

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 624.21.012.45/.042.62-047.58

К. В. МЕДВЕДЕВ^{1*}, В. А. ТЕМИРГАЛИЕВ²

^{1*} Кафедра мостов и тоннелей, Национальный транспортный университет, ул. Суворова, 1, Киев, Украина, 01010, тел. +38 (044) 280 82 03, эл. почта general@ntu.edu.ua

² Кафедра мостов и тоннелей, Национальный транспортный университет, ул. Суворова, 1, Киев, Украина, 01010, тел. +38 (044) 280 82 03, эл. почта general@ntu.edu.ua

ОСОБЕННОСТИ МОДЕЛИРОВАНИЯ РАБОТЫ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ МОСТОВ С УЧЕТОМ ПОЛЗУЧЕСТИ БЕТОНА

Цель. Провести анализ реального напряженно деформированного состояния предварительно напряженных конструкций с учетом ползучести бетона и потерь предварительного напряжения в арматуре на различных этапах строительства и в период эксплуатации конструкции. **Методика.** Используются современные численные методы и натурные испытания. **Результаты.** Сформулирована математическая постановка МКЭ с учетом предварительно напряженного армирования и ползучести бетона. Даны рекомендации по выбору моделей. Выполнен сравнительный анализ с экспериментальными данными по учету потерь. **Научная новизна.** Описаны современные особенности построения КЭ моделей предварительно напряженных мостов и приведены зависимости для учета в этой модели предварительно напряженного армирования и длительных процессов в бетоне. Выполнено сравнение потерь предварительного натяжения полученных в результате расчетов по нормативным документам и данных экспериментального мониторинга существующих конструкций. **Практическая значимость.** Точный учет длительных деформаций в предварительно напряженных конструкциях дает возможность, в ряде случаев, избежать в конструкциях мест с перенапряжением и, как следствие, возникновения продольных трещин или мест с недостаточным предварительным напряжением в которых возникают поперечные трещины на стадии эксплуатации.

Ключевые слова: НДС; ползучесть бетона; потери предварительного натяжения

Введение

Современное мостостроение в Украине идет по пути все большего применения железобетонных конструкций. При этом в городских условиях, из-за плотной застройки, в большей степени стали преобладать монолитные предварительно напряженные конструкции пролетных строений. На напряженно деформированное состояние таких конструкций оказывает влияние, как способ возведения конструкции, так и длительные процессы в бетоне. Поэтому, для полноты учета силовых факторов, возникающих в монолитных конструкциях, требуется более точные способы учета ползучести и усадки [1, 2], нормативные зависимости для определения, которых, не изменились с 60-х годов прошлого столетия [5]. С применением метода конечных элементов (далее МКЭ), расчет данных конструкций значительно упростился, однако до сих пор до конца не раскры-

ты вопросы наиболее удачного моделирования монолитных конструкций, постановка учета ползучести и введения предварительного натяжения в МКЭ, учета потерь на основе современных методик, влияния арматурного запирания на потери в арматурных элементах и т.д. Данная статья ставит своей целью частично осветить данные вопросы.

Основная часть

Расчет предварительно напряженных конструкций, возводимых методами бетонирования на сплошных подмостях, а также навесного монтажа (рис. 1) требуют специальных расчетов, как конструкции в целом, так и промежуточных конструктивных форм, которые образуются в процессе возведения [3]. В процессе создания конструкции постоянно изменяется не только геометрия сооружения, но и свойства бетона, которые зависят от времени: модуль

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

упругости и прочность на сжатие. Напряженно-деформированное состояние (далее НДС) конструкции продолжают изменяться не только в процессе монтажа, но и после его завершения из-за изменения зависящих от времени свойств бетона таких, как ползучесть, усадка, модуль упругости (старение), а также вследствие релаксации предварительно напряженной арматуры. Таким образом, каждое промежуточное состояние возведения конструкции влияет на последующие стадии возведения. В этом случае, одним из наиболее важных становится вопрос выбора модели, ее построения и учета вышеописанных свойств.

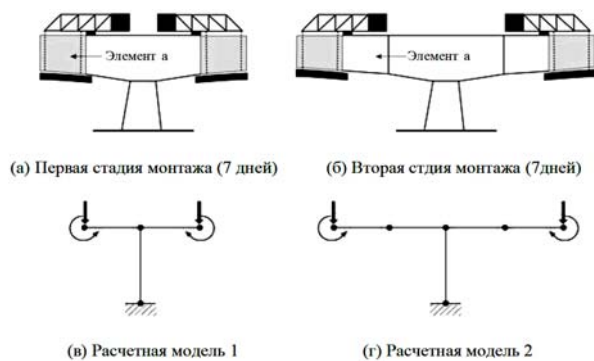


Рис. 1. Расчетные схемы навесного монтажа

Среди моделей, применяющихся для расчета предварительно напряженных мостов, чаще других используются стержневые и объемные конечно-элементные (далее КЭ) модели [4, 5]. Их особенности по представлению предварительно напряженного состояния, учета длительных процессов и при анализе результатов описаны ниже.

Представление предварительно напряженного состояния в КЭ постановке

1. Стержневые модели

Стержневые модели наиболее часто используются для аппроксимации пролётных строений, опор и фундаментов мостовых конструкций. Их преимуществом является понятные для всех проектировщиков результаты, выражаемые в компонентах усилий в стержневых конструкциях. Как известно, они довольно точно отображают реальную работу конструкций балочных, арочных, ферменных конструкций мостов и нашли свое применение во всех программных комплексах, реализующих МКЭ. Большую часть предварительно напряженных конструкций, в том числе монолитных, так же можно

описать пространственным стрижнем. Трудности могут возникнуть лишь при учете предварительного напряжения в таких конструкциях. Для стержневых моделей суть задания предварительного напряжения состоит в замене данного влияния эквивалентной нагрузкой, как показано на рис. 2.

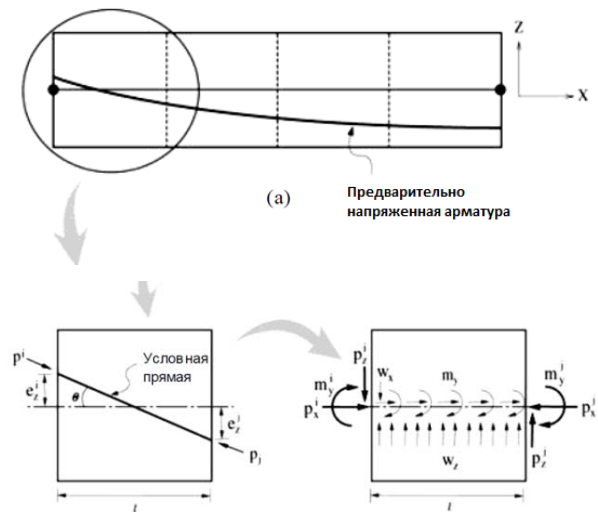


Рис. 2. Схема введения предварительно натяжения

При этом процесс замены эквивалентными нагрузками аналогичен для плоскостей X-Y и X-Z. Нагрузки прикладываются одновременно в узлах и по длине стержня. При этом участок профиля предварительно напряженной арматуры вдоль элемента считается линейным. Силы натяжения арматуры p^i и p^j не равны из-за наличия потерь. Три сосредоточенные обобщенные силы (p_x , m_y , p_z) на каждом конце элемента i и j , сами по себе не обеспечивают равновесия, и поэтому вводятся распределенные нагрузки. Для вычисления сосредоточенных нагрузок на каждом конце элемента используются уравнения (1) и (2), а для вычисления внутренних распределенных нагрузок используются уравнения (3) и (4).

$$p_x^i = p^i \cdot \cos \theta; p_z^i = p^i \cdot \sin \theta; m_y^i = p_x^i \cdot e_z^i \quad (1)$$

$$p_x^j = p^j \cdot \cos \theta; p_z^j = p^j \cdot \sin \theta; m_y^j = p_x^j \cdot e_z^j \quad (2)$$

$$\sum F_x = p_x^i + w_x \cdot l - p_x^j = 0; w_x = \frac{p_x^j - p_x^i}{l};$$

$$\sum F_z = -p_z^i + w_z \cdot l - p_z^j = 0; w_z = \frac{p_z^j - p_z^i}{l}. \quad (3)$$

$$\sum M_y^j = m_x^i - p_z^i \cdot l + w_z \frac{l^2}{2} + m_x^j + m_x^j = 0;$$

$$m_y = p_z^i - w_z \frac{l}{2} - \frac{m_y^i + m_y^j}{l}. \quad (4)$$

Современные программные комплексы, реализующие МКЭ, вычисляют зависящее от времени снижение предварительного напряжения, возникающее вследствие ползучести, усадки бетона и релаксации арматурных элементов, на каждой стадии монтажа, а также снижение предварительного напряжения, обусловленное воздействием внешних нагрузок, температуры и т.д. Вначале, на каждой стадии монтажа рассчитывается изменение сил натяжения арматуры и приращение силы натяжения конвертируется в эквивалентные нагрузки, которые прикладываются к элементу, как было показано выше.

2. Объёмные модели

В практике проектирования довольно часто встречаются мостовые конструкции, характеристики геометрии которых, невозможно аппроксимировать стержневым КЭ и получить приемлемый результат. Связано это с отношением пролёта и ширины массивной конструкции, различными разветвлениями эстакад, конструкциями, нагружаемыми в нескольких направлениях и т.д. В этом случае чаще всего применяют аппроксимацию пролетных строений объёмными КЭ, имеющих большое число разновидностей.

Предварительно напряжённое армирование в объёмных конечных элементах тесно связано с понятием «материнский» элемент, с которым взаимодействует арматура. Арматура может быть представлена линией или узлом, в зависимости от типа материнского элемента.

В процессе определения арматуры в модели, профиль арматурного стержня автоматически разделяется на сегменты, соответствующие элементам встраиваемой арматуры. При этом жесткость разделенных сегментов арматуры добавляется к жесткости соответствующих «материнских» элементов. В сегментах армирующих элементов, 2 узла интегрирования используются для линии. На рис. 3, а показаны два сегмента армирования с точками определения их местоположения и точками интеграции. Рис. 3, б показывает компоненту напряжения σ_{xx} и деформации ϵ_{xx} в точках интеграции. Напряжения сегмента арматуры ориентированы на месте расположения точки интеграции по касательной.

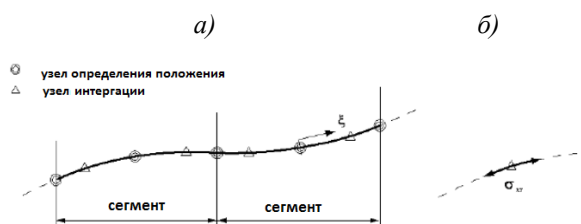


Рис. 3. Армирующий элемент

Во всех объёмных элементах арматурный элемент может быть определен с помощью 2-х или 3-х узловых отрезков. Арматура может состоять из одной или нескольких секций армирования. Каждая секция разделена на один или несколько сегментов армирования, которые расположены в одном «материнском» элементе. Рис. 4 показывает армирующий элемент, состоящий из двух сегментов.

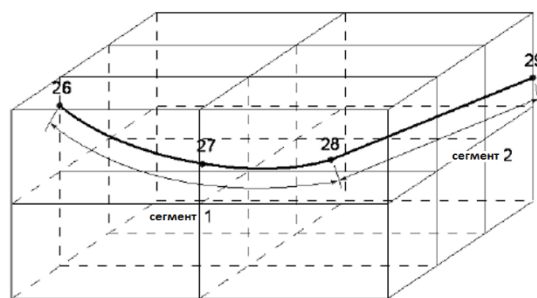


Рис. 4. Армирующий элемент в объёмных элементах

Первая секция определяется узлами армирования 26, 27 и 28, а вторая узлами 28 и 29. Первая секция определена более высоким порядком, в то время как вторая секция более низким.

В математической постановке МКЭ сегмент армирования состоит из узлов определения местоположения, и каждый узел определяется точками с координатами X_{re}^i , Y_{re}^i и Z_{re}^i . Узлы могут быть выражены в виде матрицы

$$X_{re} = \begin{Bmatrix} X_{re}^1 & X_{re}^2 & \dots & X_{re}^3 \\ Y_{re}^1 & Y_{re}^2 & \dots & Y_{re}^3 \\ Z_{re}^1 & Z_{re}^2 & \dots & Z_{re}^3 \end{Bmatrix} \quad (5)$$

Функция формы армирования может быть выражена как

$$N = \{N_1 \quad N_1 \quad \dots \quad N_n\}. \quad (6)$$

Общий вид функции формы $N_i (i=1, 2, \dots, n)$ зависит от порядка сегмента арматуры и определяется следующим образом:

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

- функция формы для линейного двухузлового арматурного элемента:

$$N_1(\xi) = \frac{1}{2}(1-\xi), N_2(\xi) = \frac{1}{2}(1+\xi); \quad (7)$$

- функция формы для трехузлового арматурного элемента

$$\begin{aligned} N_1(\xi) &= -\frac{1}{2}(1-\xi)\xi, & N_2(\xi) &= \frac{1}{2}(1+\xi)\xi, \\ N_3(\xi) &= \frac{1}{2}(1-\xi^2). \end{aligned} \quad (8)$$

Для каждой точки интеграции на отрезке армирования, вычисляются изопараметрические координаты по отношению к «материнскому» элементу.

Изопараметрические координаты J-го узла интегрирования сегмента арматуры в 3D-элементе можно записать в виде

$$G_j(\xi, \eta, \zeta). \quad (9)$$

Изопараметрические координаты J-го узла интегрирования отрезка армирующей в 2D-элементе можно записать в виде

$$G_j(\xi, \eta). \quad (10)$$

\widehat{B}_{Rein} в уравнении (11) представляет собой матрицу деформации для арматурного элемента в точке интеграции J-й секции армирования в зависимости от перемещений узлов материнского элемента.

$$\widehat{B}_{Rein}^j = B_{mother}(G_j). \quad (11)$$

Матрица деформаций арматурного элемента использует систему координат «материнского» элемента. Если «материнским» элементом является 3D-элемент, то деформации в локальной системе координат могут быть трансформированы в деформации в локальной системе координат арматурного элемента следующим образом

$$T \begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \vdots \\ \varepsilon_{zz} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_{\bar{x}\bar{x}} \\ \varepsilon_{\bar{y}\bar{y}} \end{Bmatrix}. \quad (12)$$

Здесь T представляет собой матрицу, которая проектирует и поворачивает тензор дефор-

мации «материнского» элемента в тензор деформации сегмента армирования. То же самое преобразование может быть применено к матрице B .

$$\widehat{B}_{Rein}^j = T \widehat{B}_{Rein}^j. \quad (13)$$

Матрица напряжение-деформация в арматуре, представленной стержнем, может быть выражена следующим образом

$$D = E_{\bar{x}\bar{x}} A_e, \quad (14)$$

где A представляет собой поперечное сечение арматуры.

Напряжения в локальной системе координат арматуры могут быть получены следующим образом

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \end{Bmatrix} = D \begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \end{Bmatrix}. \quad (15)$$

Вклад сегмента армирования к матрице жесткости элемента

$$\int_V B_{Rein}^T \cdot D \cdot B_{Rein} \cdot dV = K_{Rein} \quad (16)$$

и вклад сегмента армирования к вектору внутренних усилий элемента

$$\int_V B_{Rein}^T \cdot \sigma \cdot dV = F_{Rein}, \quad (17)$$

где σ тензор напряжений в точке интеграции арматуры, как определено в (15).

После численного интегрирования уравнений (16) и (17), вклад армирующего сегмента в жесткость «материнского элемента» и вектора внутренних усилий может быть выражен следующим образом

$$\begin{aligned} \sum_{j=1}^{N_{ip}} B_{Rein}^{jT} \cdot D \cdot B_{Rein}^j \det J^j; \\ \sum_{j=1}^{N_{ip}} B_{Rein}^{jT} \cdot \sigma \det J^j \end{aligned} \quad (18)$$

где N_{ip} представляет собой число точек интеграции в сегменте армирования.

Объемное КЭ моделирование дает возможность учесть, не только детально проработанные сложные конфигурации геометрии, но и поэтапное возведение с постнатяжением. Примеры таких проектов показаны на рис. 5.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

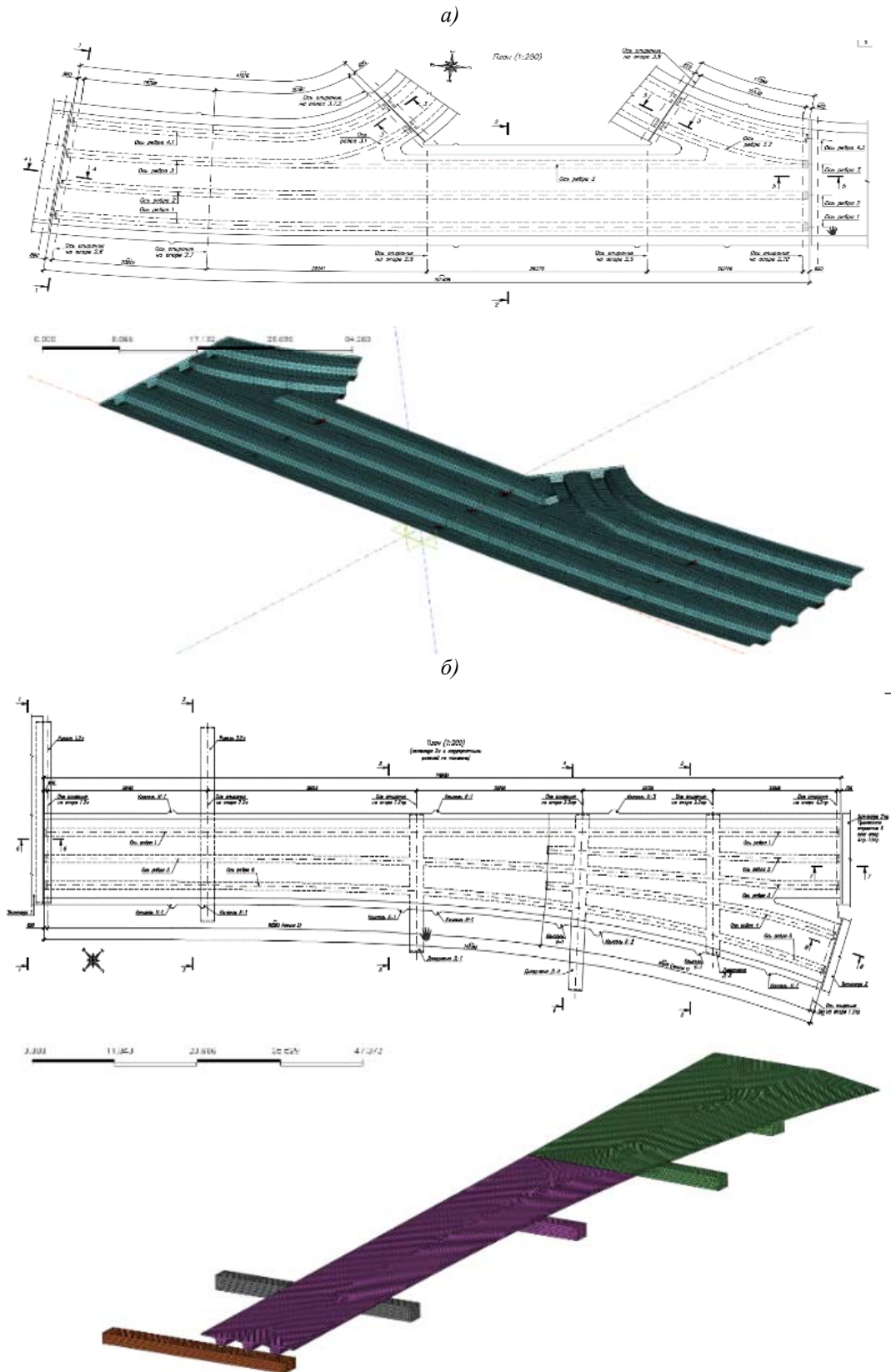


Рис. 5. План и расчетная схема конструкции пролетных строений:
 а) – г. Москва. Эстакада на ул. Боженко-Голбухина; б) – г. Москва. Эстакада на участке от шоссе Энтузиастов до МКАД

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

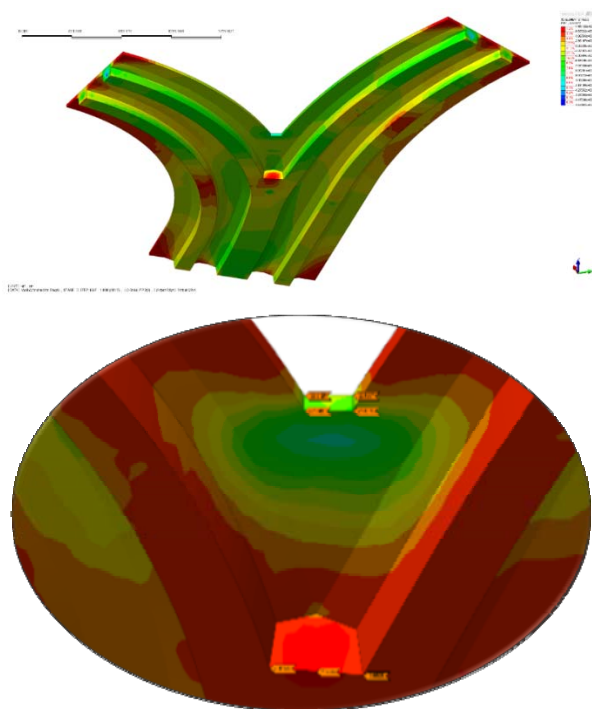


Рис. 6. Результаты главных напряжений в узле разветвления пролетного строения на стадии эксплуатации, МПа

Расчеты с учетом изменения свойств конструкции во времени

Ползучесть проявляется не только в росте деформаций пре/пост напряженных мостов, но также влияет и на предварительное напряжение арматурных элементов, изменяя тем самым поведение конструкции.

Одним из основных методов, используемых в практике МКЭ для расчета ползучести в бетонных конструкциях, является метод, в котором для каждого элемента, на каждом этапе, непосредственно вводится коэффициент ползучести и учитывается напряжение, возникшее в элементе к текущему моменту времени (рис. 7).

Другой часто используемый метод основан на том, что функции ползучести выражаются численно и интегрируются по напряжениям и по времени. Первый метод требует задания коэффициентов ползучести для каждого элемента на каждой стадии. Второй метод рассчитывает

$$\Delta \varepsilon_{c,n} = \varepsilon_{c,n} - \varepsilon_{c,n-1} = \sum_{j=1}^{n-1} \Delta \sigma_j C(t_j, t_{n-j}) - \sum_{j=1}^{n-2} \Delta \sigma_j C(t_j, t_{n-j}). \quad (21)$$

ползучесть путем интегрирования напряжений, зависящих от времени, используя коэффициенты ползучести, имеющиеся во встроенных стандартах.

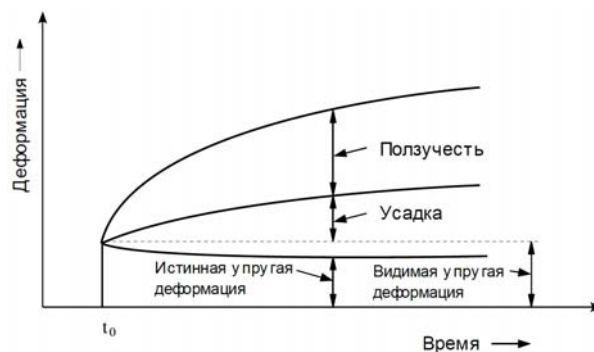


Рис. 7. Зависящие от времени деформации бетона

Общая деформация ползучести от момента времени t_0 до текущего момента t может быть выражена в виде интеграла от ползучести, обусловленной напряжением, возникающим на каждом этапе.

$$\varepsilon_c(t) = \int_{t_0}^t C(t_0, t - t_0) \frac{\partial \sigma(t_0)}{\partial t_0} dt_0, \quad (19)$$

где $\varepsilon_c(t)$ – деформация ползучести в текущий момент, $C(t_0, t - t_0)$ – удельная ползучесть, t_0 – время приложения нагрузки.

Если в приведенном выше выражении предположить, что напряжение на протяжении каждого этапа постоянно, то полная деформация ползучести может быть упрощенно представлена как сумма деформаций на каждом этапе

$$\varepsilon_{c,n} = \sum_{j=1}^{n-1} \Delta \sigma_j C(t_j, t_{n-j}). \quad (20)$$

С использованием упрощенной формулы для полной деформации ползучести приращение деформации ползучести $\Delta \varepsilon_{c,n}$ между этапами t_n и t_{n-1} можно записать в следующем виде

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Если удельная ползучесть представлена как вырожденное ядро (сумма ряда), приращение деформации ползучести можно вычислить, не имея в наличии историю изменения напряжения во времени.

$$C(t_0, t-t_0) = \sum_{i=1}^m a_i(\tau) \left[1 - e^{-(t-t_0)/\Gamma_i} \right], \quad (22)$$

$$\Delta \varepsilon_{c,n} = \sum_{i=1}^m \left[\sum_{j=1}^{n-2} \Delta \sigma_j a_i(t_j) e^{-(t-t_0)/\Gamma_i} + \sigma_{n-1} a_i(t_{n-1}) \right] \times \left[1 - e^{-(t-t_0)/\Gamma_i} \right];$$

$$\Delta \varepsilon_{c,n} = \sum_{i=1}^m A_{i,n} \left[1 - e^{-(t-t_0)/\Gamma_i} \right]; \quad A_{i,n} = \sum_{j=1}^{n-2} \Delta \sigma_j a_i(t_j) e^{-(t-t_0)/\Gamma_i} + \Delta \sigma_{n-1} a_i(t_{n-1}). \quad (23)$$

Из уравнения для $A_{i,n}$ $A_{i,n-1}$ получим

$$A_{i,n-1} = \sum_{j=1}^{n-3} \Delta \sigma_j a_i(t_j) e^{-(t-\tau_j)/\Gamma_i} + \Delta \sigma_{n-2} a_i(t_{n-2}). \quad (24)$$

Таким образом, соотношение между $A_{i,n}$ и $A_{i,n-1}$

$$A_{i,n} = A_{i,n-1} e^{-(t-\tau_{n-1})/\Gamma_i} + \Delta \sigma_{n-1} a_i(\tau_{n-1}),$$

$$A_{i,1} = \Delta \sigma_0 a_i(\tau_0). \quad (25)$$

С помощью изложенного метода приращение деформации для каждого элемента на каждом этапе может быть получено, исходя из напряжения, возникшего на непосредственно предшествующем этапе, и модифицированного напряжения всех предыдущих этапов. Этот метод обеспечивает сравнительно точный расчет, отражающий изменения в напряжениях.

Результаты мониторинга предварительно напряженных конструкций мостов

Вышеописанные способы учета длительных процессов используя численные методы, а также разработанные инженерные методики по учету потерь в пост напрягаемых конструкциях дают возможность оценить реальное изменение напряженно-деформированного состояния (далее НДС) в процессе возведения конструкции, а также изменения напряжения в арматуре. Данное изменение часто называют потерями предварительного натяжения, которое, есть необходимость сравнить с реальными конструкциями

где $a_i(\tau)$ - коэффициенты, относящиеся к первоначальному виду кривых удельной ползучести в момент приложения нагрузки τ ; Γ_i - значения, относящиеся к виду кривых удельной ползучести на протяжении периода времени.

Используя приведенное выше выражение для удельной ползучести, приращение деформации можно записать следующим образом

эксплуатирующийся мостов. В качестве объектов натурального сравнения были выбраны конструкции с системами мониторинга НДС (рис. 8).

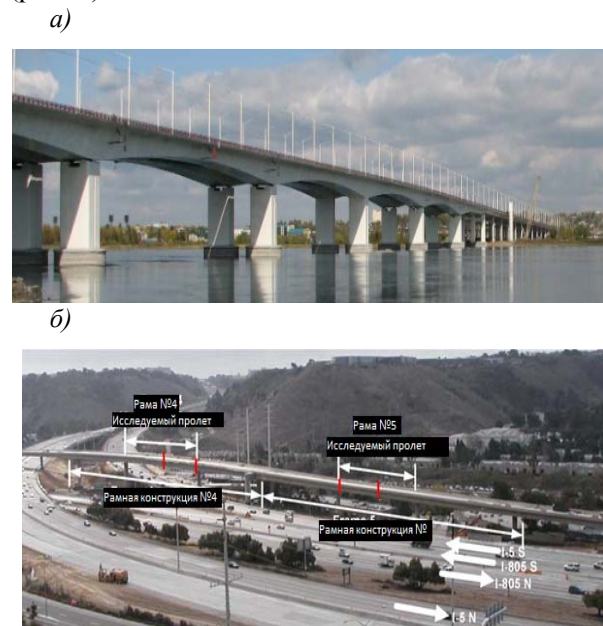


Рис. 8. Примеры мостов:

- а) – русловая часть моста через р. Ангару в Иркутске;
б) – моста на шоссе Interstate 15-805 в Сан-Диего и I215-CA91 в Риверсайд, штат Калифорния

Первая предварительно напряженная конструкция была возведена методом навесного монтажа в г. Иркутске в 2008 г. Имеет систему автоматизированного мониторинга с системой тензодатчиков, измеряющих деформации пролетного строения одного из русловых пролетов.

Второй мост расположен в штате Калифорния на шоссе Interstate 15-805 и имеет несколько рамных конструкций, которые находятся в

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

процессе мониторинга деформаций. Конструкция моста возведена методом по-пролетного бетонирования на сплошных подмостях и за-проектирована с учетом норм [7].

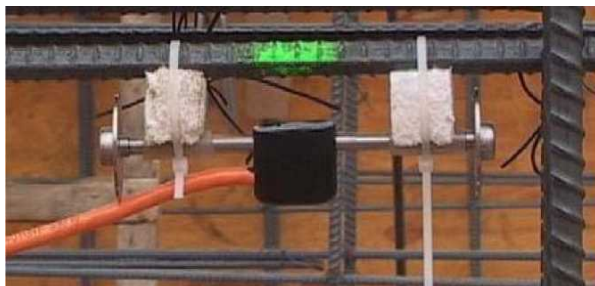


Рис. 9. Вид сверху размещения тензорезистора до бетонирования в конструкции моста (Льюис, штат Калифорния)

Потери, вызванные длительными деформациями бетона, вычислялись на основе зависимости (26) с учетом уменьшения напряжений в арматуре вызванных трением и деформацией и обпрессовкой анкеров.

$$\Delta\sigma_{ps} = \Delta\varepsilon_c E_p + \Delta\sigma_{pr}, \quad (26)$$

$\Delta\varepsilon_c$ – изменение напряжения бетона на уровне арматуры во времени; E_p – модуль упругости напрягаемой арматуры; $\Delta\sigma_{pr}$ – снижение напряжения, вызванное релаксацией.

Для сравнения с результатами эксперимента принимались зависимости из приложения Т нормативного документа [5]. Вторые потери от действия ползучести вычислялись с учетом первых на основе формул 27.

$$\left(\begin{array}{l} \frac{40\sigma_{bp}}{R_{bp}} \text{ при } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \leq 0,8 \\ 32 + 94 \left(\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} - 0,8 \right) \text{ при } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} > 0,8 \end{array} \right) \quad (27)$$

Как видно из графиков (рис. 10), нормативные зависимости, описанные в [5, 10], учитывающие потери в предварительно напряженных элементах от действия ползучести и усадки бетона, существенно отличаются от результатов мониторинга существующих сооружений. При этом следует заметить, что нормативные формулы для учета потерь дают результаты в запас или с недостатком по сравнению мониторингом в зависимости от метода сооружения и других условий.

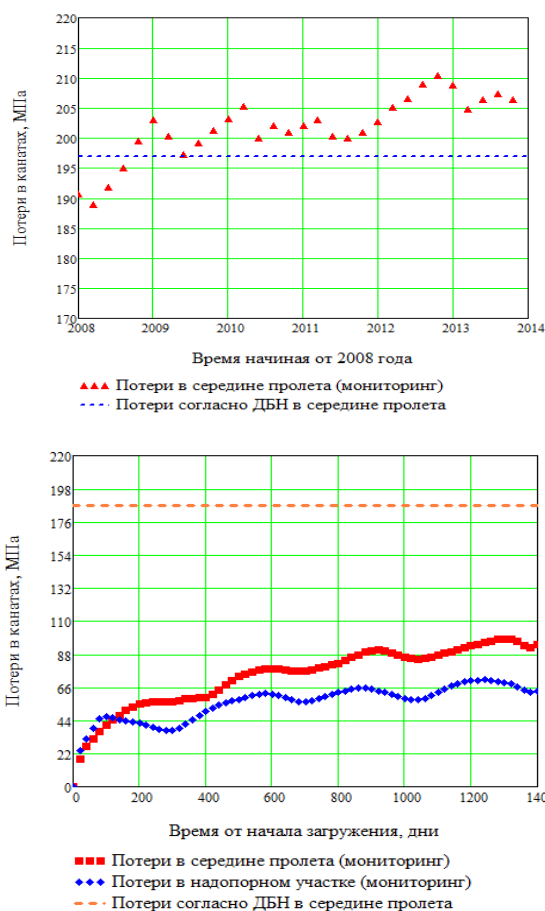


Рис. 10. График изменения полных потерь на основе мониторинга

Выводы

Как видно из исследований большое значение имеет необходимость не только применить расчетный комплекс, но и выбрать соответствующую КЭ модель. При этом в моделировании предварительно напряженных конструкций большое внимание следует уделять постановке введения предварительного натяжения арматуры, созданию стадий возведения, а также учету длительных процессов в бетоне. Вышеописанные вопросы являются громоздкими и возможность допустить ошибку значительно возрастает. Вместе с тем, нормативные методики дают результаты, отдаленные от НДС существующих сооружений, из чего следует необходимость разработки современной инженерной методики по учету влияния длительных процессов в бетоне на потери предварительного натяжения с учетом стадий возведения конструкции.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ
ИСТОЧНИКОВ

1. Гибшман, Е. Е. Теория и расчет предварительно-напряженных железобетонных мостов [Текст] / Е. Е. Гибшман, М. Е. Гибшман. – Москва : Автоотрансиздат, 1963. – 397 с.
2. Гибшман, М. Е. Теория расчета мостов сложных пространственных систем [Текст] / М. Е. Гибшман. – Москва : Транспорт, 1973. – 200 с.
3. Быкова, Н. М. Моделирование и расчёт мостов на статические и динамические нагрузки и воздействия [Текст] / Н. М. Быкова, Т. М. Баранов, В. А. Темиргалиев. – Иркутск : ИрГУПС, 2016. – 240 с.
4. Лившиц, Я. Д. Расчет железобетонных конструкций с учетом влияния усадки и ползучести бетона [Текст] / Я. Д. Лившиц. – Київ : Вища школа, 1976. – 279 с.
5. ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування [Текст]. – Надано чинності 2007-02-01. – Київ : Мін. буд., архіт. та житл.-комун. госп-ва, 2006. – 359 с.
6. Eurocode no. 2 EN 1992-1-1: 2004. Desing of concrete structures [General Rules and Rules for Building]. Brussels, 2004. 225 p.
7. AASHTO-LRFD Bridge Design Specifications [American Association of State Highway and Transportations Officials (AASHTO)]. Washington, DC, 2004.
8. Ghali A., Elbadry M. M. Serviceability Design of Continuous Prestressed Concrete Structures. *PCI Journal*, 1989, vol. 34, no. 11, pp. 54-91.
9. Kahn L. F., Lopez M. Prestress losses in high performance lightweight concrete pretensioned bridge girders. *PCI Journal*, 2005, vol. 50, no. 5, pp. 84-94.
10. CEB-FIP MC 90 Model Code for Concrete Structures [Comite Euro-International du Beton - Federation Internationale de la Precontrainte (CEB-FIP)]. London, UK, 1993.

К. В. МЕДВЕДЕВ^{1*}, В. А. ТЕМИРГАЛІЄВ²

^{1*} Кафедра мостів і тунелів, Національний транспортний університет, вул. Суворова, 1, м Київ, Україна, 01010, тел. +38 (044) 280 82 03, ел. пошта general@ntu.edu.ua

² Кафедра мостів і тунелів, Національний транспортний університет, вул. Суворова, 1, м Київ, Україна, 01010, тел. +38 (044) 280 82 03, ел. пошта general@ntu.edu.ua

ОСОБЛИВОСТІ МОДЕЛЮВАННЯ РОБОТИ ПОПЕРЕДНЬОГО НАПРУЖЕННЯ КОНСТРУКЦІЙ МОСТІВ З УРАХУВАННЯМ ПОВЗУЧОСТІ БЕТОНУ

Мета. Провести аналіз реального напружено деформованого стану попередньо напружених конструкцій з урахуванням повзучості бетону і втрат попереднього напруження в арматурі на різних етапах будівництва та в період експлуатації конструкції. **Методика.** Використано сучасні чисельні методи і натурні випробування. **Результати.** Сформульована математична постановка МСЕ з урахуванням попередньо напруженого армування і повзучості бетону. Дано рекомендації по вибору моделей. Виконано порівняльний аналіз з експериментальними даними по врахуванню втрат. **Наукова новизна.** Описано сучасні особливості побудови SE моделей попередньо напружених мостів і наведені залежності для врахування в цих моделях попереднього напруженого армування і тривалих процесів в бетоні. Виконано порівняння втрат попереднього напруження отриманих в результаті розрахунків за нормативними документами та даних експериментального моніторингу існуючих конструкцій. **Практична значимість.** Точне врахування тривалих деформацій в попередньо напружених конструкціях дає можливість в ряді випадків уникнути в конструкціях місць з перенапруженням і як наслідок - виникнення поздовжніх тріщин або місць з недостатнім попереднім напруженням, в яких виникають поперечні тріщини на стадії експлуатації.

Ключові слова: МСЕ; повзучість бетону; втрати попереднього напруження

К. V. MEDVEDEV^{1*}, V. A. TEMIRGALIEV²

^{1*} Department of bridges and tunnels, National Transport University, 1 Suvorov st., Kiev, Ukraine, 01010, tel. +38 (044) 280 82 03, e-mail general@ntu.edu.ua

² Department of bridges and tunnels, National Transport University, 1 Suvorov st., Kiev, Ukraine, 01010, tel. +38 (044) 280 82 03, e-mail general@ntu.edu.ua

FEATURES MODELING OF PRESTRESSED STRUCTURES BRIDGES WITH REGARD TO CREEP OF CONCRETE

Purpose. To analyze real stress strain state of prestressed concrete structures subject to creep and prestressed losses in the reinforcement in various stages of construction and operation. **Methodology.** The use of modern numerical methods and structural test. **Findings.** The paper describes the mathematical relationships for FEM for prestressed reinforcement concrete with creep. Recommendations were made on the choice of models. A comparative analysis was performed with experimental data on losses accounting. **Originality.** Modern design features for FE models of prestressed bridges and presented according to account in this model of prestressed reinforcement and long-term processes in the concrete has been described. Prestressing losses resulted from calculations on regulatory documents and experimental monitoring of existing data structures were compared. **Practical value.** Accurate accounting of long-term deformation in prestressed structures makes it possible in some cases to avoid in the construction places with overstress and as a consequence - occurrence of longitudinal cracks. In addition, correct account of prestressing losses to avoid transverse cracks in the bridge spans in the operational phase.

Keywords: FEM; creep of concrete; loss of prestressed concrete

REFERENCES

1. Gibshman E. E., Gibshman M. E. *Teoriya i raschet predvaritelno napryazhennykh zhelezobetonnykh mostov* [Theory and Design of prestressed concrete bridges]. Moscow, Avtotransizdat Publ., 1963. 397 p.
2. Gibshman M. E. *Teoriya rascheta mostov slozhnykh prostranstvennykh system* [Theory bridge design complex spatial systems]. Moscow, Transport Publ., 1973. 200 p.
3. Bykova N. M., Baranov T. M., Temirgaliiev V. A. *Modelirovanie i raschet mostov na staticheskie i dinamicheskie nagruzki i vozdeystviya* [Simulation and calculation of bridges static and dynamic loads and impact]. Irkutsk, Il-GUPS Publ., 2016. 240 p.
4. Livshits Y. D. *Raschet zhelezobetonnykh konstruksiy s uchetom vliyaniya usadki i polzuchesti betona* [Calculation of reinforced concrete structures, taking into account the influence of shrinkage and creep of concrete]. Kiev, Vishcha Shkola Publ., 1976. 279 p.
5. *DBN V.2.3-14-2006. Sporudy transportu. Mosty ta truby. Pravyla proektuvannya* [State Standard V.2.3-14-2006. Transport constructions. Bridges and pipes. Design rule]. Kyiv, Ministerstvo budivnytstva, arkhitektury i zhytlovo-komunalnoho hospodarstva Publ., 2006. 359 p.
6. Eurocode no. 2 EN 1992-1-1: 2004. *Desing of concrete structures* [General Rules and Rules for Building]. Brussels, 2004. 225 p.
7. *AASHTO-LRFD Bridge Design Specifications* [American Association of State Highway and Transportations Officials (AASHTO)]. Washington, DC, 2004.
8. Ghali A., Elbadry M. M. Serviceability Design of Continuous Prestressed Concrete Structures. *PCI Journal*, 1989, vol. 34, no. 11, pp. 54-91.
9. Kahn L. F., Lopez M. Prestress losses in high performance lightweight concrete pretensioned bridge girders. *PCI Journal*, 2005, vol. 50, no. 5, pp. 84-94.
10. CEB-FIP MC 90 *Model Code for Concrete Structures* [Comite Euro-International du Beton – Federation Internationale de la Precontrainte (CEB-FIP)]. London, UK, 1993.

Статья рекомендована к публикации д.т.н., проф. А. И. Лантухом-Лященко (Украина), д.т.н., проф. А. В. Радкевичем (Украина).

Поступила в редколлегию 22.11.2016.

Принята к печати 26.12.2016.