

**РАСЧЕТ НЕСУЩИХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ
ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ МОСТОВ ПО ПРОЧНОСТИ
СЕЧЕНИЙ, НОРМАЛЬНЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ
ЭЛЕМЕНТОВ, ПО ДЕФОРМАЦИОННОЙ МОДЕЛИ**

Пастушков В.Г., канд. техн. наук, доцент

Белорусский национальный технический университет

(г. Минск, Республика Беларусь)

В новых нормативных документах [1, 2] при расчетах строительных конструкций по предельным состояниям введены нормативные понятия – «диаграммы состояния» материалов, которых ранее не было.

Анализ показывает, что их необходимо распространить и на проектирование несущих конструкций мостовых сооружений.

При расчете железобетонных конструкций в качестве нормативной диаграммы деформирования бетона принято рассматривать идеализированную диаграмму с нисходящей ветвью, для которой значения напряжений в пиковой точке принимаются равными нормативному сопротивлению бетона соответствующего класса по прочности при осевом сжатии (рис. 1). Параметрические точки диаграммы деформирования (ε_{c2} , ε_{cu}) определяют либо из полностью равновесных диаграмм деформирования (ПРДД), получаемых при помощи специальных испытательных машин со следящей системой и быстродействующей обратной связью, либо по расчетным зависимостям как функцию от нормативного сопротивления бетона.

В новых нормах Беларуси СНБ 5.03.01-02 [1] для бетона представлены два варианта диаграмм – параболически – линейная и упрощенная билинейная (рис. 2), для арматуры – диаграммы приняты в соответствии с рис. 3.

В нормах РФ [2] для бетона введено два варианта диаграмм – двухлинейная и трехлинейная. Трехлинейная диаграмма более близка к реальной диаграмме сжатия бетона. Расчет прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента, ведется по нелинейной деформационной модели. Эпюра напряжений при двухлинейной диаграмме состоит из двух фигур – прямоугольника в верхней части

и треугольника у нейтральной оси, а при трехлинейной состоит из трех фигур – прямоугольника, трапеции и треугольника (рис. 4).

Введены также показатели предельной сжимаемости бетона. Кроме значения ε_{c1} , соответствующего вершине реальной диаграммы сжатия, введено еще и значение ε_{cu} , соответствующее разрушению материала и расположенное на нисходящей ветви реальной диаграммы, а также ε_{c1} , соответствующее условному окончанию упругой работы бетона.

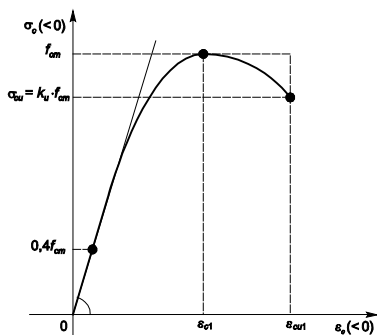


Рис. 1. Диаграмма деформирования (состояния) бетона при осевом кратковременном сжатии

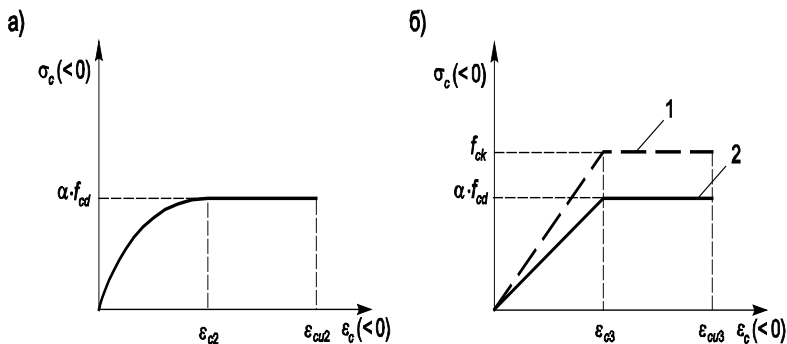


Рис. 2. Диаграммы деформирования бетона при сжатии, применяемые при расчете прочности сечений железобетонных конструкций:

- а — параболически-линейная; б — упрощённая билинейная
- 1 — нормативная диаграмма; 2 — расчетная диаграмма

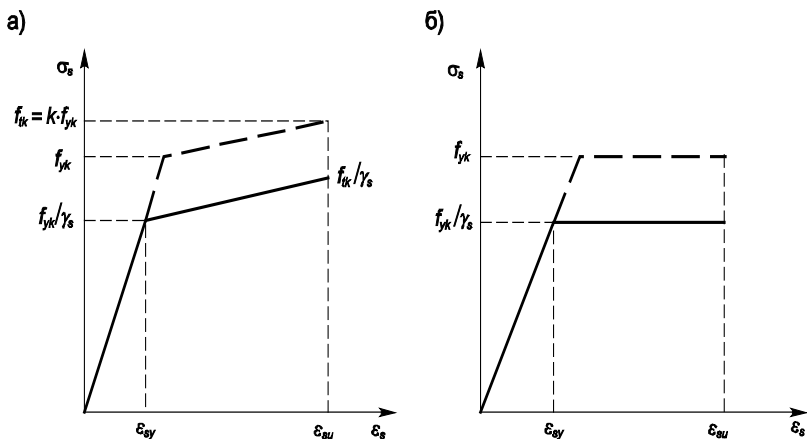


Рис. 3. Зависимость « σ_s — ϵ_s »:

- а — для напрягаемой стержневой арматуры класса S500;
 б — для ненапрягаемой арматуры классов S240, S400 и проволочной арматуры класса S500

f_{tk} — нормативное значение временного сопротивления;

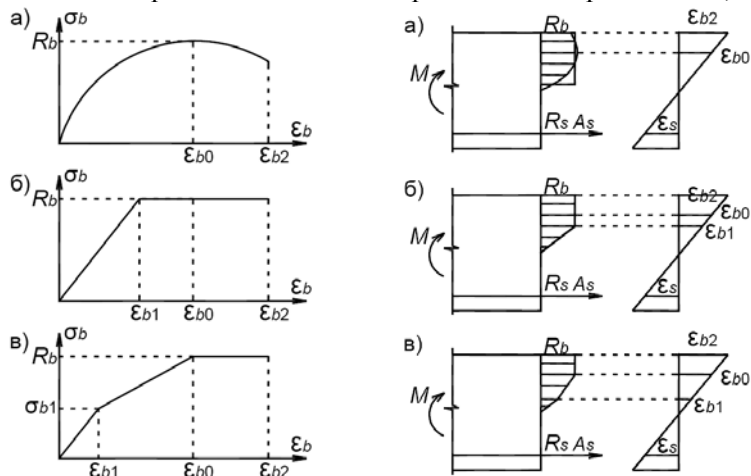


Рис. 4. Диаграммы деформирования бетона при сжатии и эпюры напряжений и деформаций, применяемые при расчете прочности сечений железобетонных конструкций:
 а — реальная, б — двухлинейная, в — трехлинейная

С помощью нормативных диаграмм деформирования, используя компьютерные программы, можно определить напряженно-

деформированное состояние нормального сечения на любой стадии работы конструкции.

В общем случае расчета напряженно-деформированного состояния железобетонных составных сборно-монолитных конструкций по деформационной расчетной модели действуют следующие допущения:

- напряжения и деформации бетонов монолитной и сборной частей сечения находятся в зависимости, принимаемой по соответствующим диаграммам деформирования « σ_c – ϵ_c » (рис. 2);

- напряжения и деформации арматуры находятся в зависимости, принимаемой по соответствующим диаграммам деформирования « σ_s – ϵ_s » (рис. 3);

- для средних продольных деформаций бетона и арматуры (при принятой предпосылке о неразрывности в передаче продольных усилий в пределах составного сечения) справедлива гипотеза плоского сечения;

- критерии исчерпания прочности сечения, нормального к продольной оси элемента, следует принимать в соответствии с указаниями 7 СНБ 5.03.01, а значения предельных деформаций бетона и арматуры по 7.1.1.5 и 7.1.1.6 СНБ 5.03.01.

Для общего случая расчета должно соблюдаться условие равновесия в матричной форме:

$$\begin{Bmatrix} N_{Sd,z} \\ M_{Sd,x} \\ M_{Sd,y} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} R_{1,1} & R_{1,2} & R_{1,3} \\ R_{2,1} & R_{2,2} & R_{2,3} \\ R_{3,1} & R_{3,2} & R_{3,3} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \epsilon_z \\ k_x \\ k_y \end{Bmatrix}, \quad (1)$$

$$\text{или } \{F\} = [R(\{F\},S)] \times \{U(\{F\},S)\},$$

где $\{F\} = \{N_{Sd,z}, M_{Sd,x}, M_{Sd,y}\}^T$ – вектор-столбец внутренних усилий, вызванных внешними воздействиями, действующих по направлению соответствующих осей в сечении, нормальном к продольной оси элемента;

$\{U(\{F\},S)\} = \{\epsilon_z, k_x, k_y\}^T$ – вектор-столбец относительных деформаций, являющихся функцией внутренних усилий $\{F\}$ и геометрических параметров сечения S ;

ε_z – продольная относительная деформация на уровне выбранной продольной оси z ;

k_x, k_y – изменения кривизн в плоскостях, совпадающих с осями x и y .

$[R\{F\}, S]$ – матрица мгновенных жесткостей для составного сечения, элементы которой рекомендуется определять по формулам:

$$\begin{cases} R_{1,1} = \sum_n E'_{cm,1} \cdot A_{cn} + \sum_n E'_{cm,2} \cdot A_{cm} + \sum_n E'_s \cdot A_{sk} \\ R_{1,2} = R_{2,1} = -\sum_n E'_{cm,1} \cdot A_{cn} \cdot x_n - \sum_n E'_{cm,2} \cdot A_{cm} \cdot x_m - \sum_n E'_s \cdot A_{sk} \cdot x_k \\ R_{1,3} = R_{3,1} = -\sum_n E'_{cm,1} \cdot A_{cn} \cdot y_n - \sum_n E'_{cm,2} \cdot A_{cm} \cdot y_m - \sum_n E'_s \cdot A_{sk} \cdot y_k \\ R_{2,3} = R_{3,2} = \sum_n E'_{cm,1} \cdot A_{cn} \cdot x_n \cdot y_n + \sum_n E'_{cm,2} \cdot A_{cm} \cdot x_m \cdot y_m + \sum_n E'_s \cdot A_{sk} \cdot x_k \cdot y_k \\ R_{3,3} = \sum_n E'_{cm,1} \cdot A_{cn} \cdot y_n^2 + \sum_n E'_{cm,2} \cdot A_{cm} \cdot y_m^2 + \sum_n E'_s \cdot A_{sk} \cdot y_k^2 \end{cases}, \quad (2)$$

где $E'_{cm,1}, E'_{cm,2}, E'_s$ – текущие значения модулей упругости соответственно для сборного и монолитного бетонов и арматуры, определяемые из диаграмм деформирования в зависимости от уровня нагружения;

A_{cn}, A_{cm} – площадь бетона элементарных площадок соответственно сборной и монолитной частей сечения (геометрия и число элементарных площадок определяются конкретной проектной ситуацией);

Для случая расчета изгибаемых элементов (при $N_z = 0$):

$$\begin{Bmatrix} 0 \\ M_{Sd,x(y)} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} R_{1,1} & R_{1,3} \\ R_{3,1} & R_{3,3} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_z \\ k_{x(y)} \end{Bmatrix}. \quad (3)$$

С течением времени диаграмма деформирования бетона трансформируется в зависимости от длительности действующих усилий и воздействий окружающей среды.

Введено понятие «базовой опорной кривой» и «временного сопротивления» бетона, за критерий исчерпания которого в условиях произвольно возрастающей нагрузки принято пересечение, фактической кривой деформирования бетона с ниспадающей ветвью опорной кривой (рис. 5).

На зависимость " $\sigma_b - \varepsilon_b$ " влияют очень многие факторы: ползучесть бетона, скорость нагружения, градиенты напряжений и деформаций, история загрузки и т.п. Поэтому необходимо из

базовой кривой получать трансформированные диаграммы, учитывающие различные факторы. В расчете элементов надо знать или задавать режим и историю нагружения, по которым определять активные деформации $\varepsilon_b(t)$ на заданном уровне σ_b и, сравнивая их с критическими ε_{bu} , можно судить о работе бетона.

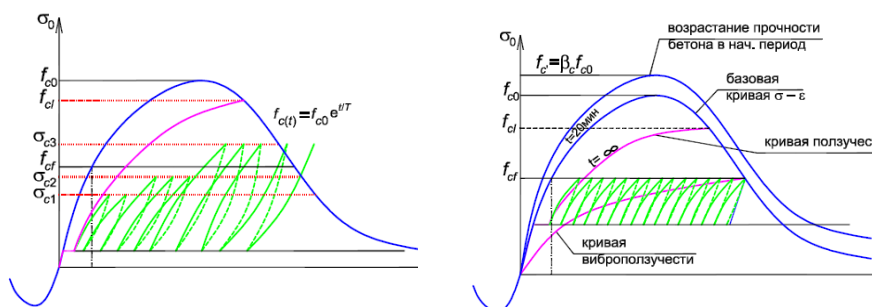


Рис. 5. Опорные диаграммы « σ_c – ε_c » и их характеристики

Развитие деформаций ползучести на выдержке приводит к увеличению полных деформаций и отражают процесс деструкции материала, вплоть до его возможного раздробления при $\varepsilon_b(t) \gg \varepsilon_{bu}$. Итерационным расчетом при монотонно возрастающей нагрузке определяется прочность конструкции при нормативных значениях характеристик материалов и внешних воздействий, а затем прочность уменьшается при использовании глобального коэффициента безопасности.

Деформационная модель может быть использована для решения двумерной задачи для поперечного сечения железобетонных, сталежелезобетонных, стальных, сборно-монолитных, композитных и других конструкций.

Из имеющихся в настоящее время компьютерных программ, реализующих деформационную модель, следует отметить:

BETA (www.psu.by); *XTRACT* (www.imbsen.com.); *ETAP-D* (dortransproekt.pilorama.ru); *FPLASTIC* (helpstud.narod.ru).

Использование деформационной модели в расчетах поперечных сечений стержневых конструкций позволяет сократить сроки и

трудоемкость проектирования, снизить материалоемкость, повысить надежность и безопасность мостовых конструкций.

Литература

1. Мосты и трубы: СНиП 2.05.03-84*. – М.: ЦИТП, 1985. – 200 с.
2. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02. – Минск : Стройтехнорм, 2002. – 274 с.
3. Конструкции бетонные и железобетонные. Нормы проектирования: СНиП 2.03.01-84*. – М.: ЦИТП, 1985. – 79 с.
4. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры: СП 52-101-03. – М.: ГУП «НИИЖБ», 2003.
5. Предварительно напряженные железобетонные конструкции: СП 52-102-04 – М.: ГУП «НИИЖБ», 2004.
6. Железобетонные сборно-монолитные конструкции. Правила проектирования: ТКП 45-5.03-97-2009. – Минск : Стройтехнорм, 2009. – 85 с.

УДК 624.21.04

О ПРИМЕНЕНИИ ЕВРОКОДОВ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ МОСТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ

Пастушков Г.П.¹, д-р техн. наук, профессор,
Пастушков В.Г.², канд. техн. наук, доцент,
Вайтович О.М.³, канд. техн. наук

^{1,2}*Белорусский национальный технический университет*

³*Филиал «Институт дорожных исследований»
Республиканского унитарного предприятия «Белорусский
дорожный инженерно-технический центр»*

(г. Минск, Республика Беларусь)

Как отмечается в Решении Третьего республиканского совещания дорожников Беларуси по теме «Мосты Беларуси в XXI веке. Состояние. Проблемы надежности, повышение долговечности», по таким основным эксплуатационным характеристикам сооружений, как грузоподъемность, габарит и допустимая скорость движения,