

Расчет строительных конструкций

УЧЕТ КООРДИНАТНОЙ ИЗМЕНЧИВОСТИ ДИССИПАТИВНЫХ ФАКТОРОВ СИЛОВОГО СОПРОТИВЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА ДЕФОРМИРОВАНИЮ

В.М.БОНДАРЕНКО, *д-р техн. наук, профессор*

А. ИВАНОВ, *д-р техн. наук,*

Р.Е. МИГАЛЬ, *канд. техн. наук, доцент,*

А.В. ЦАРЕВА, *аспирантка,*

Московская государственная академия коммунального хозяйства и строительства (МГАКХиС), mugal-64@mail.ru

Выявлена, исследована и введена в теорию железобетона изменчивость влияния диссипативных факторов на силовое сопротивление деформированию.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: жесткость железобетонных конструкций, диссипативные факторы.

В большинстве случаев усиление и реконструкция железобетонных конструкций производится после их предварительного разгрузки. При этом вследствие предшествующих гистерезисных потерь энергии при силовом деформировании и накопления средовых повреждений материалов положение и форма конструкций восстанавливается лишь частично, неизбежны остаточные деформации. Для их восстановления требуется силовое вмешательство (напр. поддомкрачивание). Назначение величины и режима указанного силового «вмешательства» необходимо производить с учетом анизотропии свойств, нелинейности, неравновесности, необратимости и гистерезисных энергопотерь деформирования и влияния средовых (коррозионных) повреждений.

Задача решается в следующей постановке:

-конструкция считается полностью нагруженной и имеющей сформированное напряженное состояние до начала воздействия внешней агрессивной среды; в дальнейшем внешняя нагрузка и агрессивные воздействия принимаются неизменными;

-предполагается кинематически устойчивым деформированное состояние конструкций и затухающий характер развития во времени неравновесных процессов (ползучести, накопления коррозионных повреждений и т.п.) [2,3];

-учитывается, что источников коррозионных повреждений внутри конструкции нет, а наибольшие агрессивные воздействия имеют место на поверхности контакта с внешней средой, затем они постепенно уменьшаются и, наконец, обнуляются на глубине нейтрализации (глубина коррозионного фронта) формулы (5-10), рис.1 [4];

(На рис. 1 введены обозначения: x^* – высота равномерно сжатого образца (напряжения σ); z^* – высота зоны полного коррозионного разрушения материала; δ – высота переходной зоны корро-

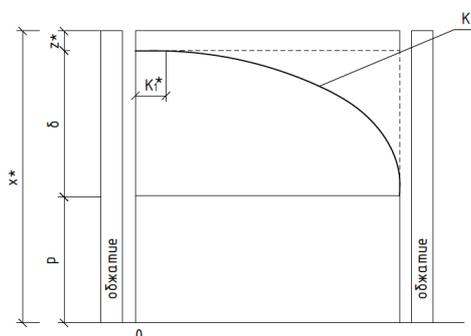


Рис.1. Схема распределения коррозионных повреждений по высоте сжатого бетонного образца.

зионного повреждения; p – высота неповрежденной коррозионной зоны; K^* – функция сохранения свойств силового сопротивления поврежденного коррозией бетона)

-геометрическая неизменяемость сооружений считается обеспеченной на всех этапах эксплуатации;

-используется квазилинейная форма уравнения сопротивления материалов (11)

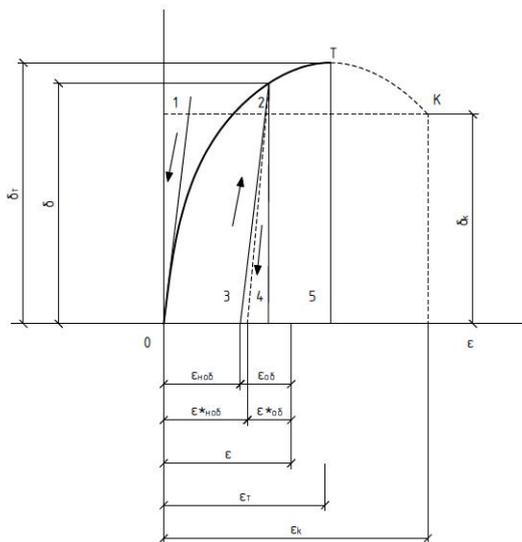


Рис.2. Диаграмма напряжения-полные относительные деформации ($\sigma - \epsilon$) при неубывающем во времени нагружении сжатием бетонного образца от $\sigma = 0$ до $\sigma \leq \sigma_T$.

[5], а диаграмма напряжения – полные относительные деформации показана на рис.2.

Здесь, согласно Энгессеру-Ясинскому линии 01 параллельны линии 23, фигуре 023-петля гистерезиса неповрежденного коррозионного образца, 24- то же поврежденного коррозией образца; $\epsilon_{об}$ - обратимая часть полных относительных деформаций неповрежденного коррозией образца; $\epsilon_{об}^*$, - то же поврежденного коррозией образца, $\epsilon_{ноб}$, $\epsilon_{ноб}^*$ - то же необратимой части полных относительных деформаций; T - точка «невозврата»; K - условная точка разрушения бетона.

Итак, уравнение кинетики неравновесных процессов во времени вводится в записи:

$$\frac{d\Delta L(t)}{dt} = -\alpha(\eta)[\Delta L(t)]^{m(\eta)}; \text{ при } m(\eta) \geq 1, \quad (1)$$

где
$$\eta = \sigma/R; \Delta L = \frac{L_{кр} - L(t)}{L_{кр}}, \quad (2)$$

а его решения [7]: при $m = 1$ $L(t) = L_{кр}(\eta, t_0) [1 - \Delta L_0(t_0, t_0)e^{-\alpha(\eta)(t-t_0)}]$, (3)

при $m > 1$

$$L(t) = \left\{ 1 - \langle [\Delta L(t_0, t_0)]^{[(-m)+1]} + \alpha[(-m) + 1](t - t_0)^{\frac{1}{(-m)+1}} \right\} L_{кр}(\eta, t_0). \quad (4)$$

Заметим, что в качестве $L(t)$ может выступать мера ползучести $C_0[1,2]$ или глубина фронта коррозионного повреждения $\delta(t, t_0)$ [4]. Здесь Δ - относительный дефицит текущего значения $L(t)$ по отношению к $L_{кр}$ при $t \leq \infty$; t_0, t - время начала и время окончания отсчета, σ - напряжения, R -предел прочности; $m, \alpha, L_{кр}$ -эмпирические коэффициенты, отражающие влияние уровня напряжений на структуру бетона, его проницаемость. Причем параметр $m(\eta)$ - ответственен за стадийность неравновесного процесса; в частности при $m \geq 1$ -процесс носит затухающий во времени величины $L(t)$, которая асимптотически стабилизируется при $1 > m$ -процесс т.н. фильтрационный, при котором во времени стабилизируется не величина L , а скорость её развития; при $m < 0$ процесс лавинный, приводящий к разрушению бетона [4].

Зависимость параметров $m, \alpha, L_{кр}$ от η приведены на рис.3 и 4и записываются виде:

$$m(\eta) = \sum_{i=0}^{i=2} q_{mi}\eta^i, \quad \alpha(\eta) = \sum_{i=0}^{i=2} q_{\alpha i}\eta^i, \quad L_{кр}(\eta) = \sum_{i=0}^{i=2} q_{Li}\eta^i \quad (5)$$

где q_i -эмпирические параметры, вычисленные с помощью фиксированных значений по индивидуальным для каждого сочетания номинациям бетона и коррозионной среды $m_0, \max m, m(0,9)$; $\alpha_0, \min \alpha, \alpha(0,9)$; $L_{кр}, \min L_{кр}, L_{кр}(0,9)$. Заметим, что при $m(\eta) \geq 1$ для $t = \infty$, т.е. к моменту стабилизации продвижения коррозионного фронта и меры ползучести:

$$L(\infty, \eta) = L_{кр}(\eta) \quad (6)$$

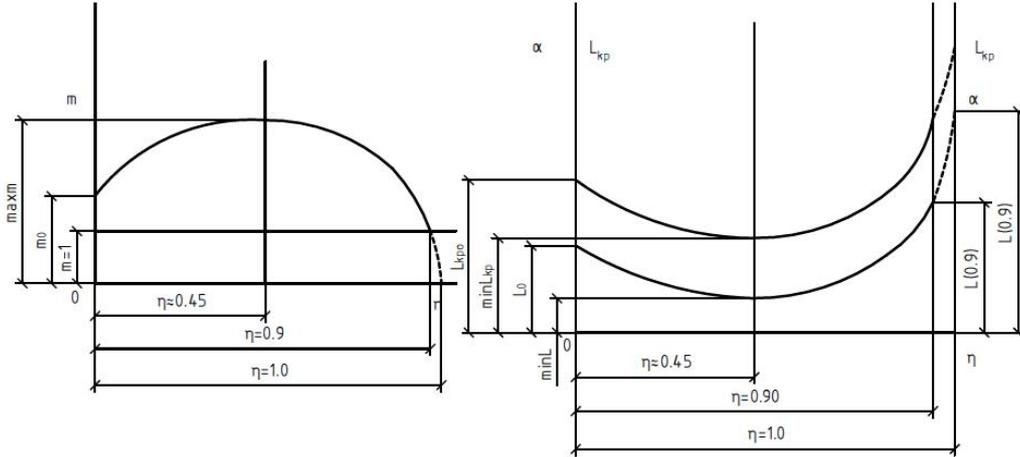


Рис.3. Схема экспериментальной кривой для функции $m(\eta)$ Рис.4. Схемы экспериментальных кривых для функций $\alpha(\eta)$ и $L_{кр}(\eta)$

Фигура распределения коррозионных повреждений по высоте бетонного образца z (рис.1) для случая $m \geq 1$ позволяет представить функцию сохранения исходных характеристик силового сопротивления $R, E, C_0, K_{об}$ и т.д. в виде

$$K^*(z) = \sum_{i=0}^2 a_i z^i, \quad (7)$$

причем при $z = p + \delta$ будет $K^*(p + \delta) = K_1^*$;

$$\text{при } z=p \text{ будет } K^*(p) = 1; \left. \frac{dK^*}{dz} \right|_{z=p} = 0: \quad (8)$$

$$\text{откуда } a_0 = 1 - (1 - K_1^*) \left(\frac{p}{\delta}\right)^2; a_1 = \frac{2(1-K_1^*)p}{\delta^2}; a_2 = -\frac{1-K_1^*}{\delta^2}. \quad (9)$$

Поскольку условия (8) чисто геометрические, постольку (8),(9) справедливы для всех характеристик силового сопротивления бетона, поврежденного коррозией:

$$K^* = \frac{R^*}{R} = \frac{E^*}{E} = \frac{G^*}{G_0} = \frac{C_0}{C^*} = \frac{K_{об}^*}{K_{об}} = \text{и. т. н.}, \quad (10)$$

где $R^*, E^*, C^*, K_{об}^*$ -значения характеристик силового сопротивления поврежденного коррозией бетона.

Соответствующее диаграмме $\sigma - \varepsilon$ (рис.2) квазилинейное реологическое уравнение силового сопротивления имеет вид [5]:

$$\varepsilon(\sigma, t, t_0) = \frac{\sigma(t)}{E_{ep}(\sigma, t, t_0)}; \varepsilon^*(\sigma, t, t_0) = \frac{\sigma(t)}{E_{ep}^*(\sigma, t, t_0)}, \quad (11)$$

$$E_{ep}(\sigma, t, t_0) = \frac{E_{ep.l}(t, t_0)}{\bar{S}^0[\sigma(t)]}; E_{ep}^*(\sigma, t, t_0) = \frac{E_{ep}^*(t, t_0)}{\bar{S}^{0*}[\sigma(t)]}, \quad (12)$$

$$\bar{S}^0[\sigma(t)] = 1 + \bar{V}[\sigma(t)/R]^{\bar{m}}; \bar{S}^{0*}[\sigma(t)] = 1 + \bar{V}\left[\frac{\sigma(t)}{R^*(t)}\right]^{\bar{m}^*}, \quad (13)$$

$$E_{вр.л} = \frac{E_{мз}(t)}{1+\varphi(t,t_0)}; E_{вр.л}^* = \frac{E_{мз}^*(t)}{1+\varphi(t,t_0)}; \varphi(t, t_0) = E_{мз}(t)C_0(t, t_0), \quad (14)$$

где \bar{V} и \bar{m} по [6]. Отсюда коэффициент обратимости:

$$K_{o\bar{o}} = \frac{\varepsilon_{o\bar{o}}}{\varepsilon} = \frac{1}{S^0[\sigma(t)]}; K_{o\bar{o}}^* = \frac{\varepsilon_{o\bar{o}}^*}{\varepsilon} = \frac{K^*}{S^0[\sigma(t)]}, \quad (15)$$

Заметим, что при разгрузке $\bar{V}_0 = 0, S^0 = 1$. (16)

Далее. Используем изложенное применительно к поперечному изгибу прямоугольного железобетонного бруса с одиночной арматурой (рис.5-9).

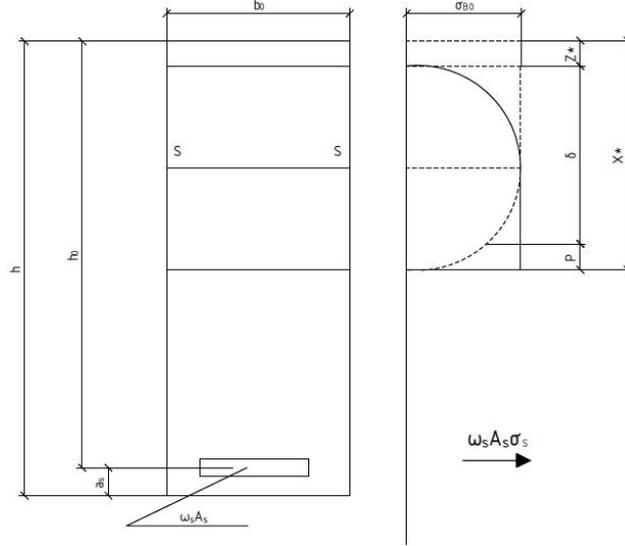


Рис.5. Поперечное сечение железобетонного бруса

Затем найдем усилия в переходной зоне δ и в поврежденной зоне p :

$$F_{\delta} = \sigma_{\theta 0} \cdot \varepsilon_0 \int_0^{\delta} K^*(z) dz = \frac{2}{3} \varepsilon_0 \delta \sigma_{\theta 0}; F_p = \varepsilon_0 p \sigma_{\theta 0} \quad (17)$$

и установим высоту сжатой части сечения, используя условие равновесия на горизонтальную ось:

$$\sum F_i = 0 \quad \varepsilon_0 p \sigma_{\theta 0} + \frac{2}{3} \varepsilon_0 \delta \sigma_{\theta 0} - \omega_s A_s R_s = 0 \quad \text{где } p = x^* - (\delta + z^*), \quad (18)$$

откуда: $x^* = \frac{\omega_s A_s R_s}{\varepsilon_0 \sigma_{\theta 0}} + 1/3 \delta + z^*$, (19)

а расстояние от линии δS до центра тяжести переходной зоны:

$$y_{ц.м(\delta.S)} = \frac{\int_0^{\delta} K^*(z) z dz}{\int_0^{\delta} K^*(z) dz} = \frac{3}{8} \delta. \quad (20)$$

Отсюда предельный изгибающий момент M_{np}^* , воспринимаемый поперечным сечением с абсциссой x при $\eta_{\theta} = 0, \sigma_{\theta 0} = R_b; \sigma_s = R_s$, отсчитываемый относительно центра тяжести растянутой арматуры A_s

$$M_{np}^* = M_{np,\delta}^* + M_{np,p} = F_{\delta} \cdot r_{\delta} + F_p \cdot r_p, \quad (21)$$

где моментные плечи r будут:

$$r_{\delta} = (h_0 - x^*) + \left(p + \frac{3}{8} \delta\right); r_p = (h_0 - x^*) + 1/2 p \text{ при } p = x^* - (\delta + z^*). \quad (22)$$

При этом назначение $m(\eta), \alpha(\eta), \delta_{xp}(\eta)$ необходимые для вычисления глубины повреждений δ , до экспериментального уточнения, может вычисляться по средневзвешенному расчетному напряжению [1], которое:

$$\sigma_{\epsilon} = R_b \left(\frac{z}{x^*}\right)^{\eta_{\epsilon}}, \text{ где } \eta_{\epsilon} = 1 - \frac{M(x)}{M_{np}^*(x)}, \sigma_{cp} = \frac{1}{\delta} \int_p^{p+\delta} \sigma_{\epsilon 0} \left(\frac{z}{x^*}\right)^{\eta_{\epsilon}} dz, \text{ т. е.} \quad (23)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{\epsilon 0}}{(1+\eta_{\epsilon})} \left(\frac{z}{x^*}\right)^{\eta_{\epsilon}} \frac{z}{\delta} \Big|_p^{p+\delta}, \quad (24)$$

а при
$$p = 0 \rightarrow \sigma_{cp} = \frac{\sigma_{\epsilon 0}}{(1+\eta_{\epsilon})}. \quad (25)$$

Характеристики силового сопротивления деформированию поврежденной коррозией железобетона: при нагружении жесткости \vec{D}^* , при разгрузении – отпорности \overleftarrow{D}^* , а также податливости при нагружении $\vec{B}^* = \frac{1}{\overleftarrow{D}^*}$, и при разгрузении $\overleftarrow{B}^* = \frac{1}{\vec{D}^*}$, как известно, зависят от геометрии сечений, расположения и деформативных характеристики характеристик повреждений компонентов, которые, в свою очередь, нелинейно и неравновесно связаны со знаком, уровнем и режимом воздействий. При этом жесткость, отпорность и податливость отсчитываются от центра тяжести приведенного сечения, который, по этим же причинам, меняет свое положение как по высоте сечения, так и вдоль пролета.

Положение центра тяжести приведенного сечения относительно любой оси отсчета (в данном случае, относительно растянутой грани сечения) может с учетом (12) и (19) рассчитываться по формуле:

$$y_{ц.т} = \frac{\sum A_i E_i y_i}{\sum A_i E_i}, \quad (26)$$

где A_i – площадь приведенного сечения i -того компонента с учетом (19); E_i – временный модуль деформации i -того компонента, вычисленный с учетом нелинейности (12), повреждений при $\delta(\infty) = \delta_{xp}(\eta)$; y_i – расстояние центра тяжести i -того компонента от растянутой грани сечения (влияние бетона растянутой зоны сечения учитывается коэффициентом и модулем растянутой арматуры $\psi_s[1]$), для которого принимается M^* (32). Далее, располагая $y_i u_{y_{i,m}}$ вычисляются плечи i -тых компонентов относительно центра тяжести приведенного сечения:

$$S_i = |y_i - y_{ц.т}|; \quad (27)$$

теперь жесткость сечения при нагружении:

$$\vec{D}^* = \sum A_i \vec{E}_i \vec{S}_i^2 \quad (28)$$

отпорность при разгрузении: $\overleftarrow{D}^* = \sum A_i \overleftarrow{E}_i \overleftarrow{S}_i^2 \quad (29)$

и соответственно податливость $\overleftarrow{B}^* = \frac{1}{\vec{D}^*}. \quad (30)$

Здесь знак \rightarrow соответствует нагружению, знак \leftarrow соответствует разгрузению; при этом, отсчет времени для разгрузки должен вестись с начала разгрузки. Теперь отметим, что влияние уровня напряженного состояния $\eta_{cp} = \frac{\sigma_{cp}}{R}$ на временный модуль деформации E_{ep} (12) и (13) на глубину коррозионного повреждения $\delta(\infty)$ (3) и (4) различно; с ростом σ_{cp} в диапазоне от 0 до $R_{\delta l}$ временный модуль деформации уменьшается; глубина δ с ростом σ_{cp} от 0 до $0,45R$ также уменьшается, а в случае дальнейшего увеличения от $0,45$ до $R_{\delta l} - \delta(\eta)$ увеличивается. В связи с этим в сечениях бруса по мере роста изгибающего момента от нуля примерно до половины M_{np}^* глубина фронта коррозионного повреждения уменьшается, а затем с увеличением изгибающего момента до $M_{np.\delta l}^*$ глубина повреждения δ растет. Для расчетного времени $t = \infty$ при $\sigma_{cp} \leq R_{\delta l}$ рассмотрению двух вариантов нагружения изгибаемых брусев: первый вариант $\max M < M_{np}^*/2$, второй вариант $\max M > M_{np}^*/2$ (рис.6 и рис.7)

На рис.6 и 7 иллюстративно приведены: а) схема однопролетной защемленной на опорах равномерно нагруженной поврежденной коррозией железобетонной балки, б) эскиз эпюры изгибающих моментов, в) схема коррозионных

повреждений, г) схема влияния нелинейности силовых деформаций.

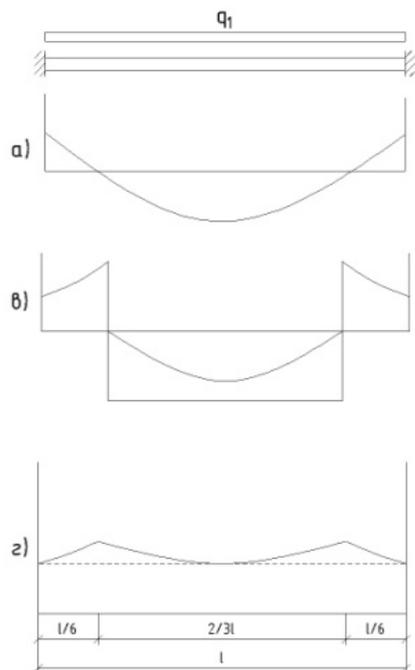


Рис.6. Вариант $M < \frac{1}{2} M_{np}^*$

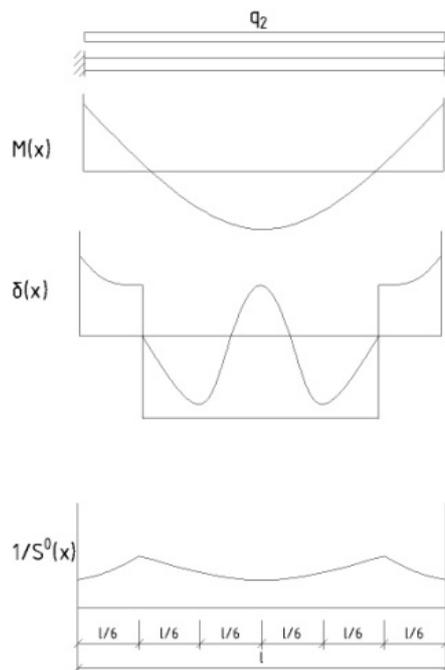


Рис.7. Вариант $M > \frac{1}{2} M_{np}^*$

Сопоставление схем рис.6.и рис.7 позволяют представить качественно влияние таких факторов, как уровень нагружения и глубина коррозионных повреждений на напряженно- деформированное состояние рассматриваемой конструкции. На рис.8 и рис.9 даны примерные схемы жесткостей (отпорности) и податливости для них.

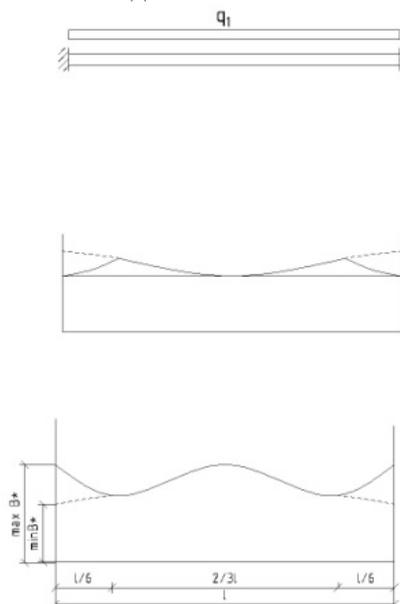


Рис.8.Вариант $\max M < \frac{1}{2} M_{np}^*$

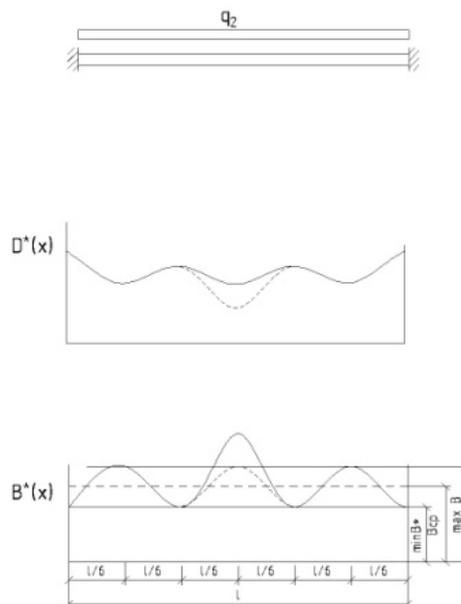


Рис.9.Вариант $\max M > \frac{1}{2} M_{np}^*$

На рис.8 и 9 приведены эскизные схемы: а) однопролетной защемленной на опорах равномерно нагруженной поврежденной коррозией железобетонной балки (рис.5), б) схема эпюр жесткости (отпорности); в) схема эпюр податливости. Представленная на рис. 6-9 балка может рассматриваться как элемент рамной стержневой системы, для дальнейшего расчета которой необходимо раскрытие статической неопределимости. Взамен такой процедуры можно вычислить опорные моменты с помощью известных практических приемов; например, приведенных в Справочнике проектировщика [9, стр.391].

$$M_{on} = kq_{экр}l^2, \quad (31)$$

где $q_{экр}$ - эквивалентная равномерно распределенная нагрузка, зависящая от схемы фактической нагрузки; k - коэффициент при $q_{экр}l^2$ для равномерно распределенной нагрузки.

После этого функция действующего изгибающего момента получит вид:

$$M(x) = -M_{on} + M_x^0 = M_{on} + \frac{q}{2}(l-x)x. \quad (32)$$

Затем с учетом конфигурации эпюры моментов $M(x)$ намечается необходимое количество фиксированных сечений, для которых по (23) - (31) вычисляются податливость \vec{B}^* и \overleftarrow{B}^* . Последнее позволяет построить эпюры податливости, величины которой меняются вдоль пролета l (рис.8 и рис.9) в качестве примеров приводятся возможные эпюры B^* . Дальнейшие решения могут выполняться с помощью различных известных способов. Так эпюру податливости можно аппроксимировать некоторыми функциями: в частности, для варианта $\max M < M_{np}^*/2$ возможно использование алгебраических многочленов типа:

$$B^*(x) = \sum_{i=0}^n a_i x^i; \quad (33)$$

для варианта $\max M > M_{np}^*/2$ возможно использование тригонометрических многочленов (ряды Фурье)

$$B^*(x) = B^*(0) + \sum a_i \cos i\omega x + \sum v_i \sin i\omega x. \quad (34)$$

Например, для варианта $\max M < M_{np}^*/2$ (рис.8) можно упростить эпюру B ; применение (33) при $i = 2$, значения параметров a_i найдем из условий:

$$\text{при } x = 0 \text{ будет } B(x/0) = \min B, \quad (35)$$

$$\text{при } x = l/2 \text{ будет } B^*(l/2) = \max B; \quad \left. \frac{dB(x)}{dx} \right|_{x=l/2} = 0, \quad (36)$$

$$\text{откуда } a_0 = \min B, \quad a_1 = 2 \frac{(\max B - \min B)}{l/2}; \quad a_2 = -\frac{\max B - \min B}{(l/2)^2}; \quad (37)$$

для варианта $\max M \geq \frac{1}{2} M_{np}^*$ (рис.9) упрощенно можно записать:

$$B(x) = B_{cp}^* + A \sin(\omega x + \varphi)^* = B_{cp}^* + a \sin \omega x + v \cos \omega x, \quad (38)$$

$$\text{где } B_{cp}^* = \frac{\max B^* + \min B^*}{2}; \quad A = \frac{\max B^* - \min B^*}{2}; \quad \omega = \frac{\kappa \pi}{l}, \quad (39)$$

где κ - начальная фаза, для рис.9 $\kappa = 6$,

$$a = \frac{\max B^* - \min B^*}{2\sqrt{1 + \tan^2 \varphi}}; \quad v = \frac{\tan \varphi (\max B^* - \min B^*)}{2\sqrt{1 + \tan^2 \varphi}}. \quad (40)$$

В итоге, уравнение кривизны для изгибаемого бруса получает запись:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{d^2 U}{dx^2} = \frac{M(x)}{D^*(x)} = M(x) \cdot B^*(x), \quad (41)$$

откуда функция прогибов и наибольший прогиб при нагружении

$$\vec{U}(x) = \int dx \int M(x) \vec{B}^*(x) dx + \vec{c}_1(x) + \vec{c}_2; \quad \max \vec{U}(x) = \vec{U}(l/2), \quad (42)$$

при разгрузении:

$$\overleftarrow{U}(x) = \int dx \int M(x) \overleftarrow{B}(x) dx + \overleftarrow{c}_1(x) + \overleftarrow{c}_2; \quad \max \overleftarrow{U}(x) = \overleftarrow{U}(l/2), \quad (43)$$

Описанный прием аппроксимации (33) - (43) может быть заменен другим приемом. Для учета изменяющейся в зоне оси x податливости изгибаемый брус

делится на n участков; в пределах каждого участка податливость считается неизменной и равна среднему значению; одновременно, в пределах каждого участка вводится неизменный средний изгибающий момент M_i . Это приводит к замене уравнения (41) системой алгебраических уравнений в виде:

$$\vec{U}_i(x_i) = \frac{1}{2} \vec{B}_i \vec{M}_i x^2 + \vec{c}_{i1} x + \vec{c}_{i2}, \quad (44)$$

или
$$\vec{U}_i(x) = \frac{1}{2} \vec{B}_i \vec{M}_i x^2 + \vec{c}_{i1} x + \vec{c}_{i2}, \quad (45)$$

при решении которой значения произвольных постоянных c_{i1} и c_{i2} вычисляются по граничным условиям, общим на границах участков прогибам и учетом поворотов.

При разгрузке и вследствие необратимости деформаций (15) и сопротивления влияния собственного веса появляются остаточные прогибы:

$$\Delta U(x) = \vec{U}(x) - \vec{U}(x); U(l/2) = \Delta \vec{U}(l/2) = \Delta \vec{U}(l/2). \quad (46)$$

Восстановление остаточного ресурса, требуемое при усилении конструкции, может быть осуществлено приложением посередине пролета сосредоточенной силой обратного знака, величина которой вычисляется по формуле

$$p = \kappa \frac{\max \Delta U(l/2)}{B_p l^3}, \quad (47)$$

где κ - коэффициент, зависящий от граничных условий (для защемленной на опоре балки $\kappa=192$); B_p - расчетная податливость, определяемая из условия равенства $\Delta U(l/2)$ и условной балке с неизменной вдоль пролета податливостью [8] (может уточняться за счет изменения формы эпюры изгибающих моментов т.н. сосредоточенной силы). Из (47) следует, что управление режимом и продолжительностью силового воздействия при гашении остаточных прогибов ΔU позволяет регулировать силу подъема p , в т.ч. уменьшать её.

Таким образом, разработан и внесен и метод учета изменчивости вдоль пролета диссипативных факторов силового деформирования на деформируемость железобетонных конструкций.

Литература

1. *Бондаренко В.М.* Некоторые вопросы нелинейной теории железобетона/ Бондаренко В.М., изд. Харьковского госуниверситета, Харьков, 1968г., с.323.
2. *Бондаренко В.М.* Уровень напряженного состояния как фактор структурных изменений и реологического силового сопротивления бетона/ Бондаренко В.М. Карпенко Н.И., Академия. Архитектура и строительство, Москва, №4, 2007.
3. *Бондаренко В.М.* К вопросу об устойчивом и неустойчивом сопротивлении железобетонных конструкций, поврежденных коррозией/ Бондаренко В.М., Строительство, транспорт, № 1/21 (533), Орел, 2009.
4. *Бондаренко В.М.* Феноменология кинетики повреждений бетона железобетонных конструкций, эксплуатирующихся в агрессивной среде/ Бондаренко В.М., Бетон и железобетон, Москва, №2, 2008.
5. *Бондаренко В.М.* Особенности деформирования железобетона при нагрузке и разгрузке, связанные с коррозионной и энергетической диссипацией силового сопротивления/ Бондаренко В.М., Строительство и реконструкция, Орел ГТУ, №1(27/589), 2010.
6. *Бондаренко С.В.* Усиление железобетонных конструкций при реконструкции зданий/ Бондаренко С.В., Санжаровский Р.С., Стройиздат, Москва, 1990, с.352.
7. *Бондаренко В.М.* Об исходных посылах расчетных моделей бетона/ Бондаренко В.М., Ягупов Б.А., Мигаль Р.Е., Вестник ОН РААСН, вып.16, том 1, Москва, 2012.
8. *Морозова О.В.* Совместный учет силового сопротивления и влияния коррозионных повреждений железобетонных элементов при расчете статически неопределимых стержневых систем/ Морозова О.В., Марков С.В., Ставская И.Е., Строительство и реконструкция, №4 (42), 2012.

9. Справочник проектировщика. Расчетно-теоретический, 8.1.17, М.: Стройздат, 1960.

10. Царева А.Д. К расчету сопротивления деформирования поврежденного коррозией железобетона/ Байдин О.Р., Царева А.Д., Иванов А., Бондаренко В.М., Вестник БГТУ им. Шухова, №4, Белгород, 2012.

References

1. Bondarenko V.M. (1968). *Nekotorye voprosy nelinejnoj teorii zhelezobetona*, Har'kov: Izd. Har'kovskogo universiteta, 323 p.

2. Bondarenko V.M., Karpenko N.I. (2007). Uroven' naprjazhennogo sostojanija kak factor strukturnyh izmenenij i reologicheskogo silovogo soprotivlenija betona, Akademiya. *Arhitektura i stroitel'stvo*, №4.

3. Bondarenko V.M. (2009). K voprosu ob ustojchivom i neustojchivom soprotivlenii zhelezobetonnyh konstrukcij, povrezhdennyh korroziej, Orel: *Stroitel'stvo, transport*, № 1/21 (533).

4. Bondarenko V.M. (2008). Fenomenologija kinetiki povrezhdenij betona zhelezobetonnyh konstrukcij, jekspluatirujushhija v agressivnoj srede, *Betoni zhelezobeton*, №2.

5. Bondarenko V.M. (2010). Osobennosti deformirovanija zhelezobetona pri nagruzke i razgruzke, svjazannye s korrozionno i jenergeticheskoj dissipaciej silovogo soprotivlenija, Orel, GTU: *Stroitel'stvo i rekonstrukcija*, №1(27/589).

6. Bondarenko S.V., Sanzharovskij R.S. (1990). *Usilenie zhelezobetonnyh konstrukcij pri rekonstrukcii zdaniy*, Moscow: Strojizdat, 352 p.

7. Bondarenko V.M., Jagupov B.A., Migal' R.E. (2012). Ob ishodnyh posylkah raschetnyh modelej betona, *Vestnik OSN RAASN*, vyp.16, tom 1.

8. Morozova O.V., Markov S.V., Stavskaja I.E. (2012). Sovmestnyj uchet silovogo soprotivlenija i vlijanija korrozionnyh povrezhdenij zhelezobetonnyh elementov pri raschete staticheski neopredelimyh sterzhnevyyh system, *Stroitel'stvo i rekonstrukcija*, №4 (42).

9. Spravochnik proektirovshhika. Raschetno-teoreticheskij, 8.1.17, Moscow: Strojizdat, 1960.

10. Bajdin O.R., Careva A.D., Ivanov A., Bondarenko V.M. (2012). K raschetu soprotivlenija deformirovanija povrezhdennogo korroziej zhelezobetona, *Vestnik BGTU im. Shuhova*, №4, Belgorod.

AN INFLUENCE OF COORDINATE CHANGEABLENESS OF DISSIPATIVE FACTORS ON FORCE RESISTANCE OF REINFORCED CONCRETE TO DEFORMING

Bondarenko V.M., Ivanov A., Migal' R.E., Tsareva A.V.

Moskovslaya gosudarstvennaya academia kommunalnog ohozyaistva i stroitelstva, Moscow

An influence of coordinate changeableness of dissipative factors on force resistance of reinforced concrete to deforming is discovered, studied and brought in theory of reinforced concrete.

