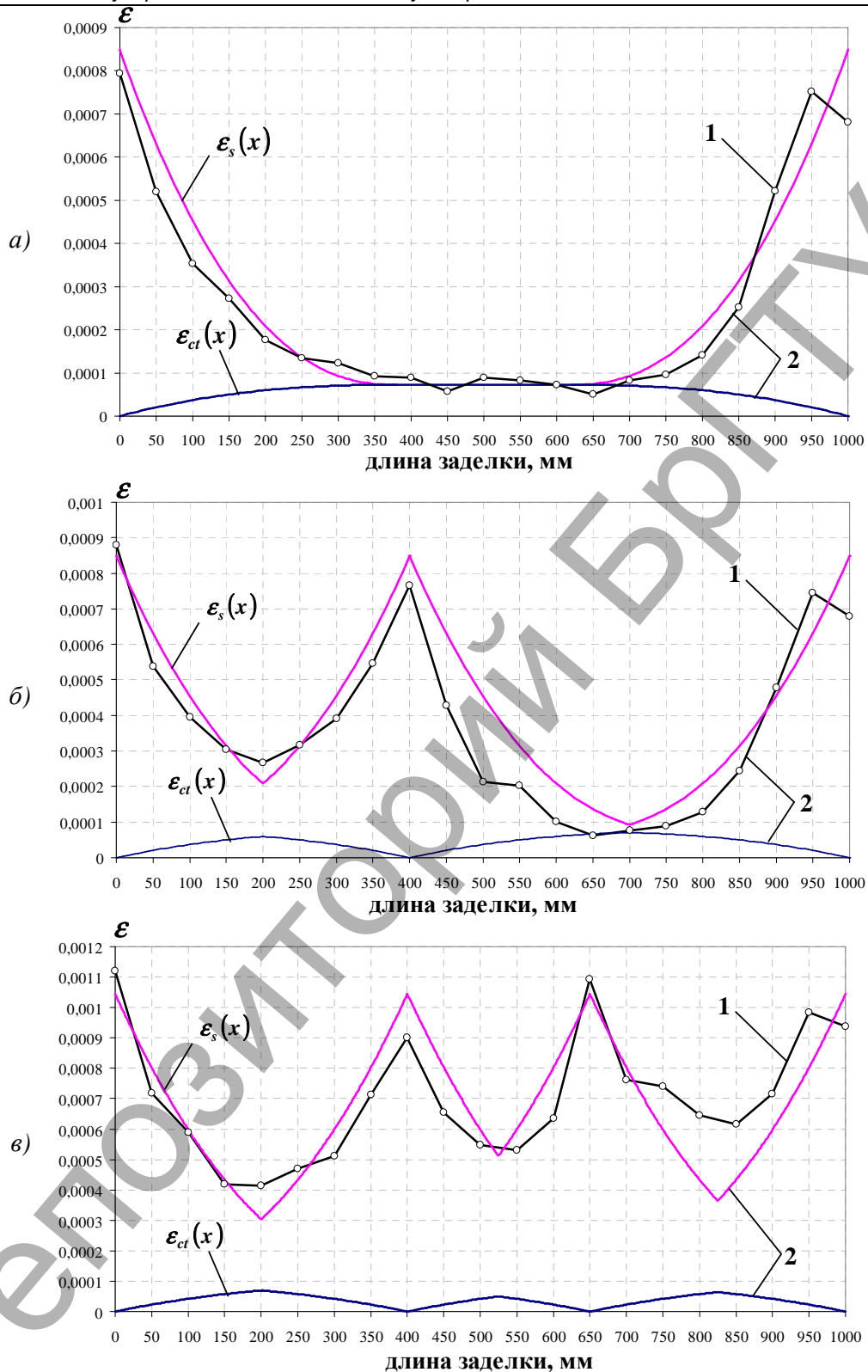
Для измерения относительных деформаций арматурного стержня по длине заделки в бетоне применялся тензометрический метод. В качестве первичных измерительных устройств были использованы тензометрические датчики с базой  $5,0$  мм. Тензометрические датчики наклевали в пазы, выполненные на боковой поверхности стержней вдоль продольных ребер арматурного профиля, в шахматном порядке с шагом  $50$  мм, что позволило оборудовать каждый стержень 41 датчиком (рис. 4).

В ходе испытания экспериментальных образцов растягивающей нагрузкой на каждой ступени нагружения производилась регистрация следующих параметров:

- относительных деформаций арматурного стержня по длине его заделки в бетоне на основании тензометрического метода при использовании измерительного компьютерного комплекса «ТИССА-В-485/65»;

- ширины раскрытия трещин по средствам микроскопа МПБ-3 с ценой деления  $0,02$  мм.

На рисунках 2 и 3 приведены результаты сравнения опытных распределений относительных деформаций арматуры по длине её заделки в бетоне с распределениями, полученными с использованием предложенных зависимостей для  $\epsilon_s(x)$  (формула (6)) и  $\epsilon_{ct}(x)$  (формула (7)) для стадий соответственно до и после образования трещин. Следует отметить, что при описании функций распределения относительных деформаций арматуры  $\epsilon_s(x)$  и бетона  $\epsilon_{ct}(x)$  усилия трещинообразования и координаты положения сечения с трещиной принимались в соответствии с экспериментальными данными. Сравнительный анализ экспериментальных и аналитических данных (рис. 5 и 6) дает основание сделать вывод о правомерности гипотез и предпосылок, принятых при разработке модели, а также об адекватности зависимостей  $\epsilon_s(x)$  и  $\epsilon_{ct}(x)$ , предложенных для описания напряженно-деформированного состояния арматуры и растянутого бетона центрально растянутого железобетонного элемента.



а) до образования трещины ( $N=80$ кН); б) образование первой трещины ( $N=80$ кН); в) образование второй трещины (98,4 кН)  
**Рис. 6.** Сопоставление распределений относительных деформаций, полученных экспериментально (1) и аналитически (2) (параметры образца – 1Ø25S400;  $\rho_{eff} = 0,015$ ;  $f_{ctm} = 2,47$  Н/мм<sup>2</sup>)

Сопоставление значений средней ширины раскрытия трещин, полученных в ходе проведения испытаний, с соответствующими величинами, вычисленными согласно различным расчетным методикам: предлагаемой методике и нормативным методикам [10] и [12], выполнено на рис. 7. Сравнительный анализ результатов расчета показывает, что зависимость (9), предлагаемая для определения среднего зна-

чения ширины раскрытия трещин, обеспечивает приемлемую достоверность расчетных значений по отношению к опытным данным. Кроме того, характер изменения значений средней ширины раскрытия трещин, вычисленных согласно предлагаемой зависимости, наиболее близко соответствует, имевшему место в эксперименте.

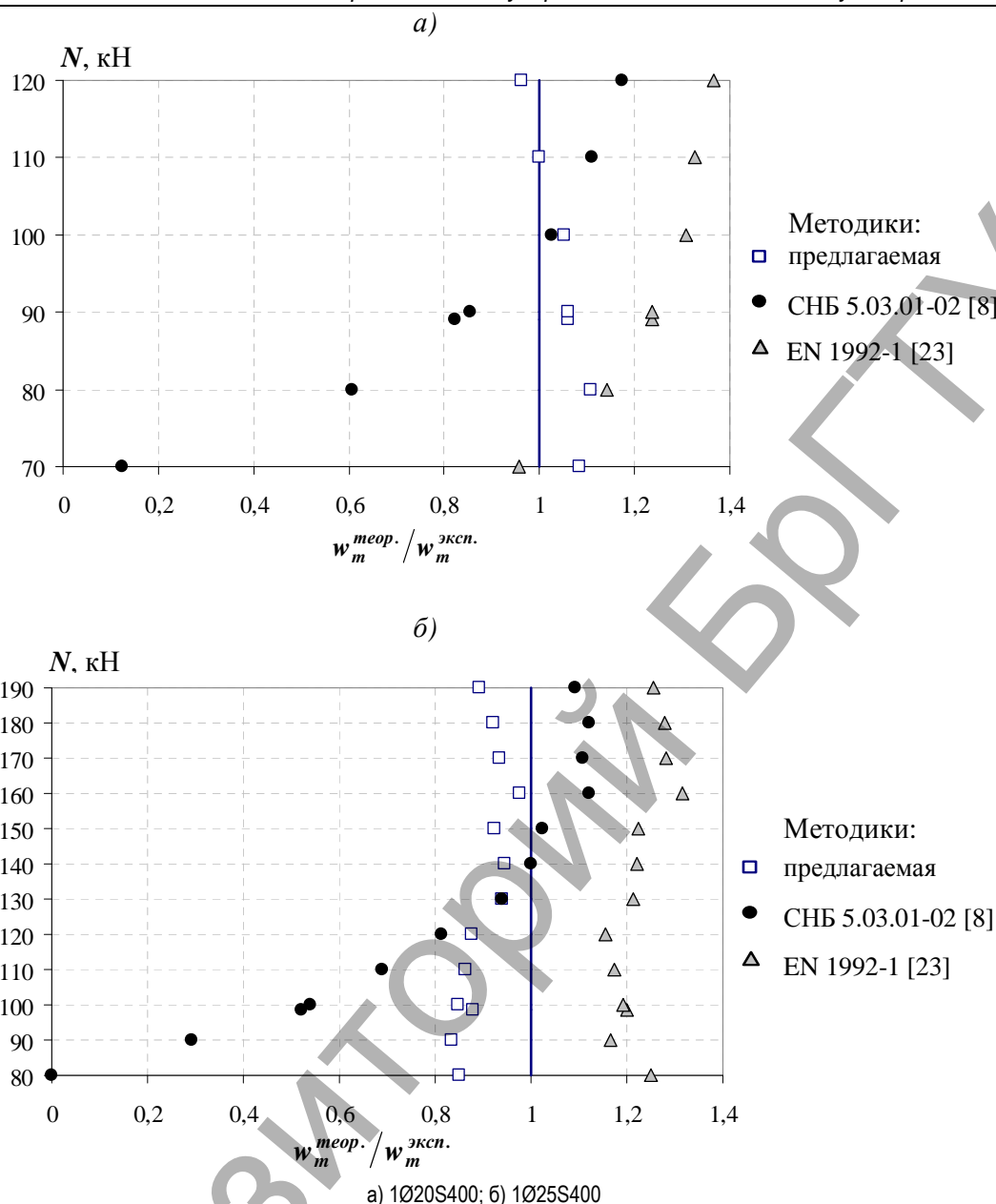


Рис. 7. Сравнение средних значений ширины раскрытия трещин

**СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ**

- American Concrete Institute Committee 224. Cracking of concrete members in direct tension. ACI 224.2R-86. ACI Journal., 84(1): 3–13, 1986.
- GERGELY, P., LUTZ, L. A. Maximum crack width in reinforced flexural members. Causes, Mechanism and Control of Cracking in Concrete. American Concrete Institute SP-20: 87–117, 1968.
- МУЛИН, Н.М. Стержневая арматура железобетонных конструкций. Стройиздат, 1974.
- ГУЩА, Ю.П. Ширина раскрытия трещин в элементах железобетонных конструкций / Предельные состояния элементов железобетонных конструкций. – Стойиздат. – С. 30–44, 1976.
- Пирадов, А.Б. Длина и ширина раскрытия трещин в бетонных элементах при длительном нагружении / А.Б. Пирадов, Л.О. Гвелесиани [и др.] // Известие ВУЗов. Серия «Строительство». – 1991. – №12. – С. 88–90.
- Механика разрушения бетона: вопросы теории и практики / Е.А. Гузев [и др.]. – Брест: Изд-во БПИ, 1999. – 215с.
- Oh, B. H., Kang, Y.-J. New formulas for maximum crack width and crack spacing in reinforced concrete flexural members / B.H. Oh, Y.-J. Kang // ACI Structural Journal. – 1987. – Vol.85, №2. – P.103–112.
- Fracture Mechanics of Concrete: Applications of Fracture Mechanics to Concrete, Rock and Other Quasi-Brittle Materials / S. P. Shah [и др.]. – New York: Изд-во John Wiley & Sons, 1995.
- Comite–Euro–International du Beton (CEB). CEB-FIP Model Code 1978 // Design Code. (CEB Bulletin d'Information No.124/125.) – London, 1978.
- Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1-1: General Rules and Rules for Building. EN 1992–1:2004. European Committee for Standardization., Brussels, 2004.
- Pedziwiatr, J. Tension stiffening effect a przyczepnosc na przykladzie osiowo rozciaganych elementow zelbetowych / J. Pedziwiatr // Krynica 2008: Problemy naukowo-badawcze budownictwa : monografia 54 konferencji naukowej, Krynica, 21–26 wrzesnia 2008 r.: w 6 t. / Komitet inzynierii ladowej i wodnej PAN, Komitet nauki PZITB ; redakcja : A. Łapko [et al.]. – Białystok : Wydawnictwo Politechniki Białostockiej, 2008. – T. VI : Badawczo-projektowe zagadnienia w budownictwie. – S. 241–248.
- Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01–02. – Введ. 20.06.2002 – Минск: из-во Минстройархитектуры, 2002. – 139 с.

13. Железобетонные конструкции. Общий курс / В.И. Мурашев [и др.]; под ред. П.Л. Пастернака. – Москва: Гос. Изд-во лит-ры по стр-ву, арх-ре и стр. материалам, 1962. – 658с.
14. Немировский, Я.Н. Пересмотр некоторых положений теории раскрытия трещин / Я.Н. Немировский // Бетон и железобетон. – 1970. – №3. – С. 13–16.
15. Holmberg, A. Unbonded Portions Between Concrete Cracks / A. Holmberg // Danish Society for Farra, B. and Jaccoud, J-P. Bond behaviour, tension stiffening and crack prediction of high strength concrete / Proceedings of International Symposium «Bond in Concrete». – Riga, 1992. Structural Science and Engineering. – 1984. – Vol. 55, No.4. – P. 113–117.
16. Noakowski, P. Determination of crack width: Simple and close to reality method considering tensile strength of concrete and steel bonding / P. Noakowski // Technology of Concrete. Supplement. – Gdansk, 2004.
17. Alvarez, M. Einfluss des Verbundverhaltens auf das Verformungsvermögen von Stahlbeton. – Institut für Baustatik und Konstruktion, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, 1998. – 189 s.

Материал поступил в редакцию 24.01.12

#### DRAHAN A.V., TUR V.V. Modeling of resistance of RC-elements at action of tensile load

In article is presented the general engineering design procedure of crack width, received on the basis of experimentally-theoretical research of work of reinforced concrete elements at action of tension loading. Being based on studying of the mechanism of interaction and transfer of forces between reinforcement and tension concrete to authors of article it was possible:

- to establish laws of formation and opening of cracks in reinforced concrete elements;
- to formulate an analytical model of resistance of a reinforced concrete element to action of the tension loading, based on the complex approach to process of cracking, considering physical laws of deformation and interaction of materials, and on her basis to receive the equations describing distributions of relative deformations of reinforcement and tension concrete on the length of an element. It has allowed to make quality assessment of the strain-stress state of the reinforcement and the tension concrete at different cracking stages;
- to receive an analytical equation for definition of the length of the force transfer zone between the reinforcement and the tension concrete for the various bonding conditions defined by surface and diameter of reinforcement, and also strength of concrete;
- to receive a relation connecting average crack width ( $w_m$ ) with relative deformations of reinforcement in section with a crack, geometrical parameters of cross-section section of a reinforced-concrete element, strength characteristics of reinforcement and concrete and in the predicted distance between cracks.

УДК

Тур В.В., Басов А.В.

### О НОРМИРОВАНИИ ВЕЛИЧИНЫ ВТЯГИВАНИЯ КАНАТОВ ПРИ ИЗГОТОВЛЕНИИ ПЛИТ БЕЗОПАЛУБОЧНОГО ФОРМОВАНИЯ ПО РЕЗУЛЬТАТАМ ЗАВОДСКИХ ИСПЫТАНИЙ

**Введение.** Как было показано в наших работах [1] пустотные плиты безопалубочного формования являются наиболее широко применяемыми конструктивными элементами при устройстве перекрытий зданий. Только в течение 2010 года в Республики Беларусь на десяти линиях по производству плит безопалубочного формования выпущено более 1,2 млн. м<sup>2</sup> изделий.

Вместе с тем, на практике имеет место определенный круг проблем, связанных как с изготовлением, так и с применением пустотных плит безопалубочного формования.

Так, при изготовлении плит пустотного настила по технологии безопалубочного формования наблюдается втягивание напрягающих канатов при передаче усилия обжатия на бетон в процессе резки отформованной дорожки на отдельные конструктивные элементы заданной длины.

Естественно, что в подобной ситуации как у самих производителей, так и у контролеров, возникает закономерный вопрос: должно ли происходить втягивание канатов и, если да, то какова допустимая величина втягивания и как далее наблюдаемый эффект повлияет на поведение конструктивного элемента под нагрузкой?

В соответствии с п. 4.8.12 СТБ 1383 [21] для плит безопалубочного формования "...не допускается средняя величина продольного смещения торцов напрягаемой арматуры относительно бетона более 2 мм". В представленном виде запись не только не конкретна (например, что понимать под "средней величиной продольного смещения"?), но и само значение параметра требует обоснования применительно к плитам безопалубочного формования, армированным семипроволочными канатами.

Следует отметить, что обеспечение совместной работы напрягающей арматуры и окружающего бетона в изделиях, изготовленных в экструдерах и слипформерах, является довольно сложной и, не-

смотря на широкое применение плит безопалубочного формования в мировой практике строительства, не изученной до конца проблемой. Качество изделий безопалубочного формования определяющим образом зависит от изменения параметров технологии безопалубочного формования, в частности требуемого сцепления напрягаемой арматуры с окружающим бетоном, которое достигается, главным образом, качественной укладкой и уплотнением бетона на первой стадии формования (например, при использовании двухстадийной технологии формования в слипформерах).

**1. Теоретические и нормативные подходы к определению длины зоны передачи напряжений.** В наших работах [1] достаточно подробно рассматривались вопросы, относящиеся к теоретическим основам оценки длины зоны передачи напряжений и связанной с ней величины втягивания канатов. Было показано, что в общем случае длины зоны передачи напряжения практически линейно зависит от величины втягивания каната на торце элемента и, в соответствии с [4] эта зависимость может быть выражена в следующем виде:

$$l_{pt} = \alpha_0 \frac{E_p}{\sigma_{pm,0}} \delta_e, \quad (1)$$

где  $l_{pt}$  – длина зоны передачи напряжений при отпуске каната с упоров;

$\alpha_0$  – коэффициент, зависящий от характера распределения напряжений в канате на длине зоны передачи напряжений (см. табл. 1);

$E_p$  – модуль упругости напрягаемой арматуры;

$\sigma_{pm,0}$  – напряжения в напрягаемой арматуре непосредственно перед передачей усилия обжатия на бетон;

Басов А.В., ????

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