

**Расчет строительных конструкций**

**ПОЛЗУЧЕСТЬ БЕТОНА И ЕГО МГНОВЕННАЯ НЕЛИНЕЙНОСТЬ ДЕФОРМИРОВАНИЯ В РАСЧЕТАХ КОНСТРУКЦИЙ**

Р.С. САНЖАРОВСКИЙ, д.т.н., профессор\*

М.М. МАНЧЕНКО, к.т.н., инженер\*\*

\*Евразийский национальный университет имени Л.Н. Гумилева, 010008, Республика Казахстан, г. Астана, ул. Мирзояна, 2;

\*\*ФГУП "Крыловский государственный научный центр", 196158, Санкт-Петербург, Московское шоссе, 44;

e-mail: salsa87@bk.ru

Данная статья является продолжением серии публикаций авторов, посвященных расчету мгновенных нелинейных свойств бетона. Представленная теория является существенным развитием методов расчета длительного сопротивления железобетонных конструкций, так как в ней практически точно учитываются мгновенные нелинейные свойства бетона.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: нелинейная теория ползучести, мгновенные нелинейные деформации, длительное сопротивление конструкций.

Бетон является существенно нелинейным конструкционным материалом. Его диаграмма мгновенного сжатия  $\sigma$ - $\epsilon_m$  имеет ниспадающий участок (рис. 1), ограниченный предельной деформацией  $\epsilon_{B2}$ . В Еврокоде 2 по расчету железобетонных конструкций параметры этой нелинейной диаграммы нормированы.

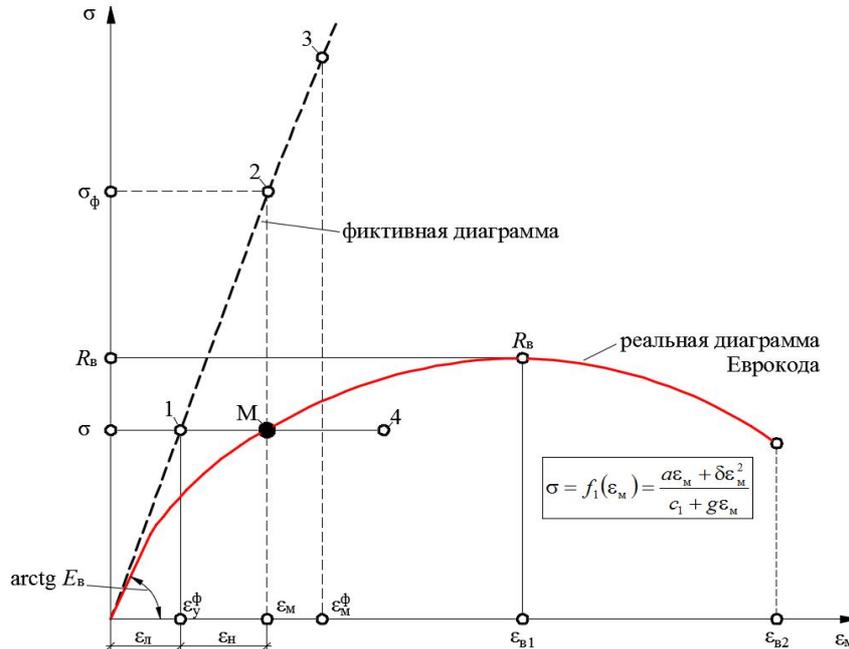


Рис. 1. Диаграмма  $\sigma$ - $\epsilon_m$  мгновенного деформирования бетона

В теории ползучести бетона (линейной, нелинейной) используется фиктивная линейная диаграмма вместо реальной нелинейной диаграммы, удовлетворяющая закону Гука (рис. 1) и вносящая в расчеты два вида ошибок, соответствующих четырем фиктивным точкам 1-4, сопровождающим реальную точку М: например, при заданной мгновенной деформации  $\epsilon_m$  фиктивное напряжение  $\sigma_\phi = \epsilon_m E_B$  значительно больше реального напряжения  $\sigma$ ; при заданном реальном на-

пряжении  $\sigma$  фиктивная упругая деформация  $\varepsilon_y = \sigma/E_v$  значительно меньше реальной деформации  $\varepsilon_m$ . Подмена реальной нелинейной диаграммы  $\sigma$ - $\varepsilon_m$  и применение вместо нее фиктивной линейной диаграммы вносит большие погрешности в расчет полных деформаций при длительном нагружении конструкций.

Обосновывается такой подход недостоверным доказательством, что «в экспериментах мгновенные деформации бетона даже при высоких уровнях нагружения линейно зависят от напряжений».

Наличие у бетона криволинейной диаграммы  $\sigma$ - $\varepsilon_m$  и ниспадающего участка известно давно, оно обнаруживается в ряде известных экспериментов. Например, Таль К.Э. в 1955 году выявил реальную диаграмму  $\sigma$ - $\varepsilon_m$  у бетона путем испытания призм, армированных высокопрочной стальной проволокой. Как видно из рис. 1, общая мгновенная деформация в опытах является суммой линейной и нелинейной составляющей:  $\varepsilon_m = \varepsilon_{л} + \varepsilon_{н}$ . При длительном нагружении полная деформация складывается из двух слагаемых: общей мгновенной и деформации ползучести –  $\varepsilon = \varepsilon_m + \varepsilon_{п}$ . Общая мгновенная деформация  $\varepsilon_m$  определяется за время, измеряемое в минутах (у Александровского С.В. указаны 4 мин.). Деформация ползучести проявляется за время, измеряемое сутками и годами, что создает проблемы при их совместном рассмотрении.

В традиционной наследственной теории ползучести материалов нелинейная составляющая деформации  $\varepsilon_{н}$  не учитывается, вследствие чего полная деформация складывается из упругой деформации  $\varepsilon_{л}$  и деформации ползучести:  $\varepsilon = \varepsilon_{л} + \varepsilon_{п}$ , что не годится для бетона. К таким теориям ползучести относятся уравнения: Кельвина, Больцмана (1887 г.), Вольтерра (1913 г.), Маслова-Арутюняна (1952 г.). В этой связи Гвоздев А.А. в 1955 году, на основании опытов Боришанского М.С., указал, что традиционная теория ползучести не пригодна для теории железобетона: «Она резко занижает, почти стирает (деформации  $\varepsilon_{н}$ ) эффект напряжений, действующих непосредственно перед моментом наблюдения деформаций»; эта теория не отражает наблюдаемое в опытах быстрое натекание деформаций ползучести к моменту наблюдения, близкому к моменту нагружения образцов; начальные участки кривых ползучести, построенные по указанным теориям ползучести, не имеют характерного подъемистого очертания (крутовосходящих ветвей) при времени  $\tau$ , близкому к времени  $t$ .

Ошибка этого правильного утверждения кроется в том, что нелинейная часть мгновенной деформации переводится в несоответствующий ей разряд деформаций ползучести и формально к ним присовокупляется. Такой произвол требует соблюдения соответствующих математических преобразований, которые, однако, в дальнейшем исполнены не были. Указанный перевод навязан традиционной формой уравнения линейной вязкоупругости

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E(t)} - \int_{\tau_1}^t \sigma(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} \frac{1}{E(\tau)} d\tau - \int_{\tau_1}^t \sigma(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} C(t, \tau) d\tau \quad (1)$$

с мгновенными упругими деформациями.

Сохраняя первые два слагаемых, описывающих (кстати неверно) упругие деформации, модель перевода предписывает для учета деформации  $\varepsilon_{н}$  (рис. 1) уточнить вид меры ползучести  $C(t, \tau)$ . Так как деформация  $\varepsilon_{н}$  нелинейно возрастает с ростом напряжения  $\sigma$ , то и мера ползучести должна нелинейно зависеть от напряжений  $C_{н}(\sigma, t, \tau)$ : это требование, однако, исследователями проигнорировано.

Указание об учете деформаций быстронатекающей ползучести бетона первыми исполнили Яшин А.В. и Катин Н.Н. в 1959 году; позже С.В. Александровский и многие зарубежные ученые, например [1]. Мы с нашими учениками об-

наружили, что и в самой записи (1) содержится ряд дефектов, вносящих погрешность в результаты расчетов и обсуждаемых ниже.

Рассмотрим сначала упругие деформации в уравнении (1). Правило линейных (потенциальных) сил позволяет найти скорость упругой деформации

$$\dot{\varepsilon}_y(\tau) = \dot{\sigma}(\tau) \frac{1}{E(\tau)} + \sigma(\tau) \frac{d}{d\tau} \frac{1}{E(\tau)}$$

и ее значение

$$\varepsilon_y(\tau) = \frac{\sigma(\tau_1)}{E(\tau_1)} + \int_{\tau_1}^t \dot{\sigma}(\tau) \frac{1}{E(\tau)} d\tau + \int_{\tau_1}^t \sigma(\tau) \frac{d}{d\tau} \frac{1}{E(\tau)} d\tau.$$

После преобразований имеем  $\varepsilon_y(t) = \sigma(t)/E(t)$ . Отсюда следует, что второе слагаемое в (1) является лишним, а используемая форма принципа наложения неверна:

$$\varepsilon_y(\tau) = \frac{\sigma(\tau_1)}{E(\tau_1)} + \int_{\tau_1}^t \frac{1}{E(\tau)} d\sigma.$$

Ошибка состоит в потере той части деформации, которая соответствует скорости изменения коэффициента жесткости системы. Такая же потеря присутствует и в последнем интегральном слагаемом. В условиях нелинейной ползучести эта потеря дополнительно приводит к формулировке (созданию) странного принципа наложения, нарушающего не только принципы механики Ньютона, но и условия аффинного подобия экспериментальных кривых ползучести (это будет подробно рассмотрено в отдельной статье). Рассмотрим третье слагаемое в (1), и запишем с его помощью ту часть линейной ползучести, которая названа быстронатекающей

$$\varepsilon_H(t) = \int_{\tau_1}^t \sigma(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} C_H(\sigma, t, \tau) d\tau + \int_{\tau_1}^t \dot{\sigma}(\tau) \sigma(\tau) \frac{\partial C_H(\sigma, t, \tau)}{\partial \sigma} d\tau + \int_{\tau_1}^t \sigma(\tau) \frac{\partial C_H(\sigma, t, \tau)}{\partial \tau} d\tau.$$

Однако, таким способом вычисление быстронатекающей ползучести не производят, а обычно записывают интеграл в виде

$$\varepsilon_H(t) = \int_{\tau_1}^t \sigma(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} C_H(t, \tau) d\tau. \quad (2)$$

Здесь значения  $\varepsilon_H(t)$  линейно зависят от напряжений, что не соответствует ни экспериментам по нахождению  $\varepsilon_H(t)$ , ни данным рис. 1 о нелинейной связи  $\varepsilon_H$  и  $\sigma$ . Для описания  $C_H(t, \tau)$  применяются различные сложные формулы, которые не соответствуют очевидным экспериментальным данным. Например, при аппроксимации диаграммы  $\sigma$ - $\varepsilon_m$  квадратной параболой, имеем точное значение деформации  $\varepsilon_H = \beta_2 \sigma^2$ :

$$\varepsilon_H(t) = \beta_2 \sigma^2(t) = \int_{\tau_1}^t \sigma(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} C_H(t, \tau) d\tau,$$

которому должна соответствовать правая часть, в том числе ее функция  $C(t, \tau)$ , что в традиционных записях исполнить невозможно, например, у С.В. Александровского:

$$C(t, \tau) = \psi(\tau) - \psi(t) \frac{1 - A_2 e^{-\gamma \tau}}{1 - A_2 e^{-\gamma t}} e^{-\gamma(t-\tau)} + \Delta(\tau) [1 - e^{-\gamma(t-\tau)}].$$

Сложные формулы в описании  $C(t, \tau)$ , призванные к учету быстронатекающей ползучести, значительно повышают порядок соответствующего дифференциального уравнения ползучести бетона. Это затрудняет решение рядовых практических задач расчета железобетонных конструкций.

Уточним последнее слагаемое в (1), воспользовавшись свойством потенциальных сил в условиях ползучести [2]. Найдем скорость деформации ползучести:

$$\dot{\varepsilon}_{\text{п}}(t, \tau) = \dot{\sigma}(\tau)C(t, \tau) + \sigma(\tau)\frac{\partial C(t, \tau)}{\partial \tau} + \sigma(\tau)\frac{\partial C(t, \tau)}{\partial t},$$

и ее величину

$$\varepsilon_{\text{п}}(t) = \sigma(\tau_1)C(t, \tau_1) + \int_{\tau_1}^t \dot{\sigma}(\tau)C(t, \tau)d\tau + \int_{\tau_1}^t \sigma(\tau)\frac{\partial C(t, \tau)}{\partial \tau}d\tau + \int_{\tau_1}^t \sigma(\tau)\frac{\partial C(t, \tau)}{\partial t}d\tau.$$

Окончательно имеем после преобразований:

$$\varepsilon_{\text{п}}(t) = \int_{\tau_1}^t \sigma(\tau)\frac{\partial C(t, \tau)}{\partial t}d\tau. \quad (3)$$

Последнее слагаемое в (1) и величина (3) в условиях линейной ползучести могут не отличаться друг от друга только при использовании разностных ядер; данное обстоятельство характеризует соответствующий принцип наложения [2], а также правильность его дальнейшего применения в условиях нелинейной ползучести. Перечисленные самовольные принципы и погрешности оказывают существенное влияние на результаты расчетов железобетонных конструкций на ползучесть. Они также показывают, что в общепринятом виде (1) уравнение ползучести для нормирования и массового применения в железобетонных конструкциях является недопустимым, что, к сожалению, не учитывается в [1].

Авторами данной статьи ранее, в частности в [2], предложен способ учета мгновенной нелинейности бетона в условиях ползучести. В рамках гипотез линейной ползучести бетона, основное уравнение ползучести записывается в виде

$$\varepsilon(t) = f_2[\sigma(t)] + \int_{\tau_1}^t f_1[\varepsilon_{\text{м}}(\tau)]\frac{\partial}{\partial t}C(t, \tau)d\tau, \quad (4)$$

где  $f_1[\varepsilon_{\text{м}}(\tau)]$ ,  $f_2[\sigma(t)]$  представляют прямую и обратную функцию мгновенно нелинейной диаграммы  $\sigma$ - $\varepsilon_{\text{м}}$  бетона, параметры которой изменяются с течением времени. Например, используем для бетона нелинейную диаграмму с ниспадающим участком в виде, предложенным Еврокодом 2

$$\sigma = f_1(\varepsilon_{\text{м}}) = \frac{a\varepsilon_{\text{м}} + \delta\varepsilon_{\text{м}}^2}{c_1 + g\varepsilon_{\text{м}}}; \quad \varepsilon_{\text{м}} = f_2(\sigma) = \frac{a_0\sigma + \delta_0\sigma^2}{c_0 + g_0\sigma}; \quad a = E_{\text{в}}(t); \quad a_0 = \frac{1}{E_{\text{в}}(t)};$$

$$\delta = -\frac{R_{\delta}(t)}{\varepsilon_{\text{в}1}^2}; \quad g = \frac{E_{\text{в}}(t)\varepsilon_{\text{в}1} - 2R_{\text{в}}(t)}{R_{\text{в}}(t)\varepsilon_{\text{в}1}}; \quad c_1 = c_0 = 1 \text{ и так далее.}$$

В простейшем варианте используем квадратную параболу:

$$\sigma = f_1[\varepsilon_{\text{м}}(t)] = E_{\text{в}}(t)\varepsilon_{\text{м}} - A_2(t)\varepsilon_{\text{м}}^2, \quad (5)$$

$$\varepsilon_{\text{м}} = \frac{1}{E_{\text{в}}(t)}\sigma + B_2(t)\sigma^2 = f_2[\sigma(t)],$$

где  $E_{\text{в}}(t)$ ,  $A_2(t)$ ,  $B_2(t)$  – известные функции.

Для меры ползучести бетона  $C(t, \tau)$  можно использовать любые предложения известных ученых.

Если выделить наиболее распространенные конструкции (железобетонные балки и колонны), то для нормирования их расчета в форме, удобной для рядовых потребителей [4], следует функцию  $C(t, \tau)$  представить в вырожденном ви-

де. В этом случае уравнение (4) сводится к дифференциальной форме, и окончательные рекомендации для проектировщиков представляются в простом табличном виде. При вырожденной форме вида  $C(t, \tau) = \theta(\tau)[1 - e^{-\gamma(t-\tau)}]$ , предложенной Прокоповичем И.Е. и Карапетяном К.С., дифференциальное уравнение ползучести бетона будет иметь первый порядок. При записи меры ползучести в виде, предложенном Мак-Генри (также Яшиным А.В.),

$$C(t, \tau) = C_0[1 - e^{-\gamma(t-\tau)}] + C_1 e^{-\gamma_2 \tau} [1 - e^{-\gamma_3(t-\tau)}], \quad (6)$$

дифференциальное уравнение будет иметь второй порядок. Меры ползучести Александровского С.В. приводят к дифференциальным уравнениям пятого порядка. Обратим внимание на важное требование к функции  $C(t, \tau)$ . При уравнениях второго и большего порядков возникают силы сопротивления, пропорциональные полному ускорению  $\dot{\varepsilon}(t)$ , что несовместимо с механикой Ньютона, и нарушает ее фундаментальный принцип о независимости действия сил.

Сохранив форму меры ползучести Арутюняна Н.Х., Прокоповича И.Е., Карапетяна К.С., получим дифференциальное уравнение первого порядка, удобное для практических задач

$$\dot{\varepsilon}(t) + \gamma \varepsilon(t) = \dot{\varepsilon}_m(t) + \gamma \theta(t) \frac{a(t) \varepsilon_m(t) + \delta(t) \varepsilon_m^2(t)}{1 + g(t) \varepsilon_m(t)} + \gamma \varepsilon_m(t), \quad (7)$$

либо 
$$E_{\text{чек}}[\sigma(t)] \cdot \left[ \dot{\varepsilon}(t) + \gamma \varepsilon(t) \right] = \frac{E_{\text{чек}}[\sigma(t)]}{E_{\text{кас}}[\sigma(t)]} \dot{\sigma}(t) + \gamma \{1 + \theta(t) E_{\text{чек}}[\sigma(t)]\} \cdot \sigma(t). \quad (8)$$

Обратим внимание на важный результат. Наличие в законе ползучести (7) мгновенной деформации  $\varepsilon_m$  бетона, и ее связь с полной деформацией  $\varepsilon$  открывает возможности для практически точного решения ряда основных проектных задач – например, длительного сопротивления сжатых железобетонных колонн и балок [4]. Оказывается возможным, в условиях нелинейной ползучести и мгновенной нелинейности бетона, учитывать точное распределение напряжений по сечению в рамках деформационной модели Еврокода 2, и тем самым ликвидировать разрыв, существующий между ториями кратковременного [5] и длительного сопротивления [1] железобетонных конструкций. Оказывается возможным при оценке длительной предельной несущей способности конструкций применять критерий достижения нормированного значения предельной деформации сжатия  $\varepsilon_{b2}$  Еврокода 2. Параллельно учитывается изменение с течением времени прочности бетона  $R_b$ .

Рассмотрим, к примеру, несущую способность внецентренно сжатых элементов – основную нормативную расчетную схему. На основании деформационной модели сечения Еврокода 2 и диаграммы (5), запишем условия равновесия после интегрирования по сечению

$$\left\{ \begin{aligned} N &= \frac{ba}{g^2} \frac{c}{\varepsilon_{2M}} [g \varepsilon_{2M} - \ln(1 + g \varepsilon_{2M})] + \frac{b\delta}{g^3} \frac{c}{\varepsilon_{2M}} \left[ \frac{1}{2} g^2 \varepsilon_{2M}^2 - g \varepsilon_{2M} + \ln(1 + g \varepsilon_{2M}) \right] + \\ &+ A'_s E'_s \frac{\varepsilon_2}{c} (c - a') - A_s E_s \frac{\varepsilon_2}{c} (h_0 - c), \\ M &= N(e + f) = \frac{b\delta}{g^4} \frac{c^2}{\varepsilon_{2M}} \left[ \frac{1}{3} g^3 \varepsilon_{2M}^3 - \frac{1}{2} g^2 \varepsilon_{2M}^2 + g \varepsilon_{2M} - \ln(1 + g \varepsilon_{2M}) \right] + \\ &+ \frac{b\delta}{g^3} \frac{c^2}{\varepsilon_{2M}} \left[ \frac{1}{2} g^2 \varepsilon_{2M}^2 - g \varepsilon_{2M} + \ln(1 + g \varepsilon_{2M}) \right] - A'_s E'_s \frac{\varepsilon_2}{c} (c - a')^2 + A_s E_s \frac{\varepsilon_2}{c} (h_0 - c)^2, \end{aligned} \right. \quad (9)$$

где  $b, h_0$  – размеры сечения колонны;  $c$  – высота сжатой зоны сечения;  $h_0 - c$  – глубина трещины в бетоне;  $\varepsilon_2, \varepsilon_{2M}$  – полная и мгновенная деформации крайнего волокна сжатой зоны;  $a, \delta, g$  – нормативные параметры диаграммы Саржина;  $e$  – эксцентриситет;  $f$  – прогиб середины колонны.

Уравнения равновесия дифференцируем по времени  $t$

$$\begin{cases} \frac{\partial N}{\partial \varepsilon_2} \dot{\varepsilon}_2(t) + \frac{\partial N}{\partial c} \dot{c}(t) + \frac{\partial N}{\partial \varepsilon_{2M}} \dot{\varepsilon}_{2M}(t) = 0, \\ N \frac{\partial f}{\partial \varepsilon_2} \dot{\varepsilon}_2(t) + N \frac{\partial f}{\partial c} \dot{c}(t) = \frac{\partial M}{\partial \varepsilon_2} \dot{\varepsilon}_2(t) + \frac{\partial M}{\partial c} \dot{c}(t) + \frac{\partial M}{\partial \varepsilon_{2M}} \dot{\varepsilon}_{2M}(t) = 0. \end{cases} \quad (10)$$

Если используется уравнение ползучести второго порядка, то уравнение (10) дифференцируется еще раз, и так далее.

Из уравнений (10), рассматриваемых совместно с (7), имеем полную систему разрешающих уравнений для расчета деформирования железобетонной колонны в условиях ползучести, которую легко преобразуем (в виду линейности) к нормальной форме Коши

$$\begin{aligned} \dot{\varepsilon}_2(t) &= \Phi_2[\varepsilon_2(t), \varepsilon_{2M}(t), c(t)], \\ \dot{\varepsilon}_{2M}(t) &= \Phi_{2M}[\varepsilon_2(t), \varepsilon_{2M}(t), c(t)], \\ \dot{c}(t) &= \Phi_c[\varepsilon_2(t), \varepsilon_{2M}(t), c(t)]. \end{aligned} \quad (11)$$

Интегрирование (11) осуществляется по стандартным программам; его многократно осуществляли как сами авторы, так и их многочисленные ученики. Расчет по (11) сопровождается проверкой трех независимых условий, характеризующих достижение колонной предельного состояния, и свидетельствующих о потере несущей способности:

- а)  $\varepsilon_{2M}(t) \leq \varepsilon_{B2} = 350 \cdot 10^{-5}$  в сжатой зоне бетона;
- б)  $\varepsilon_{1s} = \varepsilon_2(t) \frac{h_0 - c(t)}{c(t)} \leq \frac{R_s}{E_s}$  в растянутой арматуре;
- в) условие критического состояния, основанного на нелинейном расчете второго порядка [5].

Условие критического состояния, характеризующее момент потери устойчивости колонны при ползучести, в соответствии с данными [4], находится путем изохронного варьирования уравнений квазистатического равновесия:

$$\begin{cases} \frac{\partial N}{\partial \varepsilon_2} \delta \varepsilon_2 + \frac{\partial N}{\partial c} \delta c + \frac{\partial N}{\partial \varepsilon_{2M}} \delta \varepsilon_{2M} = 0, \\ N \frac{\partial f}{\partial \varepsilon_2} \delta \varepsilon_2 + N \frac{\partial f}{\partial c} \delta c = \frac{\partial M}{\partial \varepsilon_2} \delta \varepsilon_2 + \frac{\partial M}{\partial c} \delta c + \frac{\partial M}{\partial \varepsilon_{2M}} \delta \varepsilon_{2M} = 0, \\ \delta \varepsilon_2 = \delta \varepsilon_{2M}. \end{cases} \quad (12)$$

Определитель системы (12), равный нулю, является условием критического состояния; этот определитель просчитывается совместно с системой уравнений (11). Он фиксирует момент достижения предельного состояния, момент потери несущей способности конструкцией, в том числе время длительности существования сооружения.

Разработанная теория охватывает и разделы кратковременной несущей способности конструкции путем отождествления значений  $\varepsilon_2$ ,  $\varepsilon_{2м}$ . Эта теория охватывает случаи чередования периодов кратковременного и длительного существования железобетонных конструкций. В этой теории единым образом учитываются совместно шесть типов нелинейности поведения железобетонных конструкций:

1. упругопластическое мгновенное деформирование бетона;
2. упругопластическое деформирование арматуры;
3. наличие трещин в растянутой зоне бетона;
4. линейная и нелинейная ползучесть бетона;
5. ползучесть специальных видов арматуры (углепластиков, полимеров и т.д.), что приводит к повышению порядка дифференциальных уравнений;
6. два вида геометрической нелинейности при приближенном и точном выражении для кривизны изогнутой оси колонны.

Таблица 1

Величина армирования	Эксцентриситет					
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,8
0,2	0,838	0,845	0,855	0,860	0,875	0,890
0,15	0,830	0,835	0,843	0,850	0,862	0,875
0,125	0,821	0,825	0,828	0,835	0,845	0,855
0,10	0,817	0,820	0,821	0,822	0,828	0,828
0,075	0,815	0,815	0,815	0,815	0,815	0,815
0,05	0,795	0,795	0,791	0,790	0,787	0,785
0,025	0,785	0,780	0,772	0,767	0,755	0,740
0,01	0,765	0,757	0,750	0,737	0,715	0,695
	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
0,2	0,910	0,928	0,945	0,968	0,980	0,990
0,15	0,885	0,900	0,915	0,925	0,937	0,950
0,125	0,865	0,880	0,890	0,900	0,910	0,922
0,10	0,847	0,855	0,865	0,875	0,882	0,895
0,075	0,815	0,815	0,820	0,822	0,825	0,830
0,05	0,782	0,780	0,777	0,775	0,770	0,765
0,025	0,730	0,712	0,690	0,670	0,650	0,625
0,01	0,670	0,645	0,625	0,600	0,575	0,550

Результаты теории дают практические методы расчета железобетонных конструкций, наиболее надежные и экономичные по следующим причинам. Изложенная теория основана на расчетных Принципах и Правилах Еврокода 2, соответствует современному состоянию упругопластической теории расчета сооружений и основам классической механики Ньютона.

В теории не использовано ни одного сомнительного или противоречивого допущения. Вычислительные процедуры основаны на классических способах численного решения задачи Коши для нормальных систем дифференциальных уравнений. Численные результаты теории соответствуют результатам основательных экспериментов Тая К.Э. и Чистякова Е.А., проведенным в НИИЖБ;

они же совпадают с предельными значениями, полученными при переходе к линейной теории.

Использованные функции и их параметры для описания феноменологических кривых ползучести бетона обоснованы многочисленными экспериментами известных ученых.

Результаты, предназначенные для практического проектирования, удобны и понятны рядовому проектировщику, как следует из образца в табл. 1, где приведены коэффициенты длительного сопротивления железобетонной конструкции. Они демонстрируют, в соответствии с существующим нормативным методом, большую экономическую эффективность для рядовых потребителей, а также снижение материалоемких и энергоемких затрат на государственном уровне.

Табл. 1 является образцом и содержит набор значений коэффициентов длительного сопротивления сжатых железобетонных конструкций, соответствующих  $\varphi_{\infty}=0,8$ . Она сопоставляется с одним нормативным значением 0,555 и демонстрирует большую условность существующего норматива по железобетону в части учета ползучести бетона.

#### Л и т е р а т у р а

1. Model Code for Concrete Structures 2010. – Ernst & Sohn. – 2013, 402 p.
2. Санжаровский П.С. Нелинейная наследственная теория ползучести // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – 2014. – №1. – С. 63-68.
3. Санжаровский П.С. Проблемы теории ползучести // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – 2013. – №3. – С. 28-34.
4. Санжаровский П.С. Устойчивость элементов строительных конструкций при ползучести. – Л.: ЛГУ, 1978. – 216 с.
5. Eurocode EN 1992: Design of concrete Structures. – Brussels: CEN, 2004.

#### References

1. Model Code for Concrete Structures 2010. *Ernst & Sohn*, 2013, 402 p.
2. *Sanzharovskij, RS* (2014). Non-linear hereditary creep theory. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*, №1, p. 63-68.
3. *Sanzharovskij, RS* (2013). The problems of the creep theory. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*, №3, p. 28-34.
4. *Sanzharovskij, RS* (1978). *Ustojchivost' Elementov Stroitel'nyh Konstrukcij pri Polzuchesti*. L.: LGU, 216 p.
5. Eurocode EN 1992: Design of concrete Structures. Brussels: CEN, 2004.

#### THE CREEP OF CONCRETE AND ITS INSTANTANEOUS NONLINEARITY OF DEFORMATION IN THE STRUCTURAL CALCULATIONS

Sanzarovsky R.\* , Manchenko M.\*\*

\**L.N. Gumilyov Eurasian National University, Astana, Republic of Kazakhstan,*

\*\**Krylov State Research Centre, Moscow*

This article is the continuation of the previous publications of the authors which are dedicated to calculations of the instantaneous non-linear deformations of concrete. This theory is the essential elaboration of the methods for calculating sustained resistance of the building structures. In this theory the instantaneous non-linear deformations of concrete are practically exactly took into account.

KEY WORDS: non-linear creep theory, instantaneous non-linear deformations, sustained resistance of the building structures.