

Ниже предлагается упрощенный метод расчета прочности наклонных сечений с учетом податливости связей сдвига, пригодный для использования в практических расчетах.

Расчет выполняют в следующем порядке.

В соответствии с методикой определения положения критических наклонных трещин, подробно описанной в нашей работе [6], определяют положение критических наклонных трещин – крайней опорной и крайней пролетной (см. рисунок 1) и вычисляют величину расчетного участка сдвига l_{sd} :

$$l_{sd} = l_1 - l_2 - \cot \theta_{sp} \cdot (h_m - x_{p(sp)}) - \cot \theta_{sup} \cdot (h_p - x_{p(sup)}), \quad (1)$$

Затем, рассматривая приопорный блок, выделенный двумя критическими наклонными трещинами (рис. 1), определяют величину сдвигающего усилия в стыке F_{sd} на участке сдвига l_{sd} , воспользовавшись зависимостью:

$$F_{sd} = F_{st, sup} + F_{cc}, \quad (2)$$

Следующим шагом расчета внутренних усилий с учетом податливости стыкового соединения является определение средних сдвигающих напряжений τ_{sd} , действующих на участке сдвига l_{sd} по зависимости:

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{b_j \cdot l_{sd}}, \quad (3)$$

где l_{sd} – длина участка сдвига (рис. 1);

F_{sd} – сдвигающее усилие в стыке, определяемое с учетом податливости стыкового соединения;

b_j – расчетная ширина поверхности сдвига.

В соответствии с принятой диаграммой деформирования стыкового соединения (рис. 2) и установленным значением сдвигающих напряжений определяют средние абсолютные деформации сдвига δ (мм) монолитной части относительно сборной на рассматриваемом участке сдвига l_{sd} (рис. 1).

Тогда относительная деформация сдвига на уровне стыка $\Delta \epsilon_j$ может быть рассчитана по формуле:

$$\Delta \epsilon_j = \frac{\delta}{l_{sd}}. \quad (4)$$

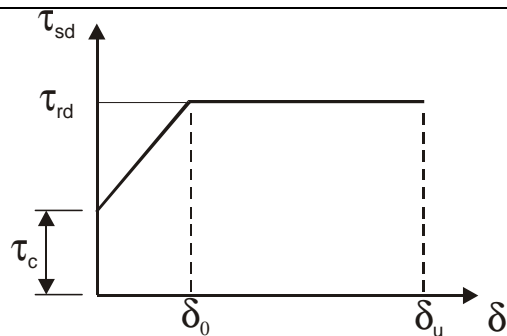


Рис. 2. Диаграмма деформирования $\tau_{sd} - \delta$.

При установленном значении $\Delta \epsilon_j$ следует выполнить перерасчет напряженно-деформированного состояния нормального сечения (рис. 3), проходящего через вершину крайней пролетной наклонной трещины в пролете по условиям равновесия, откорректированным с учетом деформации сдвига $\Delta \epsilon_j$ в соответствии с алгоритмом представленном на рис. 4.

В результате перерасчета напряженно-деформированного состояния нормального сечения, проходящего через вершину наклонной трещины с учетом предполагаемого сдвига частей сечения друг относительно друга на некоторую величину $\Delta \epsilon$, параметры сжатой зоны бетона над вершиной наклонной пролетной трещины приобретут новые значения. Соответственно изменится и значение сдвигающего усилия F_{sd} в стыковом соединении.

На новой итерации определяют величину сдвигающих напряжений в стыковом соединении τ_{sd} , и далее по диаграмме деформирования $\tau_{sd} - \delta$ соответствующее им значение относительной деформации $\Delta \epsilon_j$.

Значения $\Delta \epsilon_j$, полученные на предыдущей и последующей итерациях, сравнивают. Отличие между полученными величинами деформаций не должно превышать принятую невязку.

В случае, если это условие не выполняется, производят новую итерацию.

В итоге, установив окончательное значение $\Delta \epsilon_j$ при данном уровне нагружения, сравнивают значение равнодействующей в

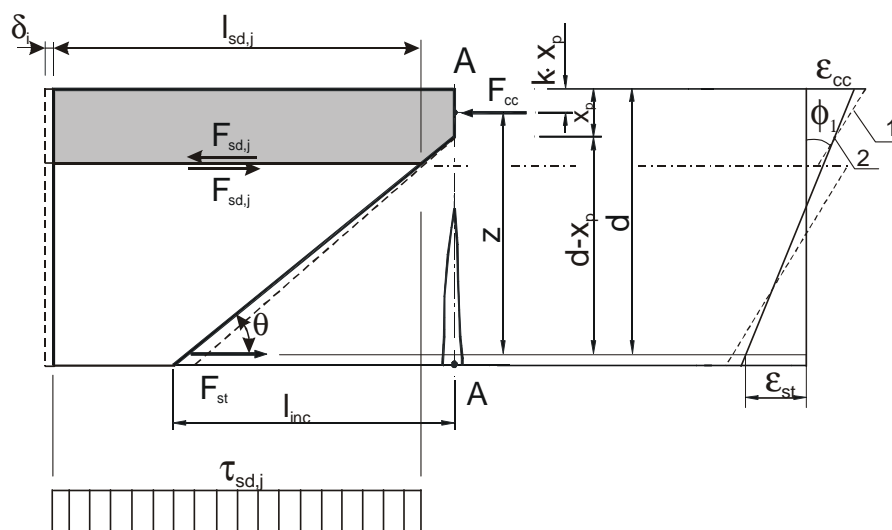


Рис. 3. К расчету прочности наклонных сечений с учетом податливости стыкового соединения

- 1 - эпюра деформаций нормального сечения с абсолютно жестким стыком;
- 2 - эпюра деформаций нормального сечения с податливостью в стыковом соединении.

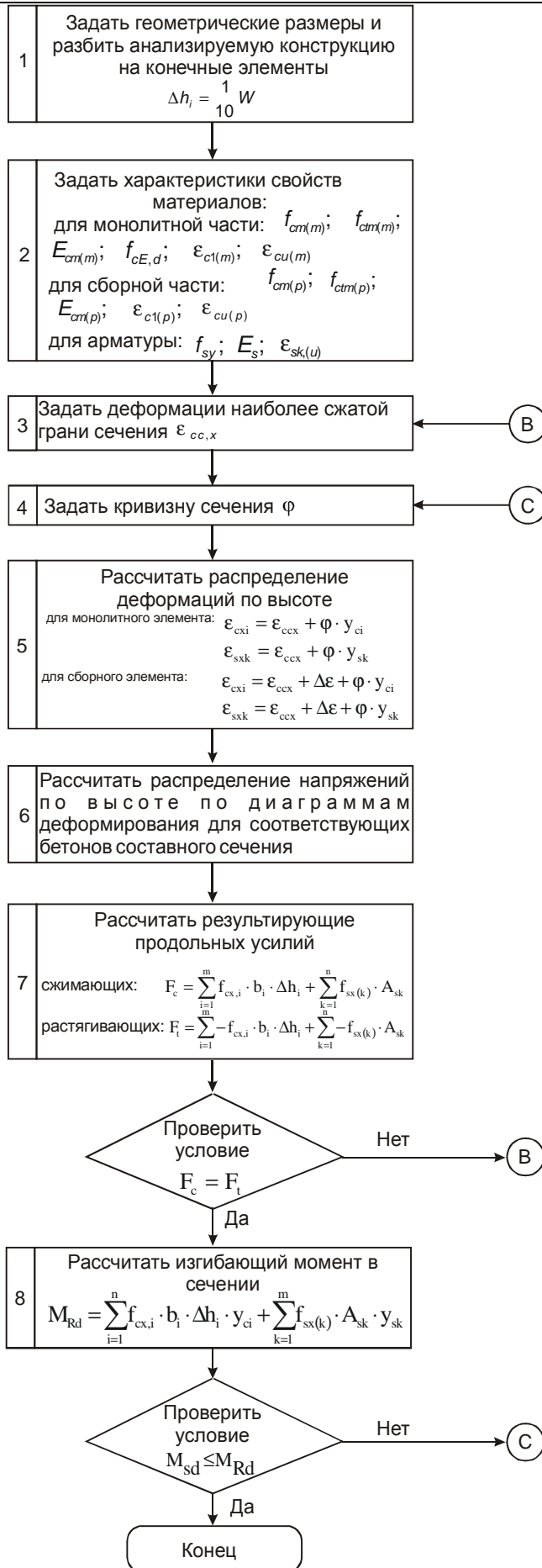


Рис. 4. Алгоритм расчета нормального сечения составного изгибаемого элемента с учетом податливости стыкового соединения.

Таблица 1. Сравнение опытных и расчетных значений предельных нагрузок для сборно-монолитных балок

Обозначение балок	Процент поперечного армирования, ρ_w	Предельная нагрузка, кН					п.3 п.4	п.3 п.5	п.3 п.6
		Опытная	Среднее по серии	Расчетная					
				Метод ферменной аналогии* [1]	Модель наклонных сечений по пособию [8]	Предлагаемый метод расчета			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Б-I-1	0,11	160	173.3	50	304	135	3,47	0,57	1,28
Б-I-2		180							
Б-I-3		180							
Б-II-1	0,21	240	226.6	98	412	210	2,31	0,55	1,08
Б-II-2		240							
Б-II-3		200							
Б-III-1	0,35	280	270	160	485	273	1,69	0,56	0,99
Б-III-2		280							
Б-III-3		250							

Примечание: * - метод ферменной аналогии реализован для приведенного сечения

сжатой зоне над вершиной наклонной трещины F_{cc} , полученное на последней итерации и значение F_{cc} – из расчета положения критической наклонной трещины. В случае значительного отличия последних производят перерасчет положения наклонной трещины исходя из нового значения равнодействующей F_{cc} в сжатой зоне над вершиной наклонной трещины.

Дальнейший расчет прочности наклонных сечений предлагается производить в соответствии с положениями модифицированной теории сжатия с учетом угла наклона трещины θ и относительной продольной деформации ϵ_x .

С использованием сформулированных предложений был выполнен расчет сборно-монолитных неразрезных балок с монолитной частью из напрягающего бетона. Конструкция и результаты испытаний опытных балок подробно представлены в работе [7].

Результаты расчета, выполненного в соответствии с предложенными положениями, были сопоставлены с результатами расчета по различным методикам (таблица 1).

Как видно из представленного сравнения, предложенная методика определения прочности наклонных сечений с учетом податливости стыкового соединения в сборно-монолитных элементах дает хорошее совпадение с опытными данными.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. EN 1992-2-1, Eurocode 2 «Design of concrete structures. Part 1: General Rules and Rules for Building». - Commission of European Communities, Dec 1991. p.253.

2. DIN 1045-1 (Entwurf) Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 1: Bemessung und Konstruktion/ [1]/S. 513-614.
 3. СНБ 5.03.01. Бетонные и железобетонные конструкции - Мн.: Стройтехнорм, 2003 г. – 139 с.
 4. ACI (American Concrete Institute) (1995): "ACI Building Code Requirements for Reinforced Concrete". ACI 318-95 and Commentary (318-95R), American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 369 PP.
 5. CSA (Canadian Standards Association) (1994):" Design of Concrete Structures." CSA A23.3-94, Dec. 1994, 200 pp.
 6. Тур В.В., Щербач А.В. К определению угла наклона диагональных трещин при расчете прочности железобетонных сборно-монолитных элементов на совместное действие изгибающих моментов и поперечных сил// Приложение к Вестнику БГТУ. Строительство и архитектура (Материалы XI Международного научно-методического межвузовского семинара "Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь"). Часть 1. – Брест, 2004. – с. 179-184.
 7. Щербач А.В. Экспериментальное определение прочности наклонных сечений самонапряженных сборно-монолитных балок со знакопеременной эпюрой изгибающих моментов// Вестник БГТУ. – 2003. - №1: Строительство и архитектура. – с. 160 – 164.
 8. Пособие по проектированию сборно-монолитных конструкций. Госстрой СССР.— М.: Стройиздат, 1989. – 73 с.

УДК 624.012.46

Драган А.В.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ АНКЕРУЮЩЕЙ СПОСОБНОСТИ НЕНАПРЯГАЕМОЙ АРМАТУРЫ СЕРПОВИДНОГО ПРОФИЛЯ ПРИ СТАТИЧЕСКОМ НАГРУЖЕНИИ

Введение

Решающим фактором, обеспечивающим совместную работу бетона и арматуры в конструкции и позволяющим рассматривать железобетон как конструкционный материал, является надежное сцепление арматуры с бетоном. Сцепление обуславливает перераспределение усилий между арматурой и бетоном на всем интервале нагружения конструкции вплоть до разрушения.

яется надежное сцепление арматуры с бетоном. Сцепление обуславливает перераспределение усилий между арматурой и бетоном на всем интервале нагружения конструкции вплоть до разрушения.

Драган Алексей Вячеславович, аспирант кафедры технологии бетона и строительных материалов Брестского государственного технического университета.
 Беларусь, БГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.