УДК 69.624

Тур В.В., Шалобыта Т.П., Щербач А.В.

ОБЩИЙ МЕТОД РАСЧЕТА СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ БАЛОК С НЕУПРУГИМИ СВЯЗЯМИ СДВИГА ПРИ СОВМЕСТНОМ ДЕЙСТВИИ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ И ПЕРЕРЕЗЫВАЮЩИХ СИЛ

Постановка задачи

Эмпирические и полуэмпирические подходы [1,2], принятые до настоящего времени при проектировании железобетонных конструкций, предполагают выполнять раздельные расчеты прочности при действии изгибающих моментов и перерезывающих сил. В ряде случаев расчетные формулы, по которым определяют прочность сечений при действии перерезывающих сил, лишены физического смысла и по образному выражению J.G. MacGregor представляют собой «empirical mumbo jumbo» [3].

Создание и развитие общих деформационных методов расчета железобетонных конструкций, базирующихся на положениях модифицированной теории полей сжатия (MTCF) [4] позволило отказаться от целого ряда условностей, присущих эмпирическим методам, и наполнить расчетные формулы физическим смыслом. Общий деформационный метод расчета, использующий условия равновесия, совместности деформаций и трансформированные диаграммы деформирования для плосконапряженного железобетонного элемента с трещинами подробно рассмотрен в монографии [5].

Вместе с тем, методы расчета сборно-монолитных железобетонных конструкций, сечения которых составлены из бетонов разных возрастов, обладающих различными физико-механическими характеристиками свойств, подвергнутых совместному действию изгибающих моментов и перерезывающих сил, разработаны в недостаточной степени. Как правило, в большинстве предложенных методов составную сборно-монолитную балку заменяют некоторой идеализированной сплошной балкой, выполненной из так называемого «приведенного» бетона [6]. Однако как на характер разрушения, так и величину предельных усилий составных элементов существенное влияние оказывает деформативность стыкового соединения. Немногочисленные решения, предложенные для расчета составных стержней с учетом деформативного стыкового соединения предполагают упругую работу связей сдвига [7], что является характерным для железобетонных конструкций в очень ограниченном интервале нагружения.

Работа проф. А.Р. Ржаницына [8] является единственной, в которой предложено учитывать в расчетах сборно-монолитных конструкций как неупругую работу материалов составляющих элементов, так и неупругую работу связей сдвига. Вместе с тем, и в названной работе не учитывается специфика сопротивления железобетона, а главным образом, наличие трещин, имеющих место не только в предельной, но и в эксплуатационной стадии. Кроме того, в работе [8] не представлены зависимости, описывающие нелинейное поведение стыка. Изучению полных диаграмм деформирования стыковых соединений различных конструктивных решений посвящены работы [5, 11].

В настоящей статье представлены положения общего деформационного метода расчета сборно-монолитных конструкций при действии изгибающих моментов и перерезывающих сил с учетом нелинейной работы стыкового соединения.

Базовые уравнения для плосконапряженного железобетонного элемента с трещинами

Для определения параметров напряженно-деформированного состояния железобетонного элемента с диагональными трещинами (см. рис. 1) согласно [4, 5] в общем случае используются:

- уравнения равновесия

$$\sigma_x = \sigma_2 \cdot cos^2\theta + \sigma_1 \cdot sin^2\theta + \rho_l \cdot \sigma_{sx}, \quad (1)$$

$$\sigma_v = \sigma_1 \cdot cos^2\theta + \sigma_2 \cdot sin^2\theta + \rho_{sw} \cdot \sigma_{sv}, \quad (2)$$

$$\tau_{x,v} = (-\sigma_2 + \sigma_1) \cdot sin\theta \cdot cos\theta, \quad (3)$$

- уравнения совместности деформаций :

$$\varepsilon_x = \varepsilon_2 \cdot cos^2\theta + \varepsilon_1 \cdot sin^2\theta, \quad (4)$$

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 \cdot cos^2\theta + \varepsilon_2 \cdot sin^2\theta, \quad (5)$$

$$\gamma_{x,v} = (-\varepsilon_2 + \varepsilon_1) \cdot sin\theta \cdot cos\theta, \quad (6)$$

- трансформированные диаграммы деформирования, устанавливающие связь между главными напряжениями и деформациями для железобетонного элемента с трещинами в виде (см. рис. 1):

при $\varepsilon_1 \le \varepsilon_{cr}$ $\qquad \sigma_1 = \varepsilon_1 \cdot E_c$ (7а)

при $\varepsilon_1 > \varepsilon_{cr}$

$$\sigma_1 = \frac{f_{ctd}}{1+\sqrt{500\cdot\varepsilon_1}} \le 0.18\frac{\sqrt{f_c'}}{0.3+\frac{24w}{a+16}}, \quad (7б)$$

$$\sigma_2 = f_{2,max}\left[\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_c'} - \left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_c'}\right)^2\right], \quad (8)$$

$$f_{2,max} = \frac{f_c'}{0.8+170\cdot\varepsilon_1} \le f_{c,min}', \quad (9)$$

В уравнениях (1)..(9):

σ_1, σ_2 – соответственно средние значения главных растягивающих и сжимающих напряжений; $\varepsilon_1, \varepsilon_2$ - средние значения главных растягивающих и сжимающих деформаций; f_{ctd}, f_c' – прочность бетона на растяжение и сжатие соответственно; θ - угол наклона бетонной полосы, выделенной наклонными трещинами; ε_{cr} – предельные растягивающие деформации для бетона; ρ_l, ρ_{sw} – коэффициенты армирования соответственно продольной и поперечной арматурой.

Диаграмма деформирования для стыкового соединения, связывающая сдвигающие напряжения τ_j с тангенциальными перемещениями δ_t, может быть принята согласно [11] в виде:

$$\frac{\tau_{Rd,j}}{\tau_{Rd,u}} = (1-k)tanh\left(\frac{k_{t,0}}{\tau_{Rd,u}}\cdot\delta_t\right) + k, \quad (10)$$

Тур Виктор Владимирович, *д.т.н., профессор, проректор по научной работе, зав. каф. технологии бетона и строительных материалов Брестского государственного технического университета.*

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

Щербач Александр Валерьевич, *ассистент каф. технологии бетона и строительных материалов Брестского государственного технического университета.*

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

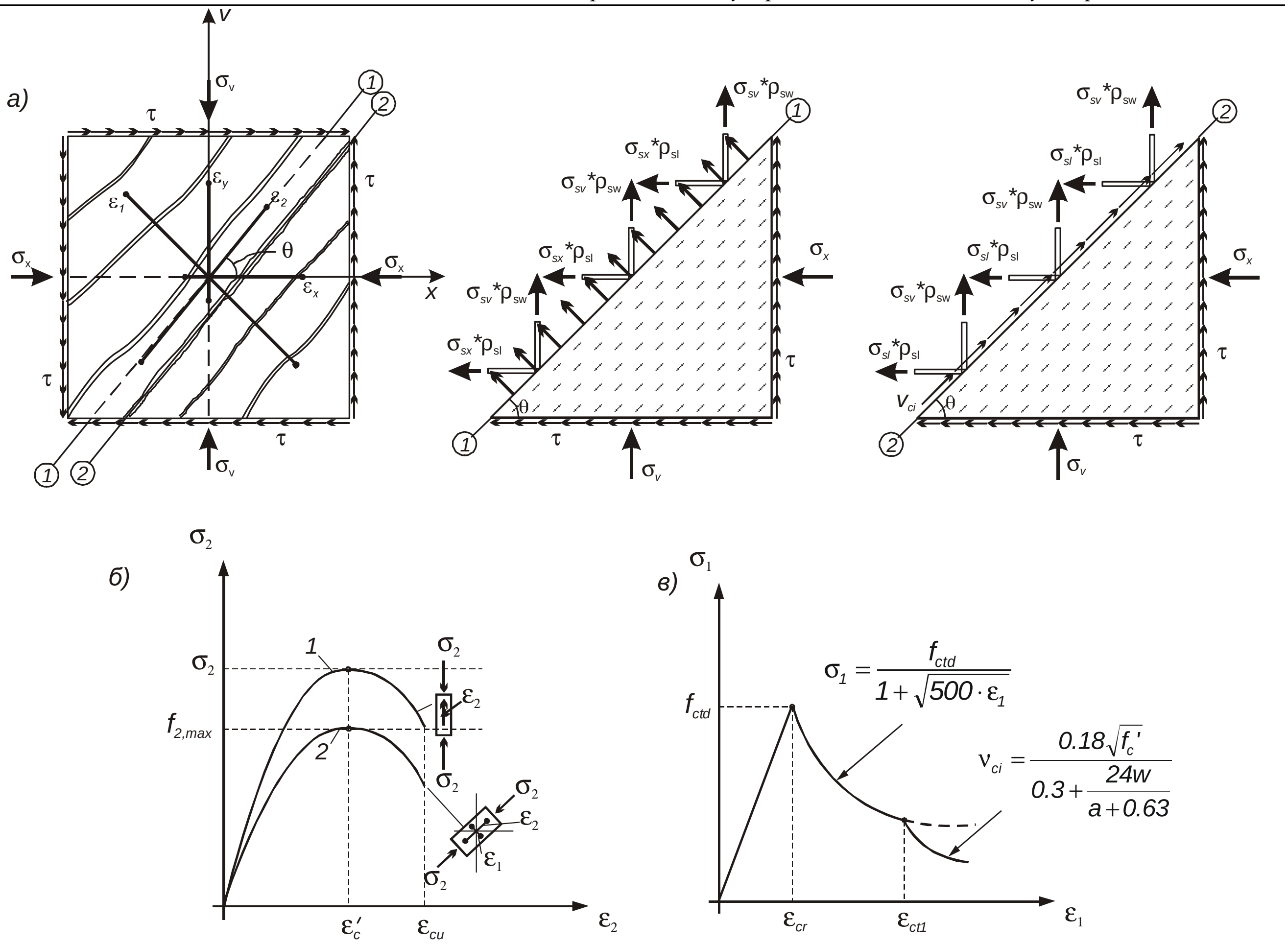

Рис. 1. Схема напряжений (а) и трансформированные диаграммы деформирования, связывающие главные сжимающие (б) и главные растягивающие (в) напряжения и соответствующие деформации железобетонного элемента с трещинами.

1 – боковая диаграмма деформирования бетона в условиях осевого сжатия;

2 – трансформированная диаграмма деформирования «$\sigma_2 - \varepsilon_2$».

при $k = \dfrac{\tau_{Rd,0}}{\tau_{Rd,u}}$;

где: $\tau_{Rd,u}$ - предельное сопротивление сдвигу стыкового соединения, определяемое согласно [1]; $\tau_{Rd,0}$ - касательные напряжения, соответствующие образованию трещины в стыковом соединении определяемые согласно [1]; δ_t - тангенциальное перемещение стыкового соединения; k_{t0} - сдвиговая жесткость стыкового соединения в момент образования трещины, определяемая согласно [11].

Для решения поставленной задачи рассмотрим фрагмент сборно-монолитной балки на участке, где действуют изгибающий момент и перерезывающая сила. Разобьем рассматриваемый фрагмент по длине на элементарные участки с размерами S и Δh_i (см. рис. 2 (а)). В соответствии с [10] для обеспечения требуемой точности решения принимаем $S \cong d/6$ и $\Delta h_i = h / 10$. Выделенный «k»-ый элемент находится под действием результирующих нормальных и сдвигающих усилий, схема которых показана на рис. 2 (б).

Горизонтальные сдвигающие усилия, действующие на «k» - ю элементарную полосу могут быть определены:

$$F_k = F_{k-1} + \left(C_{k1} - C_{k2}\right), \tag{11}$$

при
$$F_{k-1} = \sum \left(C_{i1} - C_{i2}\right), \tag{12}$$

где: C_i – равнодействующая продольных усилий, определяемая с учетом продольного армирования по формуле:

$$C_i = \sigma_{cxi} \cdot b_i \cdot \Delta h_i + C_{si}, \tag{13}$$

где σ_{cxi} – нормальные напряжения, действующие в пределах высоты элементарного участка; C_{si} – результирующее усилие в продольной арматуре.

Нормальные напряжения σ_{cxi} связаны с соответствующими продольными деформациями $\varepsilon_{xc,i}$ диаграммами деформирования, представленными в нормах [1]. Тогда принимая равномерное распределение нормальных напряжений в пределах элементарной полосы уравнение (13) можно записать в развернутом виде:

$$C_i = \varepsilon_{cxi} \cdot E'_{ci} \cdot A_{ci} + \varepsilon_{sxi} \cdot E'_s \cdot \rho_{sli}, \tag{14}$$

или с учетом того, что распределение продольных деформаций подчиняется гипотезе плоских сечений ($\varepsilon_{ci} = \varepsilon_{co} + \chi \cdot y_i$):

$$C_i = \left(\varepsilon_{coi} + \chi_i \cdot y_{ci}\right) \cdot E'_{ci} \cdot A_{ci} + \left(\varepsilon_{coi} + \chi_i \cdot y_{si}\right) \cdot E'_s \cdot \rho_{sli}, \tag{15}$$

где ε_{coi} – продольные деформации на уровне выбранной оси в пределах сечения; χ_i – кривизна сечения; y_{ci}, y_{si} – расстояния от выбранной оси до ц.т. «i»-го элемента (см. рис. 3); E'_{ci}, E'_s – секущие модули деформаций для бетона и арматуры, определяемые из соответствующей диаграммы деформирования на рассматриваемой ступени нагружения;

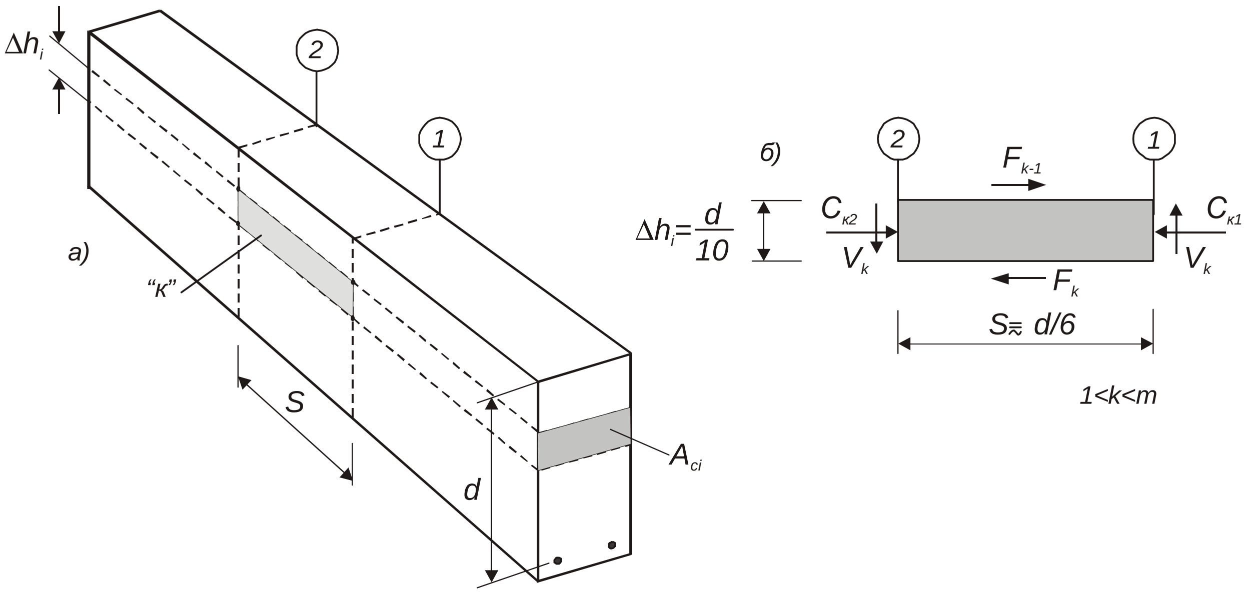

Рис. 2. Фрагмент сборно-монолитной балки (а) и схема сил, действующих в элементарной полосе по высоте сечения (б).

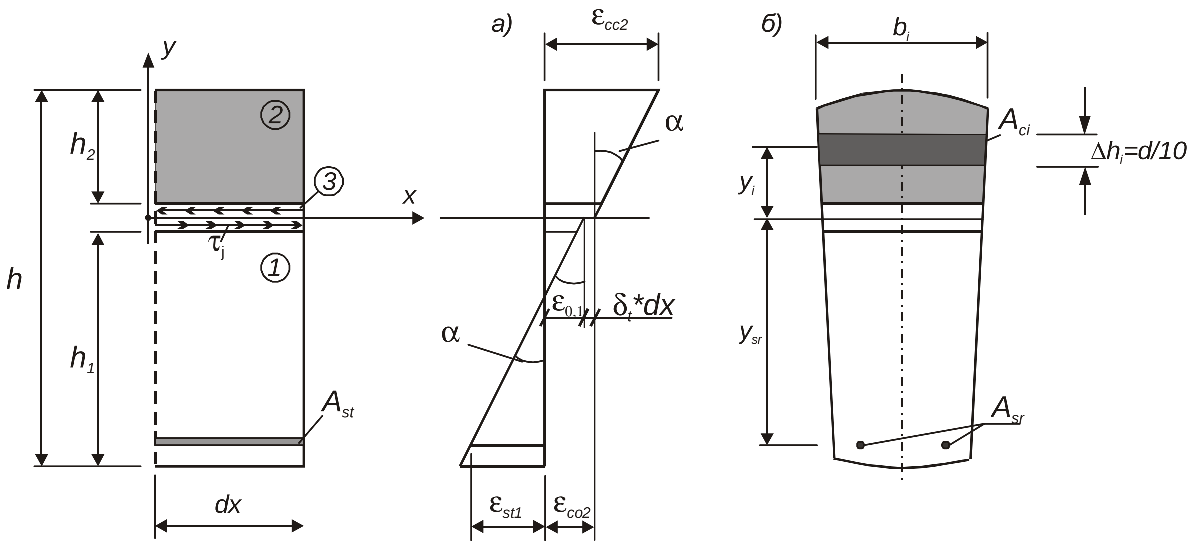

Рис. 3. Схемы распределения продольных деформаций (а) по высоте составного сечения (б) с неупругими связями сдвига: 1 – сборный элемент; 2 – монолитная часть сечения; 3 – стыковое соединение.

Поперечная сила V_k, действующая на выделенную полосу может быть определена из условий равновесия:

$$V_k = \frac{\left(F_k + F_{k-1}\right)}{2} \cdot \frac{\Delta h_k}{S}, \qquad (16)$$

а касательные напряжения:

$$\nu_k = \frac{V_k}{b_k \cdot \Delta h_k}, \qquad (17)$$

При установленном распределении продольных деформаций по высоте составного сечения и рассчитанных по формуле (17) касательных напряжениях ν_k, используя условия равновесия общего деформационного метода (1)…(3) главные сжимающие напряжения, действующие на элементарную полосу «k» могут быть определены:

$$\sigma_2 = \nu_k \cdot \left(tan\,\theta + cot\,\theta\right) - \sigma_1, \qquad (18)$$

Соответствующие значения главных сжимающих деформаций рассчитывают из трансформированной диаграммы деформирования при сжатии (8):

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_c' \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{\sigma_2}{f_{2,max}}}\right), \qquad (19)$$

Деформации поперечной арматуры ε_v и продольные деформации ε_x' определяют из условия совместности деформаций:

$$\varepsilon_v = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2 \cdot tan^2\,\theta}{1 + tan^2\,\theta}, \qquad (20а)$$

$$\varepsilon_x' = \frac{\varepsilon_1 \cdot tan^2\,\theta + \varepsilon_2 \cdot}{1 + tan^2\,\theta}, \qquad (20б)$$

Угол наклона диагональных трещин может быть определен исходя из следующих соображений. С одной стороны из условий равновесия проекций всех сил на вертикальную ось «v» напряжения в поперечной арматуре составят:

$$\sigma_v = -\frac{1}{\rho_w}\left(1 - \nu_k \cdot tan\,\theta\right), \qquad (21)$$

где ρ_w – коэффициент поперечного армирования.

С другой стороны, используя уравнения совместности деформаций и диаграмму деформирования для арматуры можно записать:

$$\sigma_v' = E_{sw} \cdot \varepsilon_v = E_{sw}\left[\varepsilon_1 - \left(\varepsilon_1 - \varepsilon_x\right) \cdot tan^2\,\theta\right], \quad (22)$$

где E_{sw} – модуль упругости поперечной арматуры.

Угол θ определяют из условия $\sigma_v = \sigma_v'$. Это ведет к решению квадратного уравнения относительно $tan\,\theta$, если напряжения в поперечной арматуре не достигают предельных значений или линейного уравнения, если продольная арматура достигнет расчетного сопротивления $\sigma_v = f_{sy}$.

Как видно, для решения представленных выше уравнений, позволяющих рассчитывать напряженно-деформированное состояние плосконапряженного элемента сборно-монолитной конструкции при любом уровне нагружения и произвольной комбинации изгибающих моментов и перерезывающих сил, необходимо установить распределение продольных деформаций по высоте составных сечений с учетом нелинейной работы связей сдвига.

Расчетные уравнения для составного железобетонного элемента с неупругими связями сдвига

При выводе расчетных уравнений, описывающих распределение продольных деформаций по высоте составного сечения и сдвигающих напряжений в плоскости контакта приняты допущения, сформулированные в работах [8,9]. Рассматривается процесс монотонного нагружения при котором разгрузку материалов и связей сдвига можно не учитывать. В первом приближении к анализу принимается традиционная схема составного стержня (см. рис. 3) с абсолютно жесткими поперечными связями в стыковом соединении. Это дает основание утверждать, что кривизна сборного элемента и монолитной набетонки равны в процессе нагружения и не происходит отрыва в плоскости контакта. Это утверждение справедливо на всем интервале нагружения реальной конструкции, вплоть до наступления предельного состояния.

При переходе к численному интегрированию напряжений, поперечное сечение разбивают на элементарные площадки бетона A_{ci}, размеры которых были оговорены ранее (см. рис. 3). В соответствии с [8, 9, 11] для составного стержня симметричного сечения единичной ширины с неупругими связями сдвига можно записать следующую линейную систему дифференциальных уравнений:

$$\begin{cases} \dfrac{d\tau_j}{dx} = \left(\varepsilon_{0(2)} - \varepsilon_{0(1)}\right) \cdot k_t'; \\ B_{1,1(2)}\dfrac{d\varepsilon_{0(2)}}{dx} + B_{1,2(2)}\dfrac{d\chi}{dx} = \tau_j(x); \\ B_{1,1(1)}\dfrac{d\varepsilon_{0(1)}}{dx} + B_{1,2(1)}\dfrac{d\chi}{dx} = -\tau_j(x); \\ B_{1,2(1)}\dfrac{d\varepsilon_{0(1)}}{dx} + B_{1,2(2)}\dfrac{d\varepsilon_{o(2)}}{dx} + \\ + \left(B_{2,2(1)} + B_{2,2(2)}\right)\dfrac{d\chi}{dx} = V_{sd(x)} \end{cases} \quad (23)$$

где $\varepsilon_{0(1)}, \varepsilon_{0(2)}$ – продольные деформации соответственно сборного элемента и монолитной набетонки на уровне выбранной оси X, располагаемый в плоскости стыка (см. рис. 3); χ – кривизна сечения, общая для сборного элемента и монолитной набетонки; τ_j – касательные напряжения в стыковом соединении; $V_{sd(x)}$– поперечная сила в рассматриваемом сечении; k_t' – коэффициент жесткости стыкового соединения, определяемый из диаграммы деформирования «$\tau - \delta_t$»; $B_{1,1}, B_{1,2}, B_{2,2}$ – элементы матрицы мгновенной жесткости, определяемые по формулам:

$$B_{1,1(j)} = \frac{\partial N_j}{\partial \varepsilon_{0,(j)}} = \sum_{i=1}^{n} A_{ci,j} \cdot E_{ci,j}' + \sum_{r=1}^{p} A_{sr} \cdot E_{sr}', \quad (24)$$

$$B_{1,2(j)} = B_{2,1(j)} = \frac{\partial N_j}{\partial \chi_{(j)}} = \frac{\partial M_i}{\partial \varepsilon_{0,i}} = = \sum_{i=1}^{n} A_{ci,j} \cdot E_{ci}' \cdot y_{ci} + \sum_{r=1}^{p} A_{sr} \cdot E_{sr}' \cdot y_{sr}, \quad (25)$$

$$B_{2,2} = \frac{\partial M_i}{\partial \chi} = \sum_{i=1}^{n} A_{ci,j} \cdot E_{ci,j}' \cdot y_{ci}^2 + \sum_{r=1}^{p} A_{sr} \cdot E_{sr}' \cdot y_{sr}^2, \quad (26)$$

где j – количество составляющих элементов, $j = 1,2$; $A_{ci,j}$ – площадь элементарного участка бетона; A_{sr} – площадь «r»-го арматурного стержня; $E_{ci,j}'$, E_s' – модули деформации бетона и арматуры, определяемые в зависимости от уровня нагружения из диаграмм деформирования «$\sigma - \varepsilon$» для материалов. Выполняя преобразования исходную систему уравнений (23) можно записать в нормальной форме

$$\begin{cases} \dfrac{d\varepsilon_{0(1)}}{dx} = A \cdot \tau_j + F \\ \dfrac{d\varepsilon_{0(2)}}{dx} = E \cdot \tau_j + G \\ \dfrac{d\chi}{dx} = D \cdot \tau_j + H \\ \dfrac{d\tau_j}{dx} = k_t' \cdot \varepsilon_{0(2)} - k_t' \cdot \varepsilon_{0(1)} \end{cases}, \quad (27)$$

где $A = \dfrac{-\left[B_{1,2(1)}^2 + B_{1,2(2)}^2 - B_{1,1(2)} \cdot \left(B_{2,2(1)} + B_{2,2(2)}\right)\right]}{B_0}$,(28)

$$E = \frac{\left[B_{1,2(1)}^2 - B_{1,1(1)} \cdot \left(B_{2,2(1)} + B_{2,2(2)}\right) + B_{1,2(2)} \cdot B_{1,2(1)}\right]}{B_0}, \quad (29)$$

$$D = \frac{-\left[B_{1,1(1)} \cdot B_{1,2(2)} + B_{1,1(2)} \cdot B_{1,2(1)}\right]}{B_0}, \quad (30)$$

$$F = \frac{B_{1,1(2)} \cdot B_{1,2(1)} \cdot V_{sd}}{B_0}, \quad (31)$$

$$G = \frac{B_{1,2(2)} \cdot B_{1,1(1)} \cdot V_{sd}}{B_0}, \quad (32)$$

$$H = \frac{-B_{1,1(2)} \cdot B_{1,1(1)} \cdot V_{sd}}{B_0}, \quad (33)$$

$$B_0 = B_{1,1(2)} \cdot B_{1,2(1)}^2 + B_{1,1(1)} \cdot B_{1,2(2)}^2 - - 2B_{1,1(1)} \cdot B_{1,1(2)} \cdot B_{2,2(1)}, \quad (34)$$

Решение системы (27) в замкнутом виде получено в наших работах [9,11]. В зависимости от знака коэффициента $\gamma = k_t'\left(E - A\right)$ при определении параметров, описывающих напряженно-деформированное состояние составного сечения может быть рассмотрено три случая:

случай 1: $\gamma = k_t'\left(E - A\right) > 0$;

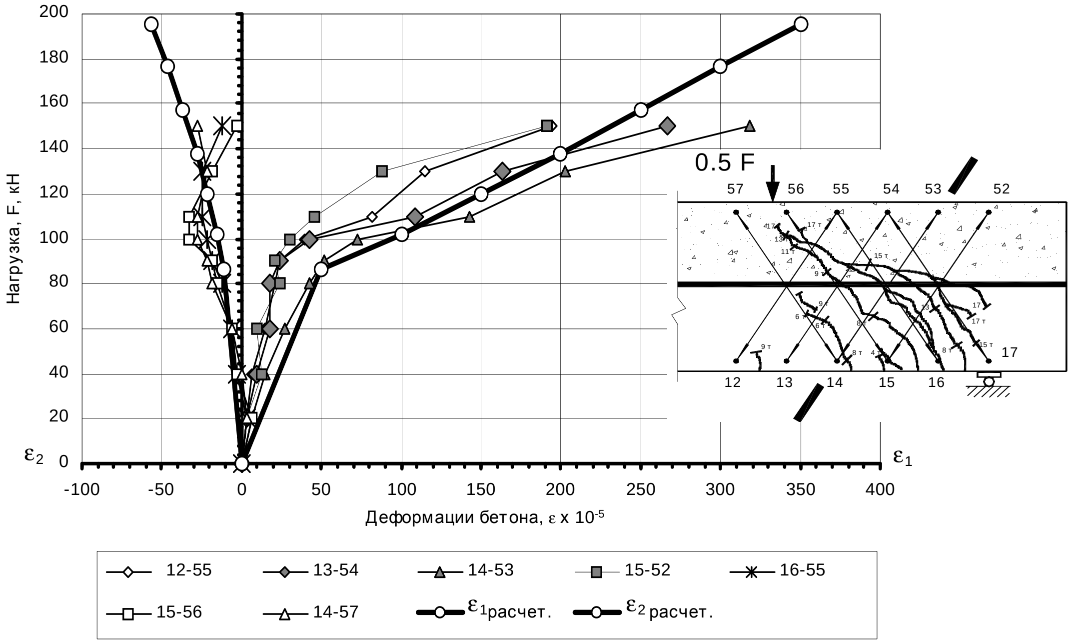

Рис. 4. Сравнение опытных и расчетных средних значений главных деформаций для балки SE7-2.

Таблица. Сравнение опытных и расчетных значений предельных нагрузок для сборно-монолитных балок

Источник	Обозначение группы	Предельная нагрузка $P_u = 2V_{sd,u}$, кН			$P_{u,exp}/P_{u,calc}$	
		Опытная, $P_{u,exp}$	Расчетная $P_{u,calc}$			
			по предл. методике	по ферм. аналогии [1,2]	п.(3)/п.(4)	п.(3)/п.(5)
1	2	3	4	5	6	7
[12]	G	275.0	191.56	147.20	1.44	1.87
	A	275.0	197.80	154.70	1.39	1.78
	I	237.4	198.70	167.20	1.19	1.42
	E	224.3	203.70	218.70	1.10	1.03
[12]	G	160.0	182.8	137.25	0.88	1.17
		80.0	63.20	109.20	1.27	0.73
	A	300.0	251.10	169.4	1.94	1.77
		140.0	148.70	128.4	0.94	1.09
	I	200.0	183.20	155.94	1.09	1.28
		178.0	176.8	118.37	1.01	1.50
	E	300	158.3	214.28	1.90	1.40
		180	176.80	147.54	1.02	1.22
среднее					1.26	1.35

$$\tau_j(x)=c_1\cdot exp\left(\sqrt{\gamma}\cdot x\right)+c_2\, exp\left(-\sqrt{\gamma}\cdot x\right)+\frac{G-F}{A-E}, \quad (35)$$

$$\varepsilon^{(x)}_{0(1)}=\frac{A\cdot C_1}{\sqrt{\gamma}}exp\left(\sqrt{\gamma}\cdot x\right)+\frac{A\cdot C_2}{\sqrt{\gamma}}exp\left(-\sqrt{\gamma}\cdot x\right)+\left[A\frac{(G-F)}{(A-E)}\right]\cdot x+C_3, \quad (36)$$

$$\varepsilon^{(x)}_{0(2)}=\frac{E\cdot C_1}{\sqrt{\gamma}}exp\left(\sqrt{\gamma}\cdot x\right)+\frac{E\cdot C_2}{\sqrt{\gamma}}exp\left(-\sqrt{\gamma}\cdot x\right)+\left[E\frac{(G-F)}{(A-E)}\right]\cdot x+C_4, \quad (37)$$

$$\chi(x)=\frac{D\cdot C_1}{\sqrt{\gamma}}exp\left(\sqrt{\gamma}\cdot x\right)+\frac{D\cdot C_2}{\sqrt{\gamma}}exp\left(-\sqrt{\gamma}\cdot x\right)+\left[D\frac{(G-F)}{(A-E)}\right]\cdot x+C_5, \quad (38)$$

случай 2: $\gamma=k_t^{'}(E-A)<0$;

$$\tau_j(x)=c_1\cdot cos\left(\sqrt{\gamma}\cdot x\right)+c_2\, sin\left(-\sqrt{\gamma}\cdot x\right)+\frac{G-F}{A-E}, \quad (39)$$

$$\varepsilon^{(x)}_{0(1)}=\frac{A\cdot C_1}{\sqrt{\gamma}}sin\left(\sqrt{\gamma}\cdot x\right)+\frac{A\cdot C_2}{\sqrt{\gamma}}cos\left(-\sqrt{\gamma}\cdot x\right)+\left[A\frac{(G-F)}{(A-E)}+F\right]\cdot x+C_3, \quad (40)$$

$$\varepsilon_{0(2)}^{(x)}=\frac{E\cdot C_1}{\sqrt{\gamma}}sin\left(\sqrt{\gamma}\cdot x\right)+\frac{E\cdot C_2}{\sqrt{\gamma}}cos\left(-\sqrt{\gamma}\cdot x\right)+ +\left[E\frac{(G-F)}{(A-E)}+G\right]\cdot x+C_4 , \quad (41)$$

$$\chi(x)=\frac{D\cdot C_1}{\sqrt{\gamma}}sin\left(\sqrt{\gamma}\cdot x\right)-\frac{D\cdot C_2}{\sqrt{\gamma}}cos\left(-\sqrt{\gamma}\cdot x\right)+ +\left[D\frac{(G-F)}{(A-E)}+H\right]\cdot x+C_5 , \quad (42)$$

случай 3: $\gamma=k_t^{'}(E-A)=0$;

$$\tau_j(x)=k_t^{'}(G-F)\frac{x^2}{2}+C_1\cdot x+C_2, \quad (43)$$

$$\varepsilon_{0(1)}^{(x)}=A\cdot k_t^{'}\cdot(G-F)\frac{x^3}{6}+AC_1\cdot\frac{x^2}{2}+ +(AC_2+F)\cdot x+C_3 , \quad (44)$$

$$\varepsilon_{0(2)}^{(x)}=E\cdot k_t^{'}\cdot(G-F)\frac{x^3}{6}+EC_1\cdot\frac{x^2}{2}+ +(EC_2+G)\cdot x+C_4 , \quad (45)$$

$$\chi(x)=D\cdot k_t^{'}\cdot(G-F)\frac{x^3}{6}+DC_1\cdot\frac{x^2}{2}+ +(DC_2+H)\cdot x+C_5 , \quad (46)$$

Постоянные интегрирования $C_1..C_5$ определяют из граничных условий для соответствующего распределения внутренних усилий и условий опирания рассчитываемой конструкции.

Следует отметь, что система дифференциальных уравнений (27) при компьютерной реализации может быть решена шаговым методом в сочетании с методом конечных разностей, как это было предложено в работе [8]. Разбивая длину стержня на «m» частей длиной Δx $(\Delta x \cong S)$ значения неизвестных величин в точке j длины стержня могут быть представлены в виде:

$$\varphi_{l,j+1}=\varphi_{l,j}+\Delta x\left(\frac{d\varphi_{l,j}}{dx}\right), \quad (47)$$

где $\varphi_{l,j}=\left(\chi,\varepsilon_{0(1)},\varepsilon_{0(2)},\tau_j\right)$, $l=1...2n+2$;

После преобразований задача сводится к решению обыкновенных линейных уравнений [8].

Алгоритм решения задачи и сравнение результатов расчета с опытными данными

Укрупненный алгоритм решения задачи по расчету параметров напряженно-деформированного состояния сборно-монолитной конструкции при действии изгибающего момента и перерезывающей силы может быть представлен следующим образом:

1. Анализируемую балку разбивают по длине на «m» участков размером S и по высоте сечения на «n» участков размером Δh;
2. Из решения системы уравнений (27) с использованием итерационных процедур согласно [10, 11] рассчитывают продольные деформации в сечении выделенных элементов с учетом неупругой работы стыкового соединения и нелинейной работы материалов сечения;
3. По установленным продольным деформациям с использованием диаграмм деформирования «$\sigma-\varepsilon$» согласно [1] определяют продольные напряжения σ_{xi}, действующие в пределах элементарных площадок по высоте сечения и вычисляют равнодействующие продольных усилий C_i по формуле (13);
4. Рассчитывают по ф. (17) величину касательных напряжений ν_k, действующих в выделенной элементарной полосе «к»;
5. Для выделенного «k» - го элемента принимают начальное значение главных растягивающих деформаций ε_1 и используя диаграмму деформирования «$\sigma_1-\varepsilon_1$» в виде (7) определяют величину главных растягивающих напряжений;
6. По формулам (21) и (22) определяют угол наклона диагональных трещин θ_k для рассматриваемого элемента;
7. По формулам (18) и (19) рассчитывают величину главных сжимающих напряжений и соответствующих деформаций ε_2.
8. По формулам (20а) и (20б) рассчитывают деформации в поперечной арматуре ε_v и продольные деформации $\varepsilon_x^{'}$.
9. Сравнивают значения ε_x, полученные по ф. (20б) со значениями продольных деформаций ε_x, полученными из нелинейного расчета по п. 2. Если $\varepsilon_x^{'}\neq\varepsilon_x$ возвращаются к п. 5. и изменяют значение ε_1.
10. Расчет по п. 4..9 повторяют для всех выделенных элементарных полос в анализируемой зоне конструкции.
11. Проверяют общие условия равновесия.

В качестве критериев, определяющих наступление предельного состояния конструкции установлены: 1) деформации наиболее сжатой грани сечения или наиболее растянутого ряда продольной арматуры достигают предельных значений согласно [1]; 2) деформации поперечной арматуры ε_v определенные по ф. (20б) достигают предельных значений согласно [1]; 3) главные сжимающие напряжения достигают предельных значений. Предельное состояние считается достигнутым и тогда, когда для любой из выделенных элементарных полос не выполняются условия равновесия даже в том случае, если общие условия равновесия удовлетворены. Кроме того, в процессе расчета проверяется условие прочности для стыкового соединения согласно [1].

С использованием представленного алгоритма был выполнен расчет 12 сборно-монолитных балок, методика и результаты испытаний которых описаны в работе [12]. На рис. 4 показаны графики, описывающие изменение в процессе нагружения опытных и расчетных значений главных деформаций ε_1 и ε_2, а в таблице сопоставлены значения опытных и расчетных предельных нагрузок.

Как видно из представленного сравнения предложенный метод позволяет с достаточной степенью точности оценить не только предельные усилия, воспринимаемые сборно-монолитной балкой, но и параметры напряженно-деформированного состояния при совместном действии изгибающего момента и перерезывающей силы.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. СНБ 5.03.01 «Бетонные и железобетонные конструкции» - Мн.: Стройтехнорм, 2003 г. – 139 с.
2. EN 1992-2-1, Eurocode 2 «Design of concrete structures. Part 1: General Rules and Rules for Building». - Commition of European Communities, Dec 1991. p.253.
3. MacGregor J.G., Gergely P. Suggested Revision to ACI Building Code Clauses Dealing with Shear in Beams. – ACU. v. 74, №10, Oct. 1977, p.p. 493-500.
4. Collins M.P., Mitchell D., Adebar P., Vecchio F.J. General Shear Design Method. - ACI Struct. Journal. v 93, №1, Jan-Febr. 1996 – p.p. 36-45.
5. Тур В.В., Кондратчик А. А. Расчет железобетонных конструкций при действии перерезывающих сил. – Брест: изд. БГТУ, 2000 - 400 с.

6. Проектирование и изготовление сборно-монолитных конструкций, под ред. проф. А. Б. Голышева – Кiев, Будiвельнiк, 1987, - 220 с.
7. Рабинович Р.Н., Орлов Г.Г. Расчет двухслойных балок с упругопластическими составляющими стержнями / Строительная механика и расчет сооружений, №1, 1988 – с. 24-26.
8. Ржаницын А.Р., Захаров В.М. Расчет составных стержней из неупругого материала с неупругими связями сдвига. – Строительная механика и расчет сооружений, №1, 1974 – с. 16-18.
9. Тур В.В., Шалобыта Т.П. Применение деформационной модели для расчета изгибаемых сборно-монолитных конструкций с учетом нелинейной работы связей сдвига / Вестник БГТУ. Строительство и архитектура; №1 (7), 2001 – с. 88-90.
10. Тур В.В., Рак Н.А. Прочностные и деформационные характеристики бетона в расчетах железобетонных конструкций. – Брест: изд. БГТУ, 2003 – 230 с.
11. Шалобыта Т.П. Прочность и деформативность стыковых соединений сборно-монолитных конструкций с монолитной частью из напрягающего бетона.– Дисс. канд. техн. наук. спец. 05.23.01.— БГПА, Минск, 2000.— С. 175.
12. Кондратчик Н.И. Прочность приопорной зоны сборно-монолитных самонапряжённых железобетонных конструкций. – Дисс. канд. техн. наук. Спец. 05.23.01.-БГТУ, Брест, 2001. – 180 с.

УДК 624.012.4

Тур В.В., Кондратчик А.А.

ТРЕБОВАНИЯ ПО НОРМИРОВАНИЮ ТОЛЩИНЫ ЗАЩИТНОГО СЛОЯ БЕТОНА, ПРИНЯТЫЕ В СНБ 5.03.01–02 «БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ»

Несмотря на то, что на протяжении целого ряда лет разрабатываются теоретические предложения по оценке и прогнозированию долговечности строительных объектов, инженерные методы расчета их ресурса отсутствуют практически во всех нормативных документах по проектированию железобетонных конструкций. В соответствии с п. 5.6.1 норм СНБ 5.03.01 [5] концепция долговечности при проектировании бетонных и железобетонных конструкций реализуется через выполнение расчетных условий метода предельных состояний, а также конструктивных требований, установленных в зависимости от условий, в которых эксплуатируется конструкция.

Следует отметить, что нормирование расчетных и конструктивных требований в зависимости от условий эксплуатации конструкций является одним из новых подходов, принятых в СНБ 5.03.01 [5].

Нормирование толщины защитного слоя бетона относится к разряду конструктивных требований, при выполнении которых обеспечивается как долговечность, так и эксплуатационная надежность железобетонной конструкции.

1. Краткая историческая справка

Возникновение сложного композитного материала – железобетона в 1850–1870 гг. открыло новое направление в строительстве. Однако, эйфория, вызванная применением нового «искусственного» камня быстро сменилась осознанием необходимости его глубокого исследования. Этому способствовали аварии, произошедшие во Франции (1990 г. – железобетонный мостик, построенный для Всемирной Парижской Выставки), Швейцарии (авария в г. Базель – производитель работ Генебик), Швеции (авария и повреждения мостов, гидротехнических сооружений) [1]. Первые обследования железобетонных конструкций, выполненные такими известными учеными как Риттер, Шюле, Перкун и др., показали, наличие трещин в эксплуатирующихся конструкциях и коррозионные повреждения арматуры [1].

Как отмечается в монографии [1], относящейся к 1927 году издания, среди причин, приведших конструкции к такому состоянию, установлено *«…вредное влияние окружающей среды»*. Рекомендации, разработанные в начале XX столетия и изложенные в доступной для читателя форме, гласили: *«…арматура нигде не должна выступать наружу; положение арматуры должно быть под слоем бетона толщиной 15..20 мм (при неблагоприятных условиях – 35 мм), что необходимо для обеспечения связи между железом и бетоном, а также из-за ограничения опасности ржавления и безопасности конструкции в пожарном отношении»*. Опубликованные в 1916 году результаты исследований немецких инженеров гласили: *«…толщина защитного слоя бетона у мостовых конструкций должна быть 35 мм, а у фундаментов – 60..100 мм»* [2].

Таким образом, уже на ранних этапах развития железобетона были сформулированы следующие базовые требования, исходя из которых должна назначаться толщина защитного слоя бетона:

- обеспечение совместной работы стальной арматуры с окружающим бетоном (сцепление, анкеровка, передача напряжений и т.д.);
- защита арматуры от коррозии вследствие неблагоприятного воздействия окружающей среды;
- технологичность изготовления конструкций, а главным образом обеспечение качественной укладки бетонной смеси;
- обеспечение требуемого предела огнестойкости.

Эти базовые требования сохраняют свою актуальность до настоящего времени. Необходимо отметить, что нормируемые значения толщины защитного слоя бетона претерпевали изменения в разные годы (см. таблицу 1), приводя в некоторых случаях у необоснованному снижению величины этого важного показателя.

Из анализа таблицы 1 следует, что наиболее детальные требования к назначению толщины защитного слоя бетона содержали нормы СНиП II–В.1–62. К этим требованиям приближаются величины толщины защитного слоя, установленные СНБ 5.03.01 [5]. При этом достаточно сложно объяснить упрощения и послабления требований, принятые в СНиП II–21–75 и перенесенные затем в СНиП 2.03.01–84* [6].

Следует обратить внимание и еще на одно важное, на наш взгляд, обстоятельство. В нормах [6] не оговорено, какая величина является нормируемой: ***минимально*** допустимая толщина или ***номинальная*** толщина защитного слоя. Вместе с тем, ГОСТ 13015 [14] устанавливает предельно допустимые отклонения толщины защитного слоя от ***номинального*** размера (см. таблицу 2), указываемого в рабочих чертежах конструкций и изделий.

Как видно из таблицы 2, для конструкций, у которых номинальная толщина защитного слоя C_{nom} находится в преде-

Кондратчик Александр Аркадьевич, *к.т.н., профессор каф. строительных конструкций Брестского государственного технического университета.*
Беларусь, БГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.