

УДК 624.012.45

Виктор Владимирович ТУР,
доктор технических наук,
профессор,
заведующий кафедрой
"Технология бетонов
и строительных материалов"
Брестского государственного
технического университета

Алексей Вячеславович ДРАГАН,
аспирант
Брестского государственного
технического университета

К РАСЧЕТУ ШИРИНЫ РАСКРЫТИЯ ТРЕЩИН В ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТАХ ПРИ ОСЕВЫХ РАСТЯГИВАЮЩИХ УСИЛИЯХ

TO CALCULATION OF CRACK WIDTH IN REINFORCED-CONCRETE MEMBERS SUBJECTED TO AXIAL TENSION

В статье приведена классификация существующих подходов к определению ширины раскрытия трещин нормального отрыва, выполнен анализ методик, используемых в актуальных в настоящее время нормативных документах (СНБ 5.03.01 и EN-1992-1(Eurocode2)), в которых выявлены неточности и недостатки, оказывающие, по мнению авторов, существенное влияние на достоверность результатов расчета ширины раскрытия трещин. Представлены общие положения, основные расчетные зависимости, результаты верификации расчетной модели и разработанной на ее основе методики расчета, предлагаемой авторами в качестве альтернативы к уже имеющимся.

The article offers the classification of the existing approaches for crack width calculation. While analyzing the methods used in the currently applicable documents (SNB 5.03.01 and EN-1992-1(Eurocode2)) quite a number of inaccuracies and drawbacks were detected, which to the authors' opinion, can substantially influence the reliability of the results obtained. The article also presents some general principles, calculating dependencies and the verification results of the calculation model, on the basis of which a new calculation method was developed and proposed by the authors as an alternative to the existing ones.

ВВЕДЕНИЕ

Начиная со второй половины XX века, железобетон является одним из наиболее широко применяемых конструктивных строительных материалов. Одновременно с интенсивным использованием железобетона в строительной практике постоянно выполняются научно-исследовательские работы, направленные на разностороннее исследование материала с целью совершенствования теории и методов расчета железобетонных конструкций. Несмотря на значительный объем научно-практических работ, накопленных к настоящему времени, существует ряд вопросов, которые на некоторое время выпали из поля зрения исследователей, в первую очередь, отечественных. Одной из них является проблема трещинообразования железобетонных конструкций.

Трещины, образующиеся в железобетонных элементах, можно условно разделить на две основные группы. К первой группе могут быть отнесены трещины, образование которых связано, главным образом, с физико-

химическими явлениями, происходящими как на стадии формирования структуры бетонного композита, так и при дальнейшей эксплуатации конструкции. Причиной появления таких трещин следует считать развитие вынужденных деформаций, главным образом, температурно-усадочных. Трещины второй группы, или так называемые силовые трещины, образуются в период эксплуатации конструкции и являются результатом действия усилий от внешних нагрузок. Именно трещины второй группы наиболее опасны с точки зрения потери конструкцией эксплуатационной пригодности, так как их образование и чрезмерное раскрытие приводят к значительному снижению жесткости конструкции (увеличению прогибов), повышению риска возникновения коррозионных повреждений стальной арматуры (снижается долговечность конструкции), ухудшению эстетического и психологического восприятия конструкции. Кроме этого, появление трещин в железобетонном элементе приводит к качественному изменению напряженно-деформированного состояния не только непосредственно

в сечении и вблизи берегов трещин, но и всего элемента в целом, превращая железобетонный элемент в сложную систему блоков, объединенную в единое целое арматурой и не треснувшим бетоном. Для обеспечения требуемой эксплуатационной пригодности конструкции и во избежание лишних затрат, связанных с их последующим ремонтом, необходимы достоверные методы прогнозирования ширины раскрытия трещин на стадии проектирования конструкции с учетом предполагаемых внешних воздействий. Особую значимость приобретают вопросы трещинообразования железобетонных элементов при выполнении нелинейных расчетов статически неопределимых конструктивных систем.

Анализ существующих подходов к расчету ширины раскрытия трещин показывает, что среди отечественных и зарубежных исследователей нет единого мнения как о теоретических основах расчета ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, так и о значимости факторов и параметров, оказывающих решающее влияние на процесс трещинообразования и подлежащих учету в расчетных моделях. Подобное состояние порождает ситуацию, при которой предложения по расчету ширины раскрытия трещин, предлагаемые отдельными авторами, носят неоднозначный, а в отдельных случаях даже и противоречивый характер.

Все существующие в настоящее время предложения по расчету ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси железобетонных элементов, могут быть разделены на четыре основные группы в зависимости от подхода, положенного в их основу:

1. Эмпирические зависимости (ACI 224.2R [1]; P. Gergely, L.A. Lutz [2]; СНиП 2.03.01 [3]; Н.М. Мулин [4]; Ю.П. Гуца [5]).

Все зависимости данной группы обладают одним существенным недостатком, вытекающим из эмпирического характера их получения — невозможностью в рамках проведения эксперимента учесть влияние на исследуемый показатель всех факторов и параметров. Данный недостаток накладывает некоторые ограничения на область применения таких зависимостей в силу того, что требуется их постоянная корректировка на фоне экспериментальных данных как при появлении новых материалов (видов арматуры и бетонов), так и при изменении условий эксплуатации конструкций.



Рис. 1. Диаграмма деформирования арматурного стержня в составе центрально растянутого железобетонного элемента [11]

2. Выражения, основанные на TSE (рис. 1) (англ. "Tension Stiffening Effect") (CEB-FIP Model Code 1978 [6], ENV-1992-1 (Eurocode2) [7]; СНБ 5.03.01 [8]; В.И. Мурашев [9]; Я.Н. Немировский [10]).

Несмотря на значительные преимущества по сравнению с эмпирическими методами, общий недостаток методов данной группы заключается в том, что при определении средней ширины раскрытия трещин усреднение относительных деформаций производится безотносительно (т. е. не связывается с некоторым конкретным расстоянием между трещинами), путем умножения на коэффициент ψ_s , характеризующий неравномерность распределения деформаций растянутой арматуры на участках между трещинами. Определение же среднего расстояния между трещинами s_{rm} производится весьма упрощенно.

3. Выражения, основанные на теории механики разрушения (А.Б. Пирадов, Л.О. Гвелесиани, Е.А. Гузев [12, 13]; В.Н. Oh, Y.-J. Kang [14]; S.P. Shah [15]). В выражениях данной группы параметры трещинообразования (ширина раскрытия трещин, расстояние между трещинами, а для изгибаемых еще и длина трещины) определяются методами механики разрушения, в которых за расчетный показатель принимается коэффициент интенсивности напряжений K_I . Эти методы к настоящему времени представляют хотя и интересные, но достаточно общие решения, что, по-видимому, и ограничивает их применение в практике расчета железобетонных конструкций.

4. Выражения, основанные на так называемой теории "сцепление — проскальзывание" (англ. "bond — slip" theory) (A. Holmberg [16]; B. Farra [17]; P. Noakowski [18]; M. Alvares [19]; G.L. Balazs [20], предлагаемый метод и др.). Выражения, полученные в рамках моделей четвертой группы, основаны на комплексном рассмотрении процесса трещинообразования, учитывающего как законы деформирования материалов (арматуры и растянутого бетона), так и законы, излагающие их совместную работу (законы сцепления). Очевидно, что, как и другие выражения, представленные выше, последние также не лишены слабых сторон. В большей степени это касается применения в моделях идеализированных диаграмм, описывающих поведение материалов под нагрузкой (диаграммы деформирования материалов, сцепления арматуры с бетоном). Тем не менее, именно комплексный методологический подход позволяет в наиболее полной мере выявить закономерности образования и развития трещин и должен служить основой к разработке расчетных методик оценки параметров трещинообразования.

В таблице 1 представлены наиболее известные и апробированные на практике расчетные зависимости, предлагавшиеся в последние десятилетия различными авторами для определения ширины раскрытия трещин (w_k), нормальных к продольной оси железобетонных элементов.

Ныне действующие в республике нормы проектирования железобетонных конструкций [8] предусматривают проведение расчета по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси элемента, на основании следующего выражения

Таблица 1. Формулы для определения ширины раскрытия трещин [21]

Общая форма	Зависимость	Источник, автор
$w_k = \beta \cdot w_m$	$\beta = 1,5$ w_m — определяется из решения дифференциального уравнения проскальзывания арматуры	Bruggeling
	$w_k = 1,5(k)3,1 \cdot \left[\frac{(0,22f_{ctm}/c)^{0,88}}{f_{ctm}} \cdot \varnothing_s \right] \cdot \frac{\sigma_{s2} - k \cdot (0,56) \cdot (0,22f_{ctm}/\rho)}{E_s}$	Noakowski
	$w_k = 1,5 \cdot \left[2 \cdot \left(c + \frac{s}{10} \right) + 0,1 \cdot \frac{\varnothing_s}{\rho_{eff}} \right] \cdot \left(\frac{\sigma_{s2} - k_1 \cdot k_2 \cdot f_{ctm}/\rho_{eff}}{E_s} \right)$	Standard for Structural Calculation of RC Structures, Architectural Institute of Japan
	$\beta = 1,5$ w_m — определяется из суммы ширины раскрытия всех трещин	Rizkalla, Hwang
	$\beta = 1,66$ $w_k = 1,66 \cdot \frac{1}{E_s} \cdot \left(1,5c + 0,04 \cdot \frac{\varnothing_s}{\rho} \right) \cdot \left(\sigma_{s2} - \frac{7,5}{\rho} \right)$	Ferry-Borges
	$\beta = 1,7$ $w_k = 1,7 \cdot (50 + 0,75s) \cdot 0,8 \cdot \frac{\sigma_{s2}}{E_s}$	Janovic, Kupfer
	$w_k = 1,7 \cdot \left(2 \cdot \left(c + \frac{s}{10} \right) + k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{\varnothing_s}{\rho_{ef}} \right) \cdot \zeta \cdot \frac{\sigma_{s2}}{E_s}$	CEB-FIP MC1978
	$\beta = 2,0$ $w_k = 4t_e \cdot \epsilon_{sm}$	Broms, Lutz
	$w_k = 4 \cdot \left(c + \frac{\varnothing}{2} \right) \cdot \epsilon_{sm}$	Broms
	$w_k = 2 \cdot \left(0,157 \cdot \frac{\varnothing}{4\rho} \cdot \frac{f_{ctm}}{\tau_{bm}} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{s2} - f_{ctm} \cdot (0,05/\rho + 2)}{E_s} \right)$	Saliger
$w_k = S_{rmax} \cdot \epsilon_{sm}$	$w_k = \frac{\varnothing_s}{3,6\rho_{eff}} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$	CEB-fib ModelCode 1990
	$w_k = \left(4,5 + \frac{0,4}{\rho_{eff}} \right) \cdot \varnothing_s \cdot \frac{\sigma_{s2}}{K_2}$	CEB, Information № 24, Paris, 1960
Эмпирические зависимости		
	$w_k = K \cdot \sqrt[4]{\frac{A_{c,eff}}{n} \cdot \frac{d-x}{h-x} \cdot \sigma_{s2}}$	Kaar, Hognestad
	$w_k = K \cdot \sqrt[3]{(h-d) \cdot A_{c,eff} \cdot \frac{d-x}{h-x} \cdot \sigma_{s2}}$	Gergely, Lutz
	$w_k = K \sigma_{s2} \cdot (h-d) \cdot \sqrt{1 + (s/4(h-d))^2}$	ACI 224.2R-86
	$w_k = K \cdot \frac{\sigma_{s2}}{E_s} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100\rho) \cdot \sqrt{\varnothing}$	Sygula
	$w_k = K \sigma_{s2} \cdot (h-d) \cdot \left(\frac{A_{ct}}{A_s} \right)^{0,5}$	Suri, Dilger; Rao, Dilger
Упрощенный расчет в упругой стадии		
	$w_k = \frac{1}{2} \cdot \frac{\sigma_{s2}^2 \cdot \varnothing_s}{k \sigma_{ct,1} \cdot E_s} \cdot \left(1 - \frac{k f_{ctd}}{3 \sigma_{ct,1}} \right)$	Janky
	$w_k = K \cdot \frac{A_{c,ef}}{\sum u} \cdot (\Delta \sigma_s)$	Nawy
	$w_k = K \cdot \frac{A_{ct} \cdot \sigma_{ct,1}}{A_s} \cdot \frac{h-x}{d-x}$	Scholz
	$w_k = \frac{\sigma_{s2}^2 \cdot \varnothing_s}{k \sigma_{ct,1} \cdot E_s} \cdot \Phi_{rk}$, где $\Phi_{rk} = (1-\nu) \cdot (1-0,5\nu) \cdot \left(1 - \frac{1-\nu}{\delta \cdot (1-0,5\nu)} \right)$; $\nu = \frac{\sigma_{s1}}{\sigma_{s2}}$; $\delta = \frac{\sigma_{ct,1}}{f_{ctd}}$	К6рм6н

Окончание таблицы 1.

Общая форма	Зависимость	Источник, автор
Зависимости на основании теории "no-slip"		
	$w_k = \frac{3a_{crc} \cdot \epsilon_{sm}}{1 + 2 \cdot ((a_{crc} - c_{min}) / h - x)}$	BS 8110 Reynolds-Steelman
Зависимости на основании расчетной модели "активного сцепления" ("debonded – length" theory)		
	$w_k = l_r \cdot (\epsilon_{s2} - \epsilon_{cr}); \quad l_r = \frac{\Delta L - L \epsilon_{c1}}{n \cdot (\epsilon_{s2} - \epsilon_{c1})}$	Jaccoud Farra
	$w_k = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot l_r + \Delta w; \quad l_r = s_{rm} \cdot \left(0,378 - 0,11 \cdot \frac{c}{\varnothing_s} \right);$ $\Delta w = c \cdot \sqrt{\frac{\sigma_s}{30}} \cdot \left(45,4 - 9,9 \cdot \frac{c}{\varnothing_s} \right) \cdot 10^{-4}$	Holmberg
	$w_k = \frac{2\sigma_f}{E_f} \cdot \left[d + Atahn \cdot \left(\cosh^{-1} \sqrt{\frac{\sigma_f}{\sigma_f - (f_{cm} / \rho_f)}} \right) \right]$	Toutanji, Saafi
Зависимости, основанные на теории механики разрушения		
	$\frac{w_k}{\varnothing_w} = (\epsilon_s - 0,0002) \cdot \frac{h - x_2}{d - x_2} \cdot \left[159 \cdot \left(\frac{h - d}{h - x_2} \right)^{4,5} + 2,83 \cdot \left(\frac{1}{n} \cdot \frac{A_{c,eff}}{A_s} \right)^{\frac{1}{3}} \right]$	Oh, Kang
	$\frac{w_0}{\varnothing} = \frac{[(E_c \cdot (1 - \rho) / E_s \cdot \rho \cdot e^{N_s}) + 1] \cdot \epsilon_{cm} - \eta}{1 - (Nd/L) - \eta \cdot (d/w_c)}$, где w_c – критическое раскрытие трещины	Ouyang, Shah

$$w_k = \beta \cdot (\epsilon_s \cdot \psi_s) \cdot s_{rm}, \quad (1)$$

где β – коэффициент, учитывающий отношение расчетной ширины раскрытия трещин к средней, принимаемый в соответствии с п. 8.2.1.8 [8];
 ϵ_s – относительная деформация растянутой арматуры в сечении с трещиной;
 ψ_s – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения относительных деформаций растянутой арматуры на участках между трещинами;
 s_{rm} – среднее расстояние между трещинами, нормальными к продольной оси железобетонного элемента.

Формула (1) является классическим представителем выражений второй группы в соответствии с приведенной выше классификацией. Ближайшее рассмотрение выражения (1) при его практическом применении позволяет выявить существенный, на наш взгляд, недостаток, связанный с определением параметра ψ_s и приводящий к некоторой недооценке ширины раскрытия трещин при невысоких уровнях нагружения (усилия, близкие к усилиям трещинообразования)

$$\psi_s = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{N_{cr}}{N_s} \right)^2, \quad (2)$$

где β_1 – коэффициент, учитывающий сцепление арматуры с бетоном;
 β_2 – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки;
 N_{cr} – усилие трещинообразования;

N_s – усилие в арматуре для сечения с трещиной, вызванной расчетной комбинацией нагрузок.

Так, для случая использования стержневой арматуры периодического профиля ($\beta_1 = 1,0$ – в формуле (2)) (наиболее часто используемый тип арматуры) при действии на рассматриваемый элемент кратковременных нагрузок ($\beta_2 = 1,0$), в случае наступления расчетного состояния ($N = N_{cr}$) значение указанного коэффициента становится равным нулю, что приводит к нулевой ширине раскрытия. Возникает парадокс – трещина образовалась, но ее нет – нельзя измерить! С увеличением показателя внешнего растягивающего усилия ширина раскрытия трещин увеличивается, однако до некоторого уровня нагрузки имеет несколько заниженные значения, так как стартует с нулевого значения. Данная особенность наиболее четко проявляется для случаев, когда $N_{cr} \rightarrow N_{ult}$ (N_{ult} – предельное значение внешнего растягивающего усилия, равное $N_{ult} = f_{yk} \cdot A_s$), т. е. при низких коэффициентах армирования сечения.

Очевидно, что это стало одной из причин того, что в актуальной редакции Eurocode2 (EN-1992-1) [22] при определении ширины раскрытия нормальных трещин было принято решение отказаться от подхода TSE, в то время как в первых редакциях европейских норм [7] также использовалась формула (1). Усреднение относительных деформаций арматуры и растянутого бетона в [22] производится на основании следующего выражения

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}, \quad (3)$$

где σ_s — напряжения в растянутой арматуре в сечении с трещиной;

α_e — отношение E_s / E_{cm} ;

ρ_{eff} — эффективный процент армирования сечения;

k_t — коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки.

Выполненный анализ существующих подходов к определению ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси железобетонного элемента, дает основание полагать, что формула (3) была получена на основании теории *"bond — slip"* (4-я группа согласно представленной выше классификации). Сравнительный анализ результатов расчета по раскрытию трещин по двум нормативным методикам (СНБ 5.03.01 [8] и EN-1992-1 [22]) показывает выгодное преимущество европейского подхода, что, в первую очередь, связано с более достоверным прогнозированием ширины раскрытия трещин на всех стадиях работы железобетонного элемента (результаты сравнения будут представлены в последующих разделах настоящей статьи).

При определении среднего расстояния между трещинами (s_{rm}) обе методики расчета (СНБ 5.03.01 [8] и EN-1992-1 [22]) придерживаются одинакового подхода, согласно которому выражение для определения s_{rm} в общем виде может быть записано как

$$s_{rm} = k_0 \cdot c + 0,25k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{\sigma_s}{\rho_{eff}}, \quad (4)$$

где k_0 — эмпирический коэффициент;

c — толщина защитного слоя;

k_1 — коэффициент, учитывающий условия сцепления арматуры с бетоном;

k_2 — коэффициент, учитывающий вид напряженно-деформированного состояния элемента;

σ_s — диаметр арматуры.

Единственное разногласие в рассматриваемых подходах заключается в назначении параметра ($k_0 \cdot c$), так как второе слагаемое в выражении (4) представляет собой протяженность так называемой зоны активного сцепления — области, в пределах которой наблюдается перераспределение усилий между арматурой и бетоном (нем.: "Länge des Bereichs der Kraftübertragung zwischen Stahl und Beton" [23]). В [8] параметр ($k_0 \cdot c$) рекомендуется принимать равным постоянному значению 50 мм, в то же время в [22] предусматривается непосредственный учет толщины защитного слоя с коэффициентом $k_0 = 2$. Необходимо заметить, что существуют различные мнения о физическом смысле параметра ($k_0 \cdot c$) в формуле (4). Так, в работе [24] параметр ($k_0 \cdot c$) имеет смысл того, что ширина раскрытия трещины у поверхности арматуры меньше, чем на поверхности железобетонного элемента. Изменение ширины раскрытия трещины по высоте защитного слоя и учитывается введением эмпирического коэффициента k_0 . В работе [11] введение указанного слагаемого наделяется другим физическим смыслом. Параметр ($k_0 \cdot c$) определяет длину зоны релаксации напряжений, формирующейся у грани железобетонного элемента после образования

трещины. В пределах указанной зоны напряжения в растянутом бетоне убывают до нуля, что и определяет невозможность появления здесь очередной трещины. Экспериментальные данные, представленные в работе [25], подтверждают тот факт, что ширина раскрытия трещины изменяется в пределах толщины защитного слоя ввиду депланации поверхности бетона в сечении с трещиной. Однако при этом делается одно существенное уточнение — отношение поверхностной ширины раскрытия трещины к соответствующей величине вблизи арматуры не зависит от величины защитного слоя и изменяется в пределах 2,34–2,66. Результаты экспериментальных исследований, представленные в работе [26], свидетельствуют о том, что отношение значений ширины раскрытия трещин на поверхности элемента и на поверхности арматуры существенно зависит от продолжительности действия нагрузки. При этом авторы работы [26] сходятся во мнении, что ширина раскрытия трещины вблизи арматурного стержня в большей степени зависит от продолжительности действия нагрузки, чем соответствующая поверхностная величина. Согласно данным, представленным в работе [26], ее авторами предложено принимать отношение между поверхностной шириной трещины и шириной трещины у арматуры:

- для кратковременного нагружения — 2,5;
- для длительной нагрузки — 1,2 (по результатам двухлетних испытаний).

Представленные факты подтверждают назревшую необходимость пересмотра действующих положений по расчету трещиностойкости в свете ведущихся в настоящее время работ над новым нормативным документом (ТКП), регламентирующим расчет и проектирование бетонных и железобетонных конструкций. В последующих разделах статьи кратко изложены основные положения предлагаемого авторами подхода к оценке ширины раскрытия трещин, в частности в центрально растянутых железобетонных элементах.

БАЗОВЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПРЕДЛАГАЕМОГО ПОДХОДА

Предлагаемый подход к определению ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, основывается на следующих представлениях о механизме сопротивления железобетонного элемента действию растягивающих усилий. В качестве базового принят железобетонный элемент, армированный одиночным арматурным стержнем, расположенным в центре поперечного сечения (центрально армированный железобетонный элемент), подверженный осевому растяжению. Такой элемент позволяет моделировать работу как центрально растянутого железобетонного стержня, так и растянутой зоны изгибаемой или внецентренно нагруженной железобетонной конструкции.

При действии на рассматриваемый элемент некоторого усилия N ($N \leq N_{cr1}$, где N_{cr1} — усилие, соответствующее образованию первых (-ой) трещин (-ы)) в торцевых областях элемента выделяются зоны, в пределах которых наблюдается его перераспределение между арматурным стержнем и бетоном. В торцевых сечениях (сечения с условной трещиной) все усилие воспринимается исключительно арматурой ($\epsilon_s = \epsilon_{sII}$, $\epsilon_{ct} = 0$). По мере

приближения к половине длины элемента часть усилия посредством возникающих в контактном слое сил сцепления передается от арматурного стержня на бетон, который постепенно включается в работу на растяжение и тем сам разгружает арматурный стержень. Возникает так называемый эффект *"tension stiffening"*. В некотором сечении, отстоящем на расстоянии l_t от торца элемента, деформации арматуры и бетона выравниваются ($\epsilon_{st} = \epsilon_{ct}$), и каждый из компонентов сечения (арматурный стержень и растянутый бетон) воспринимает часть внешнего растягивающего усилия, пропорционального его жесткости. Таким образом, по длине железобетонного элемента к моменту появления в нем трещин выделяются характерные зоны. К первой группе можно отнести зоны, расположенные у торцов элемента (вблизи сечений с условными трещинами), а при наличии в железобетонном элементе трещин, также непосредственно у их берегов — это так называемые *зоны перераспределения усилий между арматурой и бетоном* (зоны 1, рис. 2). Ко второй группе относятся центральные зоны (зона 2, рис. 2), в пределах которых наблюдается совместное деформирование арматуры и бетона.

Изложенные выше положения дают основание предположить, что появление первой (-ых) трещины (-н) должно произойти в пределах зоны синхронного деформирования арматуры и бетона на этапе нагружения ($N = N_{cr1}$), при котором величина относительных деформаций в указанной зоне достигнет значения, равного предельной растяжимости бетона (ϵ_{ct1}). Теоретически во всех сечениях по длине указанной зоны имеет место одинаковое напряженно-деформированное состояние, и деформации бетона принимают свои предельные значения. Следовательно, образование трещины в любом из сечений данной зоны равновероятно. Образование первой (-ых) трещины (-н) произойдет в наиболее "ослабленном" сечении зоны совместного деформирования (ввиду случайного характера распределения свойств бетона по длине элемента). Сечение, в котором произошло образование первой трещины, является своего рода "точкой отсчета", от которой следует измерять расстояния до соседних трещин по длине железобетонного элемента. Величина внешнего растягивающего усилия, соответствующая наступлению первой стадии трещинообразования, может быть определена согласно классическим представлениям как:

$$\begin{aligned} N_{cr1} &= N_s + N_{ct} = \epsilon_{ct1} \cdot E_s \cdot A_s + \epsilon_{ct1} \cdot E_{ct} \cdot A_{ct,netto} = \\ &= \epsilon_{ct1} \cdot E_{ct} \cdot A_{ct,netto} \cdot (1 + \rho_{eff} \cdot \alpha_E) = \\ &= f_{ctm} \cdot A_{ct,netto} \cdot (1 + \rho_{eff} \cdot \alpha_E). \end{aligned} \quad (5)$$

Первая стадия трещинообразования считается завершенной, если без приращения внешнего усилия (по отношению к рассматриваемому элементу) по длине элемента трещинами были выделены блоки, длины которых будут удовлетворять следующему условию

$$l_{t1} \leq L_i < 2l_{t1}, \quad (6)$$

где l_{t1} — длина зоны перераспределения усилий между арматурой и бетоном, соответствующая усилию N_{cr1} ;

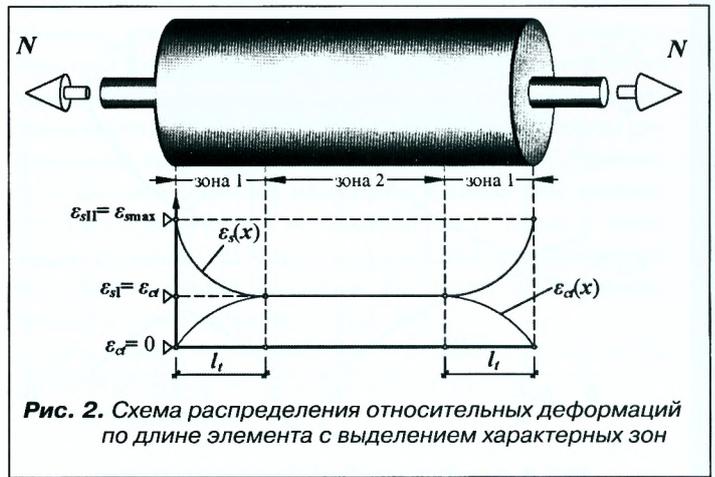


Рис. 2. Схема распределения относительных деформаций по длине элемента с выделением характерных зон

l_t — длина блока, выделенного трещинами на первой стадии трещинообразования.

Ограничение длин блоков в соответствии с выражением (6) производится исходя из следующих соображений: — образование новой (вторичной) трещины на расстоянии от соседней менее l_{t1} не может произойти ввиду того, что по всей длине зоны перераспределения относительные деформации бетона менее требуемой для этого величины, т. е. менее ϵ_{ct1} ;

— размер блока не может быть больше или равен удвоенной длине зоны перераспределения, так как в подобном случае по его длине сохраняются сечения, соответствующие зоне совместного деформирования, а следовательно, в них должно произойти образование очередных (-ой) трещин (-ы) (вторичной трещины) без дополнительного внешнего воздействия.

Таким образом, *первая стадия трещинообразования считается завершенной, если по всей длине рассматриваемого железобетонного элемента трещинами выделены такие блоки, в пределах которых не сохранилось ни одного сечения, соответствующего зоне совместного деформирования, а следовательно, по всей длине элемента относительные деформации бетона меньше величины ϵ_{ct1} .*

По завершению первой стадии трещинообразования по длине всех выделенных трещинами блоков зоны перераспределения усилий между арматурой и бетоном "перехлестнутся" (рис. 3). Подобное напряженно-деформированное состояние позволяет однозначно выделить сечения, в которых относительные деформации растянутого бетона примут наибольшее значение

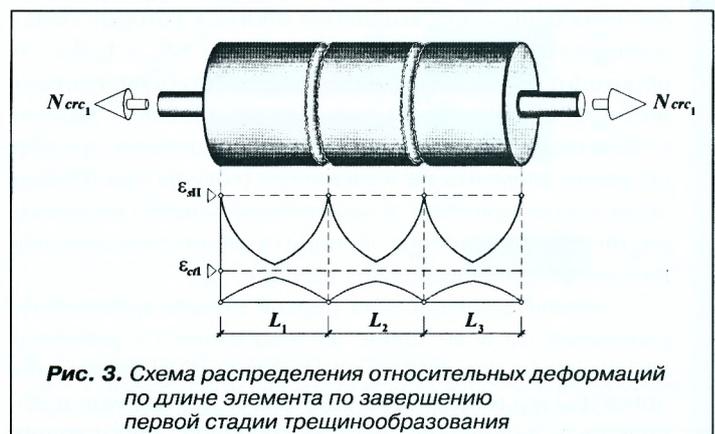


Рис. 3. Схема распределения относительных деформаций по длине элемента по завершению первой стадии трещинообразования

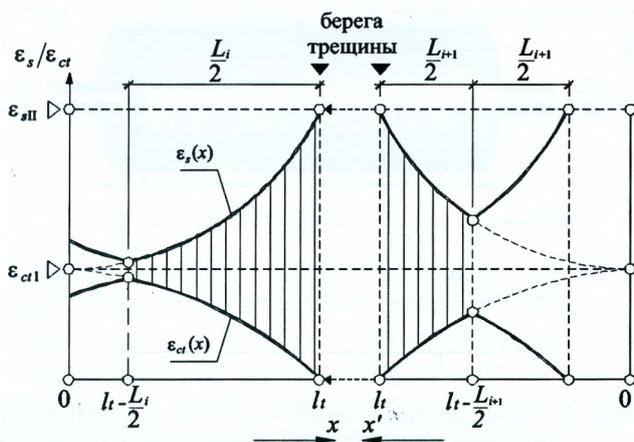


Рис. 4. К выводу зависимости для определения средней ширины раскрытия трещин (x и x' — направления локальных осей)

(по середине каждого из блоков). При увеличении внешней нагрузки наступление очередной стадии трещинообразования произойдет в тот момент, когда относительные деформации бетона в центральном сечении хотя бы одного из имеющихся блоков достигнут предельного значения ϵ_{ct1} . Так как длины блоков могут отличаться друг от друга, то и величина внешнего растягивающего усилия, необходимая для появления в каждом из них трещины, будет различной. С ростом величины растягивающего усилия деление каждого из рассматриваемых блоков будет продолжаться до тех пор, пока не будет выделен такой блок, для которого величина усилия, требуемая для образования очередной трещины, будет превышать предельную величину усилия, которую способен воспринять железобетонный элемент.

Величина внешнего растягивающего усилия, требуемая для образования в блоке длиной L_i очередной трещины, может быть найдена из решения следующего уравнения, записанного в общем виде

$$\epsilon_{ct1} \left(N_{cri}; \frac{L_i}{2} \right) - \epsilon_{ct1} = 0, \quad (7)$$

где $\epsilon_{ct1} (N_{cri}; L_i / 2)$ — функция, описывающая распределение относительных деформаций растянутого бетона в зависимости от уровня нагружения (N_{cri}) и длины блока (L_i);

ϵ_{ct1} — относительная деформация бетона, соответствующая его предельной растяжимости.

После того, как по длине рассматриваемого железобетонного элемента выделяются блоки, в которых образование новых трещин невозможно ($N_{cri} \geq N_{ult} = f_{yk} \cdot A_s$), он переходит в новую стадию — стадию "стабилизированного (установившегося) трещинообразования". Данная стадия характеризуется тем, что распределение трещин по длине элемента не изменяется (количество трещин остается постоянным), а дальнейший прирост внешнего растягивающего усилия приводит к увеличению ширины раскрытия образовавшихся трещин.

С момента завершения первой стадии трещинообразования по всей длине железобетонного элемента наблюдается разница в относительных деформациях арматуры (ϵ_s) и растянутого бетона (ϵ_{ct}). Различие в абсолютных удлинениях двух материалов, работающих

"совместно" на участке между двумя соседними трещинами, равняется ширине раскрытия трещин на уровне арматуры. Выражение для вычисления средней ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси железобетонного элемента, в интегральной форме может быть представлено как (рис. 4):

$$w_m = \int_{l_i - \frac{L_i}{2}}^{l_i} (\epsilon_s(x) - \epsilon_{ct}(x)) dx + \int_{l_i - \frac{L_{i+1}}{2}}^{l_i} (\epsilon_s(x) - \epsilon_{ct}(x)) dx = 2 \cdot \int_{l_i - \frac{L_m}{2}}^{l_i} (\epsilon_s(x) - \epsilon_{ct}(x)) dx, \quad (8)$$

где $\epsilon_s(x)$, $\epsilon_{ct}(x)$ — функции распределения соответственно относительных деформаций арматуры и растянутого бетона по длине зоны перераспределения усилий l_i ;

l_i — длина зоны перераспределения, соответствующая усилию, при котором определяется ширина раскрытия трещины;

L_m — средняя длина блока.

ПРЕДПОСЫЛКИ, ДОПУЩЕНИЯ И БАЗОВЫЕ УРАВНЕНИЯ МОДЕЛИ

Из выражения (8) видно, что основными параметрами, влияющими на ширину раскрытия трещин, являются длина зоны перераспределения усилий (l_i), а также функции распределения относительных деформаций арматуры $\epsilon_s(x)$ и растянутого бетона $\epsilon_{ct}(x)$ в пределах указанной зоны. Для определения данных параметров был разработан расчетный итерационный алгоритм, в основу которого положены следующие основные предпосылки:

1) диапазон изменения внешнего усилия соответствует работе арматурной стали в упругой стадии;

2) связь между относительными деформациями и напряжениями бетона принята в виде линейной аппроксимации диаграммы деформирования бетона на растяжение, представленной только восходящей ветвью (рис. 5а). Работа бетона на нисходящей ветви диаграммы не учитывается по следующим соображениям:

— отсутствие нормализованного методологического подхода при определении полных диаграмм деформирования бетона на растяжение, вследствие чего наблюдается значительный разброс в экспериментальных данных различных исследователей [27–30];

— нисходящая ветвь на диаграмме деформирования бетона при растяжении имеет иной физический смысл, чем таковая при сжатии [30; 31]. Нисходящая ветвь на диаграмме деформирования при сжатии обусловлена снижением удельной несущей способности образца вследствие образования продольных и диагональных трещин, в то время как в образцах, подверженных растяжению, наблюдается постоянное сокращение эффективной площади сечения, воспринимающей растяжение. При этом напряжения, рассредоточенные в пределах эффективной площади, не обязательно должны уменьшаться. Необходимо также отметить, что для сжатых образцов область их разрушения соизмерима

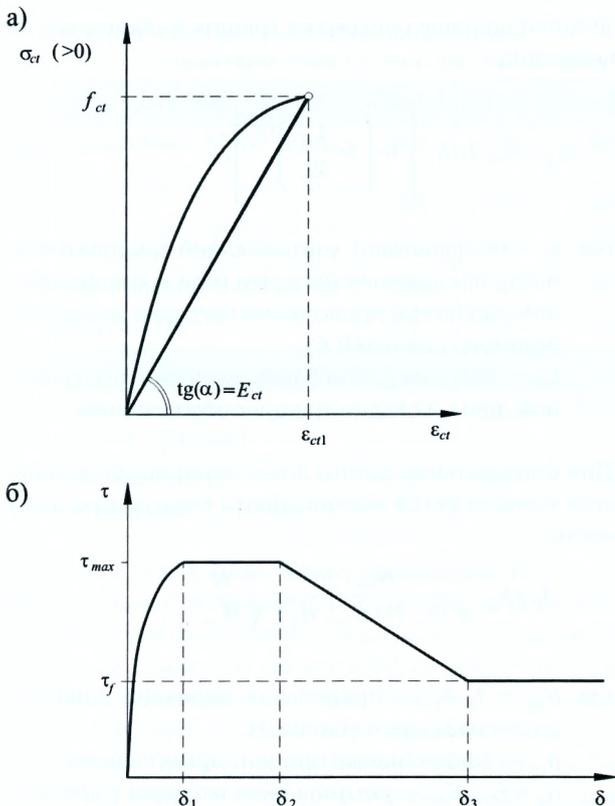


Рис. 5. К определению основных предпосылок: а – диаграммы деформирования бетона при растяжении; б – диаграмма "τ–β" согласно [32]

с собственными размерами, поэтому при описании поведения образцов на нисходящей ветви имеет смысл оперировать относительными деформациями. В случае растяжения трещина образуется, как правило, в одном поперечном сечении, поэтому описание процесса деформирования с помощью относительных деформаций имеет смысл только до появления трещины, после чего следует оперировать шириной раскрытия трещины в образце [31].

3 Совместная работа арматуры с бетоном характеризуется величиной условных касательных напряжений сцепления, определяемых исходя из закона, показывающего зависимость касательных напряжений, действующих по контакту арматурного стержня и бетона, от величины взаимных смещений арматуры и бетона $\tau_b = f(\delta_s)$. В рассматриваемой модели по результатам выполненного анализа принят закон сцепления, предлагаемый в CEB-fib ModelCode 1990 [32] (рис. 5б).

4 Образование трещины в железобетонном элементе происходит при достижении величины относительных деформаций бетона значения, соответствующего пиковой точке диаграммы деформирования ("деформационный критерий"). Исследованиями [30] показано, что относительные деформации в пиковой точке диаграммы деформирования повышаются с ростом прочности бетона при растяжении.

В основу предлагаемого алгоритма положен уже упомянутый принцип перераспределения усилий между арматурой и бетоном в пределах зоны так называемого активного сцепления. В ходе расчета по

предлагаемому алгоритму рассматривается базовый элемент, при этом предполагается, что такой элемент работает без трещин на всем диапазоне изменения внешнего растягивающего усилия. За начало координат принимается сечение по длине элемента, в котором деформации арматуры и бетона выравниваются. Горизонтальная локальная ось назначается вдоль оси железобетонного элемента в направлении его торца (к сечению с условной трещиной). В направлении локальной оси зона перераспределения разбивается на элементарные отрезки длиной Δx (рис. 6а).

Для каждого элементарного отрезка составляются условия равновесия по отдельности (рис. 6б):

— для арматуры:

$$\Delta_{1i} = \sigma_{si} - \sigma_{si-1} - \Delta x \cdot \left(\frac{\tau_{bi} + \tau_{bi-1}}{2} \right) \cdot \frac{4}{\varnothing_s} = 0, \quad (9)$$

— для растянутого бетона:

$$\Delta_{2i} = \sigma_{cti-1} - \sigma_{cti} - \Delta x \cdot \left(\frac{\tau_{bi} + \tau_{bi-1}}{2} \right) \cdot \frac{4A_s}{\varnothing_s} \cdot \frac{1}{A_{ct,netto}} = 0. \quad (10)$$

Напряжения, входящие в условия равновесия (9) и (10), определяются на основании принятых законов деформирования материалов и сцепления соответственно. Выполнение условий равновесия для элементарного отрезка Δx достигается подбором (методом Ньютона (касательных)) соответствующих величин приращения относительных деформаций арматуры $\Delta \epsilon_{si}$ и убыли относительных деформаций растянутого бетона $\Delta \epsilon_{cti}$ (см. рис. 6а).

Условием окончания выполнения итерационного алгоритма является определение сечения, в котором относительные деформации бетона примут нулевое значение. В то же время, деформации арматуры достигнут максимального значения для данного уровня нагрузки, т. е. значения, соответствующего относительным деформациям арматуры в сечении с условной трещиной:

$$\begin{cases} \epsilon_{cti} = 0, \\ \epsilon_{si} = \epsilon_{sll} = \frac{N}{A_s \cdot E_s}. \end{cases} \quad (11)$$

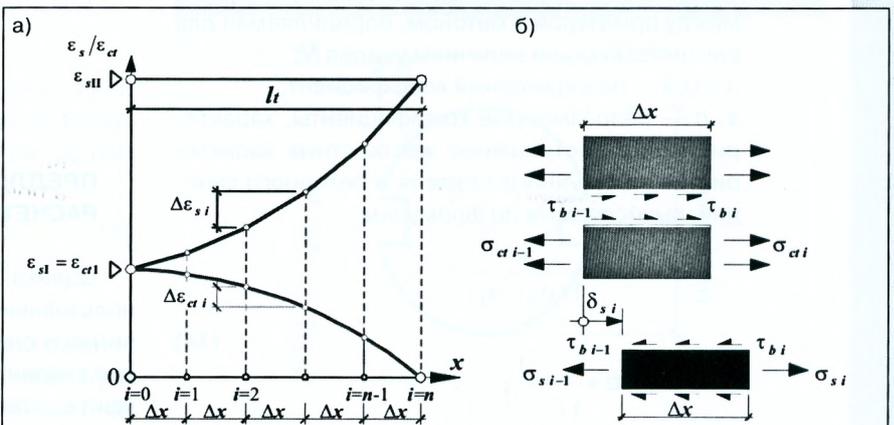


Рис. 6. К составлению расчетного алгоритма: а – к определению приращений относительных деформаций; б – условия равновесия для элементарного отрезка Δx

Расстояние от точки, соответствующей началу координат, до точки, в которой выполняются условия (11), соответствует длине зоны перераспределения усилий между арматурой и бетоном (l_t) при заданном уровне нагружения.

На основании компьютерной программы, разработанной на базе представленного алгоритма, был выполнен вычислительный эксперимент. Программа эксперимента предусматривала определение аналитических выражений для вычисления длины зоны перераспределения $l_t = f(N)$, а также функций распределения относительных деформаций арматуры $\epsilon_s(x)$ и растянутого бетона $\epsilon_{ct}(x)$ в пределах указанной зоны при варьируемых параметрах железобетонного образца:

- средней прочности бетона при растяжении f_{cm} в интервале от 1,3 до 2,9 МПа;
- диаметра арматуры \varnothing_s — от 10 до 40 мм;
- нормативного сопротивления арматуры f_{yk} — 240, 400 и 500 МПа;
- типа поверхности арматурных стержней — периодический (серповидный) профиль и гладкие арматурные стержни;
- эффективного процента армирования ρ_{eff} — от 0,25 % до 4,00 %.

На основании регрессионного анализа данных, полученных в ходе вычислительного эксперимента, для описания распределений относительных деформаций арматуры $\epsilon_s(x)$ и растянутого бетона $\epsilon_{ct}(x)$ по длине зоны перераспределения усилий были получены следующие аналитические выражения:

$$\epsilon_s(x) = \epsilon_{sll} \cdot \left[a \cdot \left(\frac{x}{l_t} \right)^{\frac{1+\alpha}{1-\alpha}} + b \right], \quad (12)$$

$$\epsilon_{ct}(x) = \epsilon_{sll} \cdot \left[1 - \left[a \cdot \left(\frac{x}{l_t} \right)^{\frac{1+\alpha}{1-\alpha}} + b \right] \right] \cdot \rho_{eff} \cdot \alpha_E, \quad (13)$$

- где ϵ_{sll} — относительные деформации в сечении с трещиной ($\epsilon_{sll} = N / (A_s \cdot E_s)$);
 x — текущая координата, отсчитываемая от начала координат (сечения, в котором наблюдается синхронное деформирование);
 l_t — длина зоны перераспределения усилий между арматурой и бетоном, определяемая для соответствующей величины усилия N ;
 $\alpha = 0,4$ — безразмерный коэффициент;
 a, b — безразмерные коэффициенты, характеризующие соотношение жесткостных характеристик арматурного стержня и бетонного сечения, вычисляемые по формулам:

$$a = \frac{1}{1 + \rho_{eff} \cdot \alpha_E}, \quad (14)$$

$$b = \frac{1}{1 + \frac{1}{\rho_{eff} \cdot \alpha_E}}.$$

Подставив выражения (12), (13) в (8), проинтегрировав и выполнив преобразования, выражение для расче-

та средней ширины раскрытия трещин в общем случае получает вид

$$w_m = \epsilon_{sll} \cdot l_t \cdot k_t \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{L_m}{2l_t} \right)^{\frac{2}{1-\alpha}} \right], \quad (15)$$

- где k_t — коэффициент, учитывающий продолжительность приложения нагрузки (при кратковременном характере приложения нагрузки значение k_t получено равным 0,6);
 L_m — средняя длина блока, выделенного трещиной, для i -й стадии трещинообразования.

Для определения длины зоны перераспределения усилий предлагается использовать следующую зависимость

$$l_t = k_p \cdot \frac{N_{ult}}{\pi \cdot \varnothing_s \cdot (1 + \rho_{eff} \cdot \alpha_E)} \cdot \sqrt{\frac{N}{N_{ult}}}, \quad (16)$$

- где $N_{ult} = f_{yk} \cdot A_s$ — предельная величина внешнего растягивающего усилия, Н;
 ρ_{eff} — эффективный процент армирования;
 $\alpha_E = E_s / E_{cm}$ — соотношение модулей упругости;
 k_p — эмпирико-аналитический коэффициент, характеризующий условия сцепления арматуры с бетоном, мм²/Н, который следует определять по формуле

$$k_p = k_v \cdot k_s \cdot \left[1,32 \cdot \rho_{eff} - 0,1 \cdot (f_{ctm}^{3/2} - 0,8) \cdot (1 + \rho_{eff}) + 1,17 \right] \times \left(\frac{\varnothing_s}{1000} \right)^{-0,28} \cdot 10^{-1}, \quad (17)$$

- здесь f_{ctm} — средняя прочность бетона при осевом растяжении, Н/мм²;
 \varnothing_s — диаметр арматурного стержня, мм;
 k_v — коэффициент, учитывающий условия сцепления арматуры с бетоном, принимаемый равным соответственно:
 для стержней периодического профиля — 1,00;
 для гладких стержней — 1,65;
 k_s — коэффициент, учитывающий класс используемой арматуры, принимаемый:
 для арматуры класса S500 — 1,0;
 для арматуры класса S400 — 1,1;
 для арматуры класса S240 — 1,5.

ПРЕДЛОЖЕНИЯ ПО ИНЖЕНЕРНОМУ МЕТОДУ РАСЧЕТА ШИРИНЫ РАСКРЫТИЯ ТРЕЩИН

Оценка ширины раскрытия трещин на основании использования выражения (15) требует для каждого расчетного случая определения средней длины блоков L_m для стадии трещинообразования железобетонного элемента, отвечающей рассматриваемому уровню нагружения. Подобный порядок расчета позволяет более точно определить ширину раскрытия трещины на различных этапах работы железобетонного элемента, так как каждой стадии трещинообразования соответствует

Таблица 2. Составы (на 1 м³) и прочностные характеристики бетона опытных образцов

Материал	Серия 1	Серия 2	Серия 3
Портландцемент М500 Д0 (кг)	280	380	360
Вода, л	165	135	165
Песок $M_k = 2,2-2,4$ (кг)	945	940	860
Щебень фракций 5–20 мм (кг)	1030	1020	1025
Добавка С-3 (л)	2,7	5,6	4,4
Прочностные характеристики			
Средняя прочность на сжатие f_{cm} (Н/мм²)	34,2	46,2	40,5
Средняя прочность при растяжении f_{ctm} (Н/мм²)	2,2	2,7	2,5

конкретное расстояние между трещинами. Однако при этом несколько усложняется процедура самого расчета, требующая выполнения ряда дополнительных расчетных операций, что делает предлагаемый метод менее привлекательным, с точки зрения инженерной практики расчета, по сравнению с другими расчетными методиками. При разработке инженерного метода были усреднены длины блоков (расстояний между трещинами) по всем стадиям трещинообразования. На основании анализа данных собственных теоретических и экспериментальных исследований, а также других расчетных методик [8, 22, 23] было принято решение назначить в качестве средней длины блока (L_m в формуле (15)) длину зоны перераспределения l_{t1} , соответствующую первой стадии трещинообразования, т. е. внешнему усилию N_{cr1} . Подобное усреднение расстояний между трещинами не противоречит механизму развития процесса трещинообразования, а некоторое завышение ширины раскрытия трещин, имеющее место на завершающих стадиях процесса трещинообразования (при величинах растягивающих усилий близких к предельным), позволит производить более осторожный расчет железобетонных элементов.

Таким образом, среднюю длину блоков L_m (среднее расстояние между трещинами) следует определять по формуле

$$L_m = l_{t1} = k_p \cdot \frac{N_{ult}}{\pi \cdot \varnothing_s \cdot (1 + \rho_{eff} \cdot \alpha_E)} \cdot \sqrt{\frac{N_{cr1}}{N_{ult}}} \quad (18)$$

Подставив выражения (16) и (18) в формулу (15) и произведя преобразования, получим следующее выражение для расчета средней ширины раскрытия трещин

$$w_m = k_p \cdot k_t \cdot \varepsilon_{sll} \cdot \frac{f_{ctm}}{1 + \rho_{eff} \cdot \alpha_E} \cdot \psi \cdot 0,375 \cdot \frac{\varnothing_s}{\rho_{eff}} \quad (19)$$

где ψ — коэффициент, характеризующий соотношение между усилием от расчетной комбинации нагрузок и усилием трещинообразования; значение ψ следует определять по формуле

$$\psi = \sqrt{\beta \cdot \rho_{eff}} \cdot \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\frac{N_{cr}}{N}} \cdot \left(1 - \frac{1}{6} \cdot \sqrt{\frac{N_{cr}}{N}} \right) \right) \quad (20)$$

здесь $\beta = f_{yk} / f_{ctm}$ — отношение нормативного сопротивления арматуры к средней прочности бетона при осевом растяжении.

ВЕРИФИКАЦИЯ РАСЧЕТНОЙ МОДЕЛИ НА БАЗЕ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОГО ИССЛЕДОВАНИЯ

Для верификации расчетной модели и разработанной на ее основе методики расчета средней ширины раскрытия трещин были проведены натурные испытания растянутых железобетонных элементов. В качестве опытных образцов использовали бетонные цилиндры длиной $L = 1000$ мм и диаметром $\varnothing_c = 200$ мм, армированные одиночным арматурным стержнем. В пределах отдельных серий изменяли прочностные характеристики бетона образцов (таблица 2), а также диаметры \varnothing_c (20, 25 и 36 мм) и тип поверхности арматурных стержней (гладкие, стержни периодического (серповидного) профиля).

Все использованные в эксперименте арматурные стержни были подвержены дополнительной доработке — пропили пазов, необходимых для последующего крепления на них тензометрических датчиков (рис. 7). Размеры и размещение пазов на поверхности стержня устанавливались на основании следующих соображений:

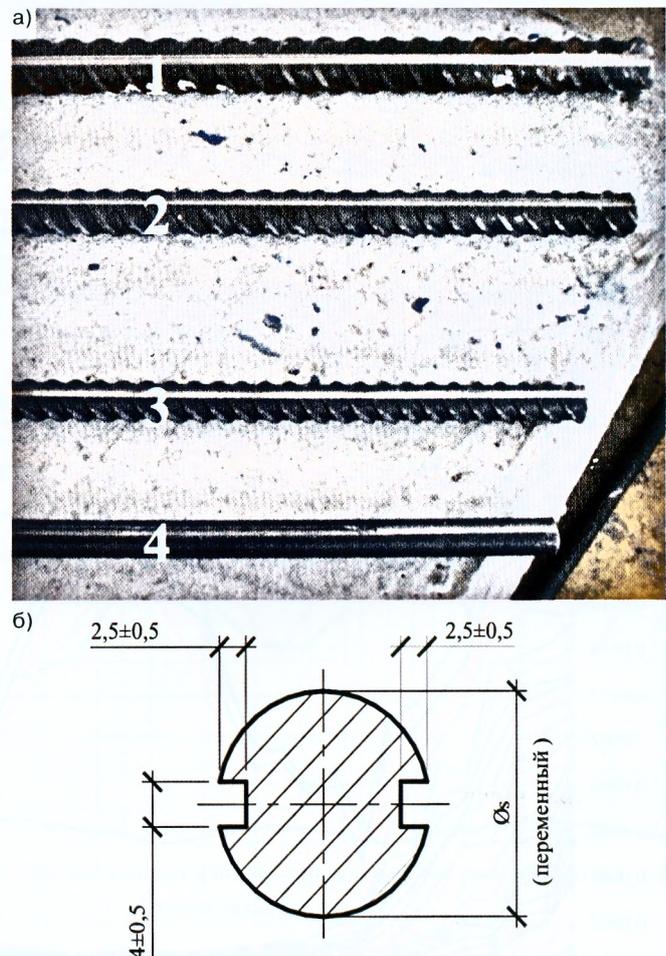


Рис. 7. Арматура опытных образцов:
 а — типы арматурных стержней (1 — Ø36S400; 2 — Ø25S400; 3 — Ø20S400; 4 — Ø20S240);
 б — параметры поперечного сечения арматурного стержня



1 — основной измерительный модуль;
2 — блок согласования тензорезисторов

Рис. 8. Общий вид измерительного комплекса "ТИССА-В-485/65"

— размер поперечного сечения паза принимался минимально возможным для обеспечения прокладки проводов от каждого тензометрического датчика к измерительной аппаратуре. Это позволило минимизировать величину ослабления поперечного сечения стержней, которая для наименьшего из применяемых диаметров ($\varnothing_s = 20$ мм) составила 6 %–7 % от площади поперечного сечения стержня. Подобное ослабление поперечного сечения стержня не приводит к существенному снижению предельных испытательных нагрузок;

— для стержней с периодическим профилем поверхности изготовление пазов производили вдоль продольных ребер. Подобное исполнение пазов не нарушает формы и не оказывает существенного влияния на основные параметры поверхности профиля, что обеспечивает условия взаимодействия стержня с окружающим бетоном, максимально приближенные к реальным.

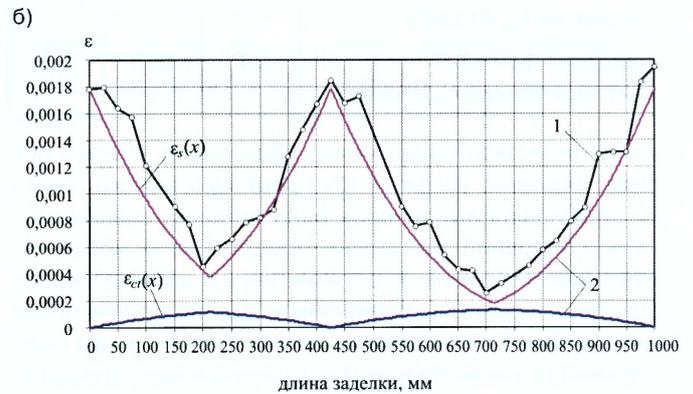
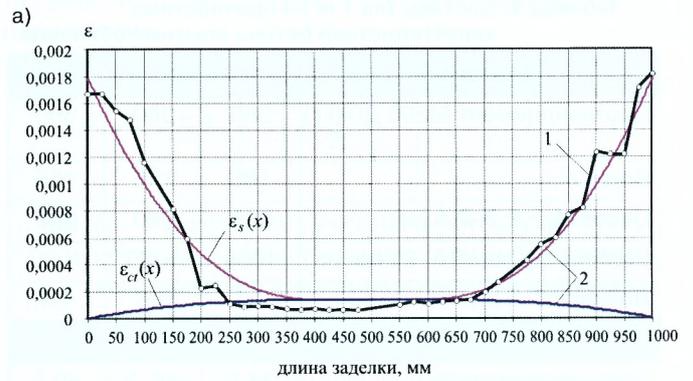


Рис. 10. Сопоставление распределений относительных деформаций, полученных экспериментально (1) и аналитически (2) (параметры образца — $1\varnothing 20S400$; $\rho_{eff} = 0,01$; $f_{ctm} = 2,7$ Н/мм²):
а) — до образования трещины ($N = 100$ кН);
б) — после образования трещины ($N = 105$ кН)

Для измерения относительных деформаций арматуры по длине ее заделки в бетоне в эксперименте использовались тензометрические датчики типа КФ 5-П1-200-А-12 с базой 5,0 мм и номинальным электрическим сопротивлением $R = 200$ Ом. Каждый арматурный стержень оборудовался 41 тензометрическим датчиком. Для регистрации показаний датчи-

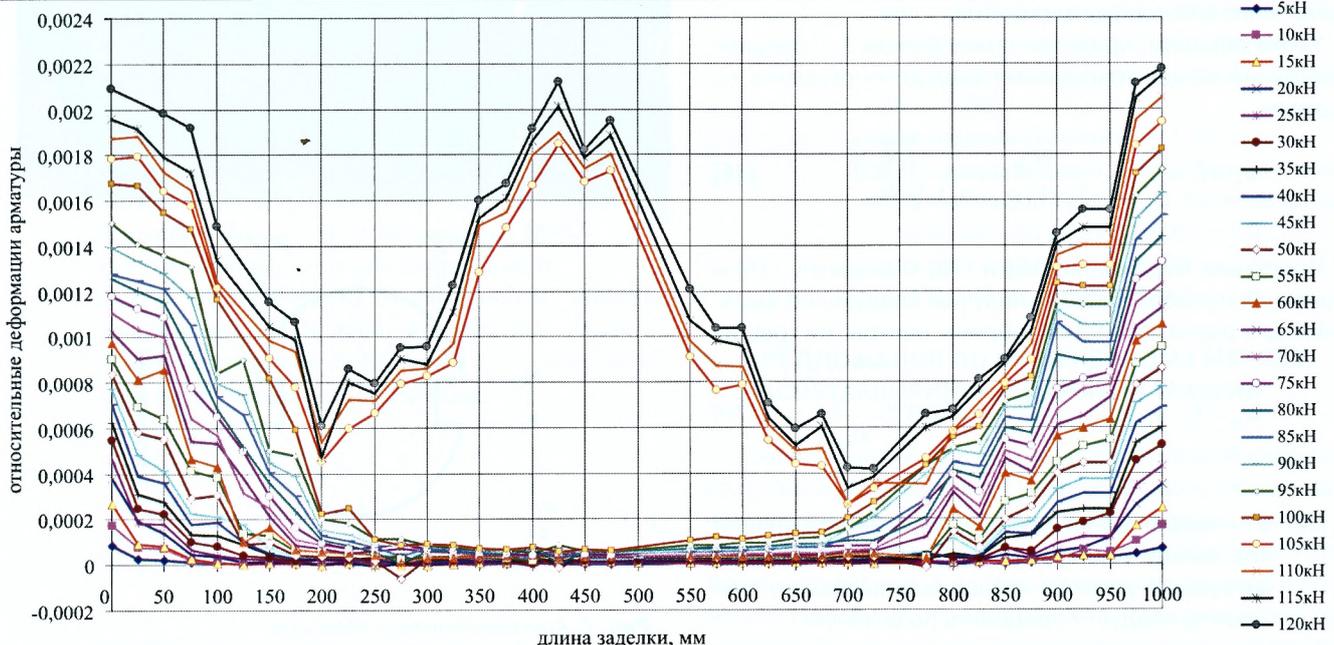


Рис. 9. Результаты измерений относительных деформаций арматуры посредством измерительного комплекса "ТИССА-В-485/65"

ков в эксперименте был впервые использован компьютерный измерительный комплекс "ТИССА-В-485/65" (рис. 8). Отличительной особенностью комплекса является то, что он обеспечивает синхронное измерение сигналов от тензометрических резисторов по 64 измерительным каналам с частотой дискретизации сигнала в диапазоне от 1 до 10 Гц. При этом комплекс позволяет производить измерения в двух режимах: пошаговое измерение — используется при испытаниях статической нагрузкой; непрерывное измерение — для испытаний динамической нагрузкой. Результаты измерений могут быть представлены в одном из двух предложенных форматов:

- для каждого тензорезистора в виде диаграмм, описывающих изменение относительных деформаций во временном базисе (в интервале нагрузки);
- в виде диаграммы, описывающей изменение относительных деформаций в одном временном промежутке (при одном уровне прикладываемой нагрузки) по всем или группе тензометрических резисторов.

Программное обеспечение измерительного комплекса "ТИССА" обеспечивает возможность экспорта данных в другие программные комплексы, а также вывода результатов измерений на печать.

Использование в качестве регистрирующей аппаратуры вышеупомянутого измерительного комплекса позволило на стадии проведения испытаний (измерений) в режиме реального времени получить фактическую картину напряженно-деформированного арматурного стержня по длине его заделки в бетоне, а также точно зафиксировать момент образования и положение сечения с трещиной. На рис. 9 в качестве примера представлены результаты измерений относительных деформаций для опытного образца со следующими параметрами: $1\varnothing 20S400$; $\rho_{eff} = 0,01$; $f_{ctm} = 2,7 \text{ Н/мм}^2$.

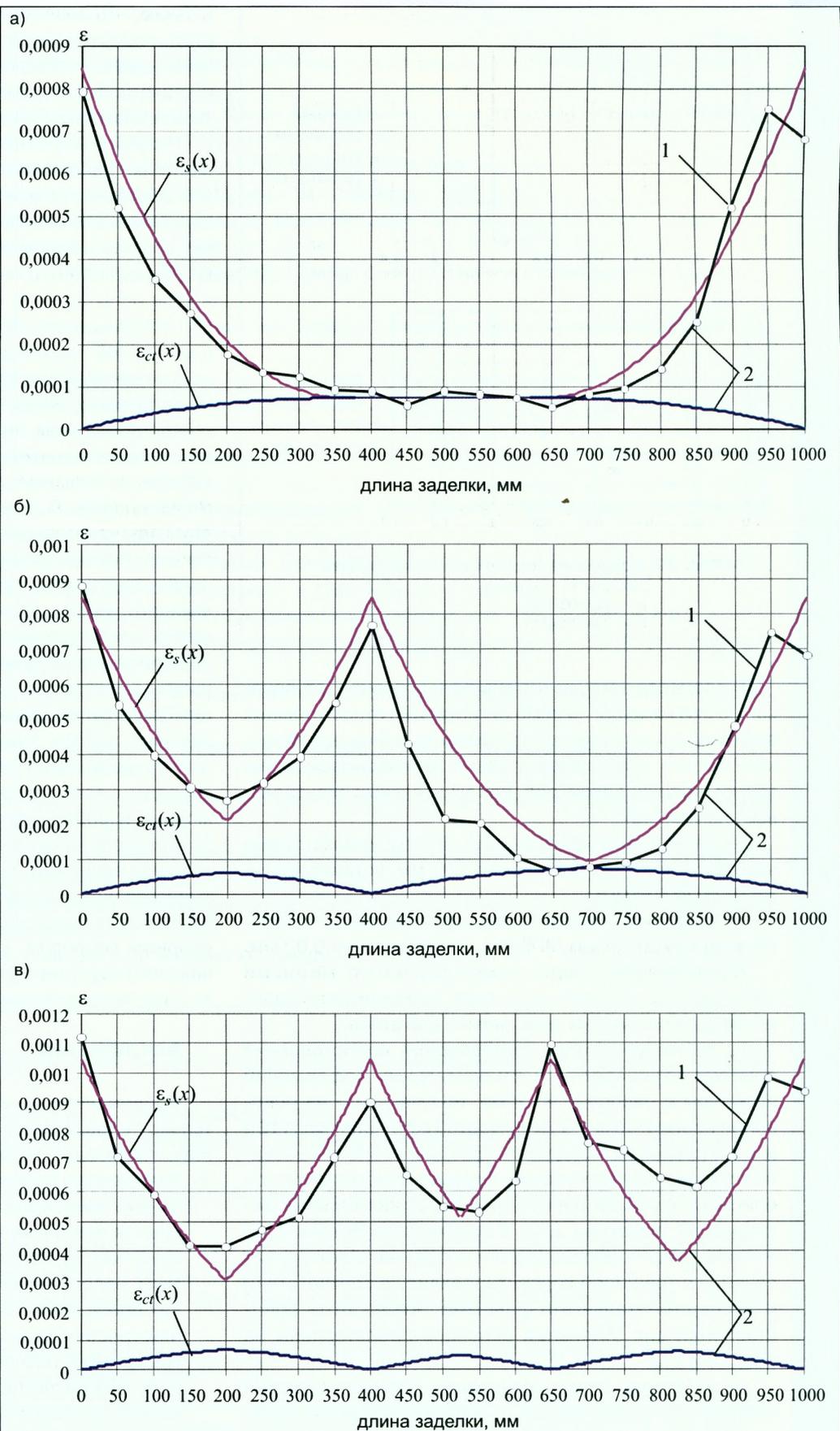
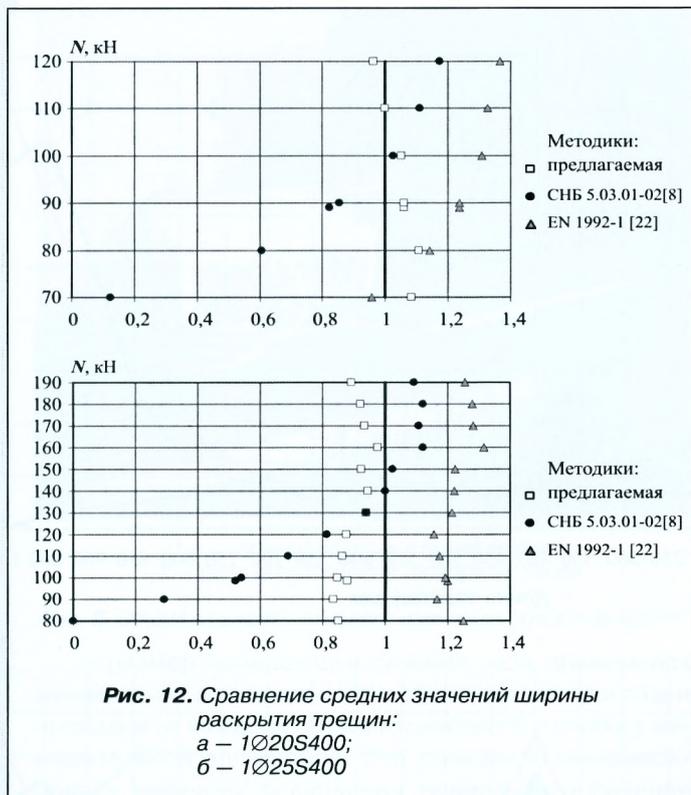


Рис. 11. Сопоставление распределений относительных деформаций, полученных экспериментально (1) и аналитически (2) (параметры образца — $1\varnothing 25S400$; $\rho_{eff} = 0,015$; $f_{ctm} = 2,47 \text{ Н/мм}^2$):
 а — до образования трещины ($N = 80 \text{ кН}$);
 б — образование первой трещины ($N = 80 \text{ кН}$);
 в — образование второй трещины ($N = 98,4 \text{ кН}$)



В процессе нагружения опытных образцов (ступенями, по 5кН каждая), помимо регистрации относительных деформаций арматурного стержня по длине его заделки в бетоне, для каждой ступени прикладываемой нагрузки производился ряд дополнительных (контрольных) измерений:

- регистрация деформаций бетона индикаторами часового типа с ценой деления 0,01 мм, установленными на базе 500 мм;

- замерялась ширина раскрытия трещины — переносным микроскопом МПБ-3 с ценой деления 0,02 мм.

Верификацию предлагаемой расчетной методики посредством полученных в ходе экспериментального исследования данных выполняли в два этапа:

- на первом этапе производили сопоставление опытных распределений относительных деформаций арматуры с распределениями, полученными на основании предлагаемых зависимостей $\varepsilon_s(x)$ (формула (12)) и $\varepsilon_{ct}(x)$ (формула (13)) для стадии до и после образования трещин соответственно. Следует отметить, что при описании функций распределения относительных деформаций арматуры $\varepsilon_s(x)$ и растянутого бетона $\varepsilon_{ct}(x)$ усилия трещинообразования и координаты положения сечения с трещиной корректировались в соответствии с экспериментальными данными. Результаты сопоставлений для отдельных образцов представлены на рис. 10 и 11;

- на втором этапе сравнивали опытные значения ширины раскрытия трещин с соответствующими величинами, вычисленными на основании использования трех методик расчета — предлагаемой методики и двух нормативных [8] и [22].

Сравнительный анализ результатов, полученных на первом этапе верификации предлагаемой методики (рис. 10 и 11), дает основание полагать, что гипотезы и предпосылки, принятые при ее разработке, правомерны,

а также, что аналитические зависимости $\varepsilon_s(x)$ (формула (12)) и $\varepsilon_{ct}(x)$ (формула (13)) адекватно описывают напряженно-деформированное состояние арматуры и бетона в составе центрально растянутого железобетонного элемента для различных стадий процесса трещинообразования.

Результаты второго этапа верификации расчетной методики представлены на рис. 12, из которого видно, что значения средней ширины раскрытия трещин, вычисленные для железобетонного элемента с параметрами, соответствующими опытному, на основании методики [8] существенно ниже величин, зарегистрированных в ходе испытаний на начальных стадиях процесса трещинообразования. Предполагаемые причины столь существенной недооценки ширины раскрытия трещин нормативной методикой [8] связываются авторами как с недостатками, общими для всех методик, построенных с использованием теории TSE, так и с не совсем корректным усреднением относительных деформаций арматуры, используемым в данной методике (что было отмечено ранее). В то же время значения, полученные по двум альтернативным методикам, более точно соответствуют опытным данным. При этом характер изменения ширины раскрытия трещин с ростом величины растягивающего усилия достаточно точно отвечает имевшему место в эксперименте. Из того же рис. 12 видно, что предлагаемая методика несколько занижает значения ширины раскрытия трещин, причем подобная тенденция сохраняется на всем интервале изменения растягивающего усилия. Недооценка ширины раскрытия трещин предлагаемой методикой связывается, в первую очередь, с тем, что она построена на базе "bond-slip" модели и определяет ширину раскрытия трещины на поверхности арматуры. При этом депланация бетона по толщине защитного слоя в сечении с трещиной не учитывается. Как отмечалось ранее, учет в расчете трещиностойкости толщины защитного слоя является весьма спорным вопросом, в виду чего требует более досконального изучения для включения его в том или ином виде в расчетную методику.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Представленные в статье результаты экспериментально-теоретического исследования позволяют сделать следующие выводы:

- 1 Включенные в действующие нормы СНБ 5.03.01 расчетные зависимости для определения ширины раскрытия трещин не в полной мере отражают фактическую работу железобетонных элементов и тем самым недооценивают ширину раскрытия трещин в них при усилиях, соответствующих начальным уровням трещинообразования.
- 2 Предложена расчетная модель, на базе которой разработана расчетная методика, позволяющая производить достоверную оценку средней ширины раскрытия трещин в железобетонных элементах при осевом приложении растягивающего усилия.
- 3 Экспериментальные исследования показали, что расчетная модель адекватно описывает напряженно-деформированное состояние центрально растянутого железобетонного элемента на всех стадиях трещинообразования.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. American Concrete Institute Committee 224. Cracking of concrete members in direct tension (ACI 224.2R-86) // ACI Journal. — 1986. — Vol. 84, No. 1. — P. 3–13.
2. Gergely, P. Maximum crack width in reinforced flexural members. Causes, Mechanism and Control of Cracking in Concrete / P. Gergely, L.A. Lutz // American Concrete Institute SP-20. — 1968. — P. 87–117.
3. Бетонные и железобетонные конструкции: СНиП 2.03.01-84.* — М.: Госстрой СССР, 1989. — 77с.
4. Стержневая арматура железобетонных конструкций / Н.М. Мулин. — М.: Стройиздат, 1974. — 231 с.
5. Гуца, Ю.П. Ширина раскрытия нормальных трещин в элементах железобетонных конструкций / Ю.П. Гуца // Предельные состояния элементов железобетонных конструкций. — 1976. — С. 30–44.
6. Comite-Euro-International du Beton (CEB). CEB-FIP Model Code 1978 // Design Code (CEB Bulletin d'Information No. 124/125). — London, 1978.
7. ENV 1992-1:1991 (European Prestandard, December 1991) Eurocode2: Design of Concrete Structures, General Rules and Rules for Buildings. — Brussel, 1991. — 230 p.
8. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02. — Введ. 20.06.2002. — Минск: Минстройархитектуры, 2002. — 139 с.
9. Железобетонные конструкции. Общий курс / В.И. Мурашев [и др.]; под ред. П.Л. Пастернака. — М.: Гос. изд-во лит-ры по стр-ву, арх-ре и стр. материалам, 1962. — 658 с.
10. Немировский, Я.Н. Пересмотр некоторых положений теории раскрытия трещин / Я.Н. Немировский // Бетон и железобетон. — 1970. — № 3. — С. 13–16.
11. Железобетонные конструкции. Основы теории, расчета и конструирования: учеб. пособие / Т.М. Пецольд [и др.]; под ред. Т.М. Пецольда, В.В. Тура. — Брест: Изд-во БГТУ, 2003. — 216 с.
12. 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.
13. Механика разрушения бетона: вопросы теории и практики / Е.А. Гузев [и др.]. — Брест: Изд-во БПИ, 1999. — 215 с.
14. Oh, B.H. 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, No. 2. — P. 103–112.
15. Shah, S.P. Fracture Mechanics of Concrete: Applications of Fracture Mechanics to Concrete, Rock and Other Quasi-Brittle Materials / S.P. Shah [и др.]. — New York: John Wiley & Sons, 1995.
16. Holmberg, A. Unbonded Portions Between Concrete Cracks / A. Holmberg // Danish Society for Structural Science and Engineering. — 1984. — Vol. 55, No. 4. — P. 113–117.
17. 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.
18. 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.
19. Alvarez, M. Einfluss des Verbundverhaltens auf das Verformungsvermögen von Stahlbeton. — Institut für Baustatik und Konstruktion, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, 1998. — 189 p.
20. Balazs, G.L. Cracking analysis based on slip and bond stresses / G.L. Balazs // ACI Materials Journal. — 1993. — Vol. 90, No. 4. — P. 340–348.
21. Borosnyoi, A. Models for flexural cracking in concrete: the state of the art / A. Borosnyoi, G.L. Balazs // Structural Concrete. — 2005. — Vol. 6, No. 2. — P. 53–62.
22. EN 1992-1:2001(Final Draft, April 2002) Eurocode2: Design of Concrete Structure. General Rules and Rules for Building. — Brussels, 2002. — 230 p.
23. Stahlbeton nach DIN 1045-1 / A. Fischer [и др.]. — Berlin: Ernst&Sohn, 2003. — 407 p.
24. Beeby, A.W. The influence on the parameter σ_s / ρ_{eff} on crack width / A.W. Beeby // Structural Concrete. — 2004. — Vol. 5, No. 5. — P. 71–83.
25. Tammo, K. Crack opening near reinforcement bars in concrete structures / K. Tammo, S. Thelandersson // Structural Concrete. — 2006. — Vol. 7, No. 4. — P. 137–143.
26. Illston, J.M. Long-term cracking in reinforced concrete beams / J.M. Illston, R.F. Stevens // Proceedings of the Institution of Civil Engineers, part II, Research and Theory. — 1972. — Vol. 53. — P. 445–459.
27. Bortolotti, L. First Cracking Load of Concrete Subjected to Direct Tension / L. Bortolotti // ACI Material Journal. — 1991. — Vol. 88, No. 1. — P. 70–73.
28. Hognestad, E. A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members / E. Hognestad // Bulletin No. 399, University of Illinois Engineering Experiment Station. — 1951. — 128 p.
29. Muguruma, H. Stress-strain curve model for concrete with wide-range of compressive strength / H. Muguruma, M. Nishiyama // Proceeding of 3-rd International Conference on Utilization of High Stress Concrete — Lillehammer, Norway, 1993. — P. 314–318.
30. Guo, Z. Investigation of complex stress-deformation curves for concrete in tension / Z. Guo, X. Zhang // ACI Materials J. — 1987. — Vol. 37 — No. 1. — P. 278–285.
31. Тур, В.В. Прочность и деформации бетона в расчетах конструкций / В.В. Тур, Н.А. Рак. — Брест: Изд-во БГТУ, 2003. — 250 с.
32. CEB Comite — Internationale du Beton. Bulletin d'Information. — № 10. — Bond of reinforcement in concrete. — 2000. — 434 p.

Статья поступила в редакцию 08.12.2008.