УДК 624.072.233.5

О ПРАКТИЧЕСКОМ СПОСОБЕ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ЖЕСТКОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК

Яременко А.Ф., Ковров А.В., Синюкина Т.А. (Одесская государственная академия строительства и архитектуры, г.Одесса)

В статье описана методика построения диаграммы работы изгибаемых железобетонных элементов «кривизна - изгибающий момент» при кратковременном действии нагрузки, которую можно рекомендовать для использования в практических расчетах конструкций.

При расчете несущей способности неразрезных железобетонных балок, а также целого ряда других железобетонных конструкций, расчете конструкций на динамические и ударные воздействия используются значения жесткости в каждом конкретном сечении, в том числе при состоянии близкому к предельному. В связи с этим достоверность полученных решений зависит от достоверности принятого значения жесткости. На данный момент времени существует достаточное количество предложений для определения жесткостей с учетом реальных диаграмм деформирования бетона и арматуры, например: [8], [9], [10]. Рассмотрим предложения удобные для практического применения.

Физическое уравнение деформирования балки [2], [3] имеет вид:

$$\boldsymbol{Bk = -M(x)}, \tag{1}$$

где: $\boldsymbol{B}$ – изгибная жесткость поперечных сечений, определяемая с учетом неупругих свойств бетона и наличия или отсутствия трещин (в упругой стадии работы элемента равна произведению модуля упругости материала на момент инерции поперечного сечения $\boldsymbol{EI}$);

$\boldsymbol{k}$ – кривизна изогнутой оси элемента;

$\boldsymbol{M(x)}$ – функция изгибающих моментов, возникающих в поперечных сечениях.

Можно выделить две стадии деформирования железобетонных балок:

- без трещин (в том случае, если выполняется условие $\boldsymbol{M<M_{crc}}$);

- с трещинами (при $M<M_{crc}$).

Здесь M_{crc} – изгибающий момент трещинообразования, который в общем виде определяется следующим образом [11], [6]:

$$M_{crc} = W_{pl} R_{bt}^{н}. \tag{2}$$

где: W_{pl} – упругопластический момент сопротивления сечения;

$R_{bt}^{н}$ – нормативное сопротивление бетона на растяжение.

Момент образования трещин в сечениях можно определить исходя из эмпирической зависимости его от $R_{bt}^{н}$ и коэффициента армирования μ в соответствии с [7], для балок с одиночным армированием:

$$\frac{M_{crc}}{bh^2 \cdot R_{bt}^{н}} = 0{,}29 + 0{,}83\omega, \tag{3}$$

где: b, h – ширина и высота сечения соответственно;

$$\omega = \mu \cdot \alpha_{bt},$$

здесь

$$\alpha_{bt} = 2\alpha = 2 \cdot E_s / E_b,$$

E_s – модуль упругости арматуры;

E_b – начальный модуль упругости бетона.

В стадии деформирования без трещин жесткость определяют по формуле [11], [6]:

$$B = E_{b1} \cdot I_{red}, \tag{4}$$

где: E_{b1} – модуль деформации бетона, который равен:

– при непродолжительном действии нагрузки

$$E_{b1} = 0{,}85 \cdot E_b;$$

– при продолжительном действии нагрузки

$$E_{b1} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}},$$

здесь $\varphi_{b,cr}$ – коэффициент ползучести, принимаемый по таблице представленной в [11].

I_{red} – момент инерции приведенного поперечного сечения элемента:

$$I_{red} = I + I_s \cdot \alpha + I_s' \cdot \alpha,$$

где: I – момент инерции бетонного сечения относительно центра тяжести приведенного поперечного сечения элемента;

I_s, I_s' – моменты инерции площадей сечения, соответственно растянутой и сжатой арматуры относительно центра тяжести приведенного поперечного сечения элемента.

$$I_s = A_s \cdot (h_0 - y_c)^2;$$
$$I_s' = A_s' \cdot (y_c - a')^2;$$

α – коэффициент приведения арматуры к бетону:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{b1}};$$

y_c – расстояние от наиболее сжатого волокна бетона до центра тяжести приведенного поперечного сечения элемента.

При образовании трещин ($M = M_{crc}$) кривизна элемента возрастает скачкообразно – при неизменяемом значении изгибающего момента изменяется жесткость. Таким образом, на этом участке математически жесткость B – разрывная функция изгибающих моментов.

В то же время в железобетонных балках (в том числе статически неопределимых) участки, соседние к сечению, в котором образуется трещина, препятствует резкому изменению кривизны. В связи с этим можно принять, что моменту трещинообразования M_{crc} соответствует целый непрерывный ряд значений кривизн в рассматриваемом интервале.

В работе [1] И.Е.Прокоповичем приведено выражение для жесткости сечения элемента с ненапрягаемой арматурой с учетом трещинообразования в растянутой зоне под действием постоянной нагрузки

$$B^*(\infty) = E_b A_b h_0^2 \sqrt{\mu n_1} K^*(\infty), \tag{5}$$

где: $K^*(\infty)$ – коэффициент, учитывающий влияние длительности действия нагрузки на изменение жесткости во времени.

При кратковременном действии нагрузки формула принимает вид:

$$B_g = E_b A_b h_0 \sqrt{\mu n_1} b_1, \tag{6}$$

где: A_b - площадь поперечного сечения балки;

h_0 - расчетная высота сечения;

$\mu = A_s / A_b$ - коэффициент армирования сечения;

A_s - площадь поперечного сечения арматуры;

$n_1 = E_s / E_b$ - отношение модулей упругости арматуры и бетона.

Коэффициент b_1 определяется следующим образом:

$$b_1 = \beta_1 + \beta_2 \left(\frac{M_{crc}}{M} \right)^2.$$

Для элемента, имеющего прямоугольное поперечное сечение, приведены следующие значения коэффициентов $\beta_1 = 0{,}159$, $\beta_2 = 0{,}074$.

Можно принять как в работе [2], что при предельном значении изгибающего момента ($M=M_u$) кривизна может возрастать при постоянном значении изгибающего момента (т.е. считать, что в сечении образовался в соответствии с методом предельного равновесия пластический шарнир).

На рис.1. представлена диаграмма деформирования изгибаемых железобетонных элементов кривизна – изгибающий момент, построенная исходя из приведенных предложений.

На диаграмме прямолинейный участок **0 – 1** соответствует упругой работе сечения. При этом жесткость сечения постоянна и определяется по формуле (4).

Как видно на рис.1, жесткость B_g на этом участке геометрически интерпретируется как тангенс угла наклона диаграммы к оси кривизн.

Участок **1 – 2** соответствует интенсивному трещинообразованию, при котором без увеличения изгибающих моментов нарастает жесткость.

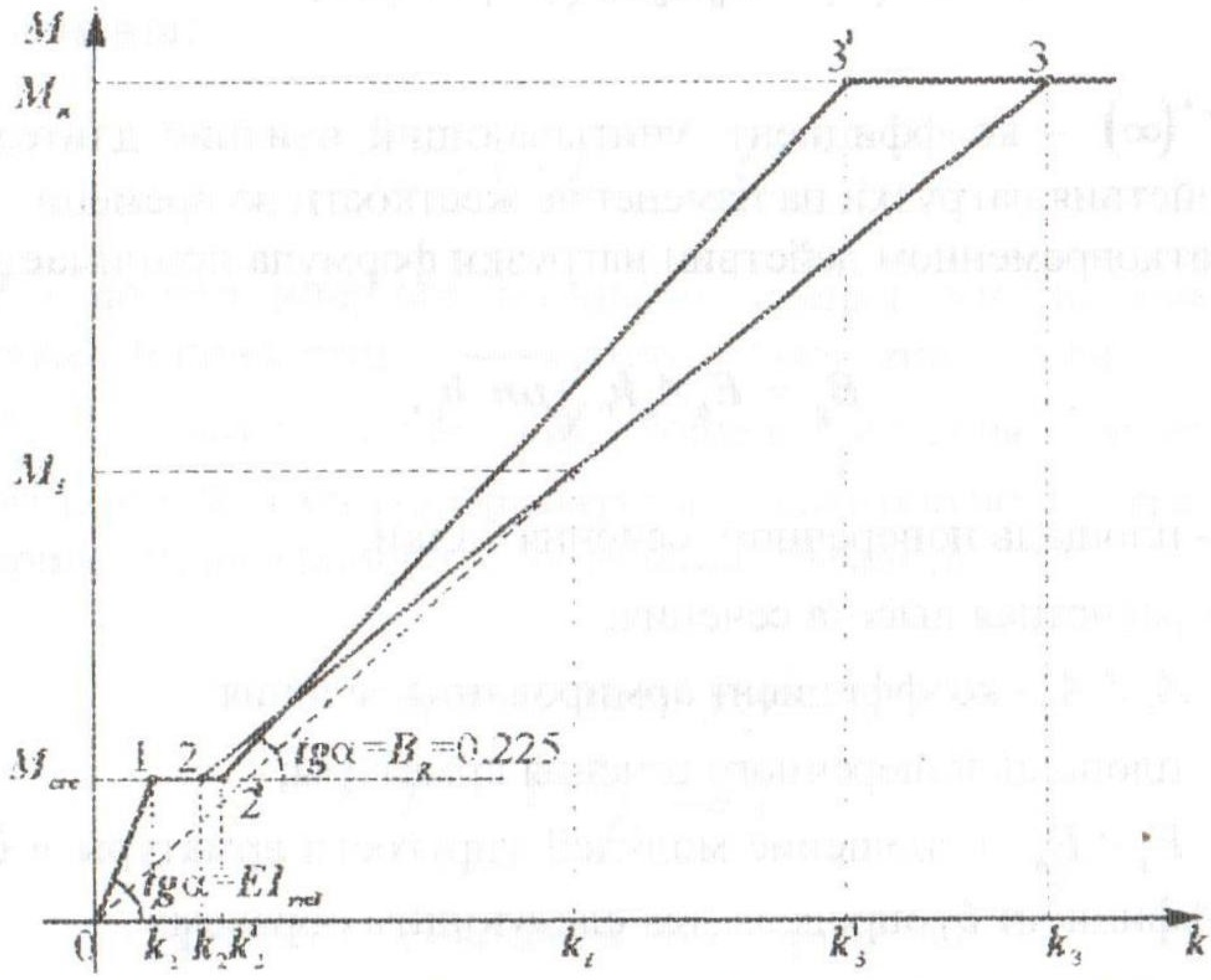

Рис. 1 Диаграмма деформирования железобетонной балки

Кривизна сечений находится в пределах $k_1 < k_i < k_2$. Жесткость на этом участке равна

$$B_g = \frac{M_{crc}}{k_i}. \tag{7}$$

На участке **2 – 3** ($k_2 < k_i < k_3$) элемент работает с трещинами.

Последний участок диаграммы, при значении изгибающих моментов, равных предельным M_u , соответствует образованию в сечении пластического шарнира. Значение M_u можно определить из уравнений предельного равновесия, пользуясь нормами проектирования.

Граничные значения кривизн определяются следующим образом

$$k_1 = \frac{M_{crc}}{E_b I_{red}}, \quad k_2 = \frac{M_{crc}}{B_g}, \quad k_3 = \frac{M_u}{B_g}.$$

В формулах (9) жесткость B_g определяется выражением (6).

На участке **2 – 3** жесткость B_g интерпретируется как секущий модуль и геометрически равен тангенсу угла между осью кривизн и лучом, проведенным из начала координат к соответствующей точке диаграммы.

В СНиП [6] предложено жесткость изгибаемых элементов определять по формуле (6), принимая значение коэффициента b_1 = 0,225. В этом случае жесткость на участке $2' – 3'$ является неизменной (продолжение отрезка $2' – 3'$ проходит через начало координат).

Использование описанной диаграммы позволило создать методику расчета неразрезных железобетонных балок с учетом перераспределения усилий, которая реализована в системе компьютерной математики MATLAB [4].

Литература

1.Прокопович И.Е., Зедгенидзе В.А. Прикладная теория ползучести. – М.: Стройиздат, 1980. – 240 с.

2.Соломин В.И., Шматков С.Б. Методы расчета и оптимальное проектирование железобетонных фундаментных конструкций. – М.: Стройиздат, 1986. – 208 с.

3.Яременко А.Ф., Ковров А.В. Напряженно-деформированное состояние неразрезных железобетонных балок.//Автомобільні дороги і дорожнє будівництво. Науково-технічний збірник. Вип.71, Київ, 2004. – С.198-205.

4.Ахматов М.А., Беккиев М.Ю. Влияние формы поперечного сечения на деформативность изгибаемых элементов//Бетон и железобетон. – 1995. – №5. – С. 6-9.

5.Залесов А.С., Мухамедиев Т.А., Чистяков Е.А. Расчет деформаций железобетонных конструкций по новым нормативным документам//Бетон и железобетон. – 2002. – №6. – С. 12-16.

6.Харун М. Уточнение оценки трещиностойкости железобетонных конструкций//Бетон и железобетон. – 2004. – №1. – С. 22-23.

7.Зайцев Л.Н., Маилян Р.Л., Ассад Р. Расчет статически неопределимых железобетонных балок с учетом ниспадающей ветви бетона// Вопросы прочности, трещиностойкости и деформативности железобетона. - Ростов-на-Дону, 1983.

8.Карпенко Н.И., Мухамедиев Т.А., Петров А.Н. Исходные и трансформированные диаграммы деформирования бетона и арматуры// Напряженно-деформируемое состояние бетонных и железобетонных конструкций. – М.: НИИЖБ, 1986.

9.Войцеховский А.В., Голоднов А.А. К расчету статически неопределимых железобетонных балок при силовых и деформационных воздействиях//Расчет, конструирование и технология изготовления бетонных и железобетонных изделий. М., 1989. – С. 16-20.

10. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. –М. ЦИТП Госстроя РФ, 1996. –79с.

11. СНиП 2.05.03-84 Мосты и трубы. М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985, – 199с.