

5. Ekstrom, J.A. A field study of model pile behaviour in non-cohesive soils. Ph. D – Chalmers University of Technology, 1989. – 311 p.
6. Уласик, Т.М. Методика определения уточненных прочностных характеристик, используемых при расчете оснований зданий и сооружений / Т.М. Уласик // Расчет и проектирование оснований и фундаментов в сложных инженерно-геологических условиях: межвуз. сб. научн. тр. ВГАСУ / Под ред. В.М. Алексева. – Воронеж, 2002. – С. 83–85.
7. Уласик, Т.М. Влияние дилатансии на величину угла внутреннего трения / Т.М. Уласик // Наука – образованию, производству, экономике: рефераты докладов 56-й науч.-технич. конф. професс., преп., науч. работ и асп. БНТУ. Минск. 4–7 фев. 2003 г. / БНТУ, УП «Технопринт»; редкол.; Б.М. Хрусталева [и др.]. – Минск, 2003. – Т. 2. – С. 5.
8. Уласик, Т.М. Дополнение существующих методик испытаний несвязных грунтов при определении параметров прочности с учетом дилатансии / Т.М. Уласик // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь: сб. научн. трудов Междунар. научн.-метод. межвуз. семинара, Могилев, 16–18 Сазонов [и др.]. – Могилев, 2005. – С. 471–473.

Материал поступил в редакцию 08.02.12

DRONEVICH A.Y, POYTA P.S, SHVEDOVSKY P.V. Features to handle variability in soil properties during immersion driven piles on their bearing capacity

The paper considers the practical aspects of the accounting effect of dilatancy on the bearing capacity of driven piles.

УДК 624.15+624.131.6:551.5

Шведовский П.В., Пойта П.С., Клебанюк Д.Н.

ОСОБЕННОСТИ ОЦЕНКИ И ПРОГНОЗА ИЗМЕНЧИВОСТИ СТРОИТЕЛЬНЫХ СВОЙСТВ ГРУНТОВ ГЕОМАССИВА В ПРЕДЕЛАХ СТРОИТЕЛЬНЫХ ПЛОЩАДОК

Введение. Действующие в настоящее время нормативные документы по поверхностному уплотнению грунтов тяжелыми трамбовками [1, 2], а также сведения, имеющиеся в технической литературе, [3–7] не содержат конкретных рекомендаций по учету вертикальной и горизонтальной изменчивости инженерно-геологических условий стройплощадок.

Учитывая, что оптимизация энергетических и трудовых затрат требует учета всего разнообразия факторов, влияющих на предельную глубину уплотнения как конструктивно-технологических (масса и форма трамбовки, высота сбрасывания, число ударов, расстояния между отпечатками, число этапов повторного уплотнения и т.п.), так и физико-механических свойств грунтов, условий и особенностей их залегания, то оценить прогнозируемые контрольные значения параметров уплотненного грунта, без анализа изменчивости свойств грунтов геомассива на стройплощадке, невозможно даже принципиально.

Анализ и методика исследований. Анализ имеющихся исследований [7, 8, 11 и др.] показывает, что наиболее детально на территории республики изучена вертикальная изменчивость грунтов геомассивов.

Большинство исследователей отмечают, что в основном характерны двухзонные типы грунтовых разрезов, т.е. по формированию строительных свойств выделяются только верхняя и нижняя зоны. Переходная зона либо не выделяется, либо ее мощность незначительна, и как самостоятельный инженерно-геологический элемент она не имеет практического значения. При этом верхняя зона характеризуется большей песчаностью или пылеватостью и зачастую пониженной плотностью. Повышенная изменчивость показателей состава и физико-механических свойств наблюдается по направлению к кровле.

По инженерно-геологическим отчетам более чем для пятидесяти строительных площадок западного региона республики были сформированы интегральные кривые гранулометрического состава и графики распределения, позволившие построить гистограммы распределения характеристик строительных свойств грунтов.

Анализ характера гистограмм позволяет отметить, что их локальная изменчивость подчиняется нормальному или логнормальному распределению, т.е. они являются случайными стохастическими величинами.

Отсюда для оценки отклонений характеристик строительных свойств в любой точке стройплощадки от его нормативного (среднего) значения, в любой момент времени, которые можно выразить

через дисперсию, их необходимо рассматривать как функцию положения и времени комплекса факторов для стохастических стационарных в широком смысле процессов.

Если $D_{\phi} = f(\bar{D}_{\phi})$, а $\Pi = \varphi(\bar{\Pi})$ – случайные функции, D_{ϕ} – деформационные, Π – прочностные свойства, сформировавшиеся под воздействием случайных факторов, то среднее значение их определяется математическим ожиданием

$$D_{\phi} = H(\beta) D_{\phi}^0(t), \quad (1)$$

где $H(\beta) = \left[\frac{(1 + \beta^4)^{1/2} - \beta^2}{(1 + \beta^4)} \right]^{1/2}$ – коэффициент случайного воздействия комплекса факторов; β – дисперсионная постоянная и при $\beta \rightarrow 0$ $H(\beta) \rightarrow 1$, а при $\beta \rightarrow \infty$ $H(\beta) \rightarrow 0$.

Выражая дисперсию уравнением

$$\sigma^2(t) = E[h^2(x(t), t)] - \{E[h(x(t), t)]\}^2 \quad (2)$$

и представляя члены выражения через характеристические функции для стохастического стационарного процесса, имеем:

$$\sigma^2(t) = V(\beta) [D_{\phi}^0(t)]^2, \quad (3)$$

где

$$V(\beta) = \frac{1}{\beta^2} \operatorname{arctg} \beta^2 - \frac{1}{2\beta^2} \operatorname{arccos} \left(\frac{\sqrt{1 + 4\beta^4} + \beta^4}{1 + \beta^4} \right) - \left(\frac{\sqrt{1 + 4\beta^4} - \beta^4}{1 - \beta^4} \right)^{1/2} \quad (4)$$

и $V(\beta) = 0$ при $\beta = 0$, достигает максимума $V(\beta) = 0,141$ при $\beta = 1,12$ и $V(\beta) \rightarrow 0$ при $\beta \rightarrow \infty$.

Так как $\frac{V(\beta)}{H^2(\beta)} \rightarrow \frac{1}{6} \beta^4$ при $\beta \rightarrow 0$ и $\frac{V(\beta)}{H^2(\beta)} \rightarrow 2\beta^3$ при

$\beta \rightarrow \infty$, то это и определит дисперсию изменения строительных свойств от случайного влияния факторов

$$\sigma^2(D_{\phi}') \leq 0,141 D_{\phi} \quad \text{и} \quad \sigma^2(\Pi_i) \leq 0,141 \Pi_i. \quad (5)$$

Клебанюк Дмитрий Николаевич, магистрант кафедры геотехники и транспортных коммуникаций Брестского государственного технического университета.

Беларусь, БрГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.

Нужно отметить, что расчеты деформативности грунтов при $D_{\phi} = D_{\phi}^{cp}$ и $\Pi = \Pi^{cp}$ дают завышенные результаты для 50% случаев (площади) соответствующей кривой распределения в интервале $[\overline{D_{\phi}} \div (D_{\phi} + 3\sigma_{D_{\phi}})]$, и заниженные – в интервале $[\overline{D_{\phi}} \div (D_{\phi} - 3\sigma_{D_{\phi}})]$. Вероятность же того, что случайная расчетная величина D_{ϕ} не выйдет за пределы $D_{\phi}^{min} \leq \overline{D_{\phi}} \leq D_{\phi}^{max}$, равна $P_{D_{\phi}} = 0,32 \div 0,40$, где D_{ϕ}^{min} и D_{ϕ}^{max} – доверительные экстремальные величины.

Вероятную оценку отклонений расчетных величин $\Delta(\Delta H)$ от значений ΔH в пределах $(\Delta H + 3\sigma_{\Delta H})$ позволяет дать зависимость:

$$P\{\overline{\Delta H} - \Delta(\Delta H) < \Delta H < \overline{\Delta H} + \Delta(\Delta H)\} = 2\Phi \frac{\Delta(\Delta H)}{\sigma_{\Delta H}} \quad (6)$$

характеризующая вероятность того, что значение ΔH находится в диапазоне $\Delta H + \Delta(\Delta H)$ при вероятности превышения $\overline{P}[\Delta H + \Delta(\Delta H)] = 1 - P[\Delta H \pm \Delta(\Delta H)]$, где $\Phi(z)$ – интегральная вероятностная функция плотности распределения D_{ϕ} и Π .

Расчеты показывают, что при отклонении $\overline{\Delta H}$ от ΔH на 15, 40, 60, 80 и 90% $P[\Delta H \pm \Delta(\Delta H)]$ находится в пределах 0,3; 0,6; 0,8; 0,9 и 0,999. Это требует при оценке характеристик строительных свойств устанавливать доверительные пределы D_{ϕ}' , а не использовать среднее его значение, как делается на практике. А это приводит к необходимости более чем 30 кратного определения D_{ϕ} по площади распространения одного типа грунта (доверительная вероятность 95%), что практически невыполнимо.

Результаты расчетов и их обсуждения. В соответствии с предложенной методикой анализа изменчивости строительных свойств грунтов нами проанализирована связь прочностных свойств песчаных грунтов с их гранулометрическим составом. Согласно [3, 4, 7] сопротивление сдвигу несвязных грунтов зависит от трения частиц при их скольжении ϕ_m , зацепления – сопротивления, оказываемого частицами при их выходе из положения равновесия (сопротивление структуры) ϕ_s и сопротивления срезу и раздроблению частиц ϕ_c , т.е. $\phi = \phi_m + \phi_c + \phi_s$. Роль каждого слагаемого в сопротивлении сдвигу различна и зависит также от множества факторов.

Для того, чтобы установить влияние преобладающего диаметров частиц, слагающих грунт, на его прочностные свойства, были определены характерные диаметры частиц грунта $d_{10}, d_{20}, \dots, d_{90}$.

Корреляционный анализ связи $tg\phi = f(d_i)$ дает возможность считать их однородными. Оценка близости эмпирического распределения показателей гранулометрического состава и коэффициента внутреннего трения к теоретическому (закон нормального распределения) проводилась по коэффициенту асимметрии и эксцессу.

Большинство показателей имеет распределение, близкое нормальному. Не подчиняются закону нормального распределения только величины d_{40} и d_{90} .

Анализ парных коэффициентов корреляции показывает, что при уровне значимости $\alpha = 0,05$ наиболее тесная связь существует между коэффициентом внутреннего трения $tg\phi$ и $d_{10} - d_{50}$, т.е. на формирование прочностных свойств песчаных грунтов основное влияние оказывают частицы диаметром 0,11–0,18 мм.

Полученные расчетные зависимости позволяют выделить три типа связей коэффициента внутреннего трения $tg\phi$ и d_n : тесная

связь ($n = 10, 20, 25, 30, 40, 50$); слабая связь ($n = 60, 70, 75$); связь практически отсутствует ($n = 80, 90\%$).

Не менее существенным является и знание зависимости изменчивости прочностных свойств не только от характерных диаметров частиц, но и от совокупного их воздействия.

Исследовав вопросы коррелятивности показателей $tg\phi$ и процентного содержания фракций определенного диаметра ($P\%$) по методике [14], было получено расчетное уравнение для $tg\phi$, в виде многочлена

$$tg(\phi) = a_0 + a_1x_1 + a_2x_2 + a_3x_3 + \dots + a_nx_n, \quad (7)$$

где x_i – аргумент (процентное содержание фракции от общей массы пробы, %);

a_i – коэффициенты соответствия при аргументах.

Приняв в качестве аргументов состав фракций по схеме, приведенной в таблице 1, для наиболее характерных составов грунтов были рассчитаны значения коэффициентов соответствия a_0 и a_i .

Таблица 1. Расчетная схема аргументов многочлена

Диаметр фракций, мм	Аргументы			
	1-6	7-8	9-10	11-12
>2,0	x_1	} x_7	} x_9	} x_{11}
2,0-1,0	x_2			
1,0-0,50	x_3			
0,50-0,25	x_4	} x_8	} x_{10}	
0,25-0,10	x_5			
<0,10	x_6			

Проведенные расчеты показывают, что для получения значения $tg\phi$ на уровне 90% достоверности необходимо использовать как минимум восемь аргументов.

Что касается методов прогноза изменчивости свойств грунтов, то первичным должно быть выявление эффективности существующих методов. При этом под эффективностью нами понимается оценка достоверности прогноза, являющаяся основанием для принятия оптимального решения. Эффективность можно выявлять по оценке смещения коэффициентов прогнозных моделей, точности прогнозов или границам доверительного интервала и по отклонению фактических значений от прогнозных.

Однако непосредственно аппарат прогнозирования не дает возможности формально оценить точность и надежность получаемых результатов, тем более, что это в значительной мере зависит от исходной информации (объема и достоверности).

Наиболее распространено следующее уравнение для расчета эффективности прогноза

$$eff = \frac{2,501}{\sigma_{np}} \sqrt{\sigma_{np}^2 + \frac{\sigma^2}{n}}, \quad (8)$$

где σ^2 – дисперсия функции;

σ_{np}^2 – остаточная дисперсия (дисперсия прогноза);

n – число определений функции при построении уравнений регрессии.

Однако не следует забывать, что полученная по формуле (8) эффективность может служить, в основном, только показателем, определяющим информационную эффективность прогнозных методов.

Неформальную же оценку эффективности прогнозов можно выразить функцией:

$$eff = f(C) \xrightarrow{J \in K, H, S} C_{min}, \quad (9)$$

где K – категория сложности инженерно-геологических условий;

H и S – соответственно пространственные параметры;

C – поэтапные стоимости (изысканий, строительства, эксплуатации);

J – интегральный показатель и $J = \sum_{i=1}^n q_i R_i$;

R_i – оценка i -го фактора; q_i – вес i -го фактора.

Непосредственная процедура синтеза прогнозных оценок с использованием неформальной оценки эффективности прогнозов свойств грунтов в соответствии с (9) может быть описана в виде:

$$A_0 = \sum_{i=1}^N \mu_i A_i, \quad (10)$$

где A_i – значения частных i -ых прогнозов; μ_i – вес i -го прогноза. Веса необходимо выбирать по критерию минимума ошибок (дисперсии) прогноза A_0 и

$$\mu_i = \frac{1}{\sigma_{A_i}^2 \cdot \sum_{j=1}^N \frac{1}{\sigma_{A_j}^2}}. \quad (11)$$

Тогда

$$A_0 = \frac{1}{\sum_{j=1}^N \frac{1}{\sigma_{A_j}^2}} \cdot \sum_{j=1}^N \frac{A_j}{\sigma_{A_j}^2}. \quad (12)$$

Эта процедура (комплексирование методов элементами формализации) позволяет при прогнозах свойств грунтов более корректно учесть как большое количество факторов по всем группам (K, H, S), так и особенности методов прогноза.

И в заключение рассмотрим сущность задачи по созданию и реализации модели неоднородного геомассива в формализованном виде.

Наборы признаков любого объекта можно интерпретировать как точки \bar{X}_i в p -мерном евклидовом пространстве (p – число признаков), где каждая точка $\bar{X}_i = \{x_{i1}, x_{i2}, \dots, x_{ip}\}$ соответствует одному экспериментальному определению этого набора. Такая интерпретация очень удобна также и для задачи расчленения геомассива (в качестве признаков здесь выступают физические и механические свойства грунтов), ибо позволяет привлечь к решению задачи разработанные методы классификации многомерных наблюдений: факторного анализа, кластер-анализа и т.п.

Каждая точка считается представителем небольшого («локального») объема, поэтому предполагается, что \bar{X}_t при любом t имеет p -мерное нормальное распределение $N(\bar{\theta}_t, \Sigma_t)$. В предположении, что компоненты x_{ik} ($k = 1, 2, \dots, p$) случайной величины \bar{X}_t независимы, а дисперсии признаков σ_k^2 не зависят от t (вследствие чего $\Sigma_t = \sigma^2 E$ при всех t ; E – единичная матрица; $\sigma^2 = \{\sigma_1^2, \sigma_2^2, \dots, \sigma_p^2\}$), объект называется неоднородным, если существуют две точки t_1 и t_2 такие, что $\bar{\theta}_{t_1} \neq \bar{\theta}_{t_2}$.

Очевидно вместо абсолютных значений случайных величин можно сравнивать и средние значения средних $\frac{1}{n_t} \sum_{j \in T_t} \bar{\theta}_{t_j}$ и

$\frac{1}{n_t} \sum_{j \in T_2} \bar{\theta}_{t_j}$ по двум подмножествам T_1 и T_2 множества T . При этом нужно отметить, что предположения о независимости компо-

нентов случайных величин \bar{X}_i и равенстве их ковариационных матриц строго необходимы для построения этих критериев.

Анализ построенных гистограмм (кривых плотностей неоднородных распределений) позволяет на основании вышеописанного определять физико-механические свойства грунтов в пределах неоднородных массивов горных пород, как выборку из конечной смеси p -мерных нормальных распределений с плотностью

$$f(x) = \sum_{q=1}^r \alpha_q \frac{1}{\sqrt{2\pi} \cdot \sigma_q} \cdot \exp \left[\frac{-(x - a_q)^2}{2\sigma_q^2} \right], \quad (13)$$

где r – число однородных нормальных совокупностей в системе (число однородных элементов в массиве); α_q – доля q -й совокупности в системе.

Выделение однородных составляющих из смеси, имеющей такую плотность распределения, можно осуществлять двумя методами:

- первый – двухэтапный: на первом этапе оцениваются неизвестные, как правило, параметры a_q, \bar{a}_q и σ_q (а нередко и r); на втором этапе каждое из индивидуальных значений выборки относится к одной из выделенных нормальных составляющих;
- второй – одноэтапный, через построение по гистограммам, являющимся эмпирическим аналогом плотности $f(x)$, вспомогательной функции.

Заметим, что оценки параметров нормальных составляющих можно использовать лишь для процедуры выделения квазиоднородных элементов в самом массиве, а нормативные и расчетные значения показателей строительных свойств следует вычислять стандартными методами после окончательного расчленения инженерно-геологического элемента.

После определения числа r -однородных составляющих и оценки их параметров разнесение индивидуальных значений показателей по выделенным совокупностям представляет собой задачу «классификации при полностью описанных классах» [12–14]. В простейшем случае наблюдение X_i следует отнести к классу со средним \hat{a}_{q_0} и дисперсией $\hat{\sigma}_{q_0}^2$, если

$$\hat{a}_{q_0} \hat{f}_{q_0}(x_i) = \max_{1 \leq q \leq r} \{ \hat{a}_q \hat{f}_q(x_i) \}, \quad (14)$$

где $\hat{f}_q(x_i) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \cdot \hat{\sigma}_q} \exp \left[\frac{-(x_i - \hat{a}_q)^2}{2\hat{\sigma}_q^2} \right]$ – «оценочная» плотность распределения q -й совокупности.

Перейдя в (14) к логарифмам, это условие можно записать в виде системы неравенств:

$$\frac{(x_i - \hat{a}_q)^2}{2\hat{\sigma}_q^2} - \frac{(x_i - \hat{a}_{q_0})^2}{2\hat{\sigma}_{q_0}^2} > \ln \left(\frac{\hat{a}_q \hat{\sigma}_{q_0}}{\hat{a}_{q_0} \hat{\sigma}_q} \right). \quad (15)$$

Для всех $q = 1, 2, \dots, r$; $q \neq q_0$.

Если по смыслу задачи ошибки идентификации индивидуальных значений в разных случаях неравнозначны, причем относительная стоимость ошибочного отнесения наблюдения из q_1 -й совокупности

к q_2 -й совокупности можно выразить числом $C \left(\frac{q_2}{q_1} \right)$

($q_1, q_2 = 1, 2, \dots, r$), то к совокупности с параметрами \hat{a}_{q_0} и $\hat{\sigma}_{q_0}^2$ следует отнести наблюдения X_i , для которых

$$\sum_{\substack{q=1 \\ q \neq q_0}}^r \hat{a}_{q_0} \hat{f}_{q_0}(x_i) C \left(\frac{q_0}{q} \right) < \sum_{\substack{q=1 \\ q \neq q_1}}^r \hat{a}_{q_1} \hat{f}_{q_1}(x_i) C \left(\frac{q_1}{q} \right), \quad (16)$$

где $q_i = 1, 2, \dots, r$; $q_i \neq q_0$.

Во всех случаях разнесение индивидуальных значений по нормальным совокупностям порождает «геометрическое» расчленение самого массива, которое и следует использовать для вычисления прогнозных характеристик, определяемых данным свойством грунтов.

Очевидно, однако, что в некоторых случаях следует ожидать весьма «пестрого» расположения квазиоднородных элементов в массиве, которое невозможно учесть предложенными методами. В таких случаях приемлемы два пути решения:

- снижение размерности наблюдений методом главных компонент;
- расчленение массива по каждому из свойств отдельно с последующим сопоставлением результатов.

Заключение. Проведенные исследования показали, насколько важно для строительной практики выявление взаимосвязей строительных свойств с комплексом формирующих факторов и их изменчивостью хотя бы с доверительной вероятностью не менее 75%.

В обычных условиях изменчивость свойств геомассивов на строительных площадках можно представить в виде непрерывно изменяющейся функции многих переменных. Доминирующую роль играет геологическое строение, литологический состав и состояние, наличие и непрерывность воздействия различных антропогенных процессов.

Локальную изменчивость строительных свойств грунтов можно описать с высокой достоверностью простыми статистическими методами, так как распределение показателей большинства характеристик подчиняется нормальному или логнормальному законам распределения.

Локальная изменчивость строительных свойств определяет необходимость отыскания взаимосвязей с факторами, обеспечивающих доверительную вероятность не менее 75%.

Данная проблема в целом может быть достаточно надежно решена комплексированием методов элементами формализации.

При этом достаточно эффективным приемом коррекции расчетных значений характеристик свойств грунтов является выделение однородных составляющих и квазиоднородных элементов в грунтовых массивах.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Грунтовые основания, уплотненные тяжелыми трамбовками. Правила проектирования и устройства: ТКП 45-5.01-107-2007 (02250). – Минск: Минархстроительства РБ, 2008. – 29 с.
2. Фундаменты зданий и сооружений на уплотненных песчано-гравийных подушках. Правила проектирования: ТКП 45-5.01-66-2007 (02250). – Минск: Минархстроительства РБ, 2007. – 71 с.
3. Каган, А.А. Выбор расчетных показателей свойств грунтов с помощью некоторых методов математической статистики. – М.: Недра, 1989. – 169 с.
4. Бондаренко, Г.К. Основы теории изменчивости инженерно-геологических свойств горных пород. – М.: Недра, 1971. – 198 с.
5. Боровко, Н.Н. Статистический анализ пространственных закономерностей. – Л.: Недра, 1971. – 273 с.
6. Бондарик, Г.К. Основы теории изменчивости инженерно-геологических свойств горных пород. – М.: Геолгиздат, 1971. – 206 с.
7. Бусел, И.А. Прогнозирование строительных свойств грунтов. – Мн.: Наука и техника, 1989. – 219 с.
8. Колпашиков, Г.А. Особенности инженерно-геологического районирования территории Белоруссии в связи с рациональным использованием геологической среды. – Мн.: Наука и техника, 1977. – 203 с.
9. Комаров, И.С. Накопление и обработка информации при инженерно-геологических исследованиях. – М.: Недра, 1972. – 166 с.
10. Хан, Г. Статистические модели в инженерной геологии / Г. Хан, С. Шапиро – М.: Мир, 1969. – 395 с.
11. Колпашиков, Г.А. О системном подходе в инженерно-геологических исследованиях // Геология и география. – Мн.: Изд. БГУ, 1998. – С. 92–99.
12. Коган, Р.И. Интервальные оценки в геологических исследованиях. – М.: Недра, 1968. – 178 с.
13. Родионов, Д.А. Статистические методы разграничения геологических объектов по комплексу признаков. – М.: Недра, 1968. – 206 с.
14. Трофимов, В.Т. Инженерно-геологическая типизация и районирование территории. – М.: Стройиздат, 1982. – 169 с.

Материал поступил в редакцию 02.02.12

SHVEDOVSKI P.V., POJTA P.S., KLEBANIUK D.N. Features estimates and projections variation of building soilproperties within geomassiva construction sites

The article deals with methods allowing to estimate and forecast volatility of building properties on the sites of the western region of Belarus.

УДК 624.046.5

Бондаренко В.М.

ПРОЕКТИРОВАНИЕ САМОНАПРЯЖЁННЫХ СТАЛЕТРУБОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Введение. Одним из основных преимуществ *сталетрубобетонных элементов* (СТБЭ) является пластичность в предельной стадии работы, что исключает опасное хрупкое разрушение, особенно характерное для высокопрочных бетонов.

Выполненные исследования позволили установить помимо преимуществ и существенный недостаток СТБЭ, обусловленный расщеплением композитного сечения по границе двух материалов.

В мировой практике предлагается обеспечивать совместность поперечных деформаций на границе двух материалов в СТБЭ с помощью ряда конструктивно-технологических мероприятий. Одним направлением является приваривание с определённым шагом к внутренней поверхности оболочки так называемых коннекторов [1], что, однако, не исключает появления растягивающих радиальных напряжений в бетоне ядра. Во втором случае идут по пути создания начальных растягивающих напряжений в стали с помощью исполь-

зования напрягающего бетона [2] или применением технологии твердения бетона под давлением [3, 4], требующей значительных энергозатрат и трудоёмкости.

Эффективным способом обеспечения совместности поперечных деформаций материалов композитного сечения на всех этапах работы СТБЭ является использование напрягающего бетона, заполняющего внутреннюю полость трубы (оболочки). Это позволяет получить *самонапряжённые сталетрубобетонные элементы* (СНСТБЭ) с начальными растягивающими напряжениями в оболочке и сжимающими в ядре.

Начальное самонапряжение оказывает влияние на кинетику взаимодействия бетонного ядра со стальной оболочкой при нагружении, а соответственно его эффекты следует учитывать в расчётной модели сопротивления композитного элемента. По этой причине необходимо выявить закономерности изменения *начального ради-*

Бондаренко Владимир Михайлович, кандидат технических наук, доцент кафедры технологии бетона и строительных материалов Брестского государственного технического университета.
Беларусь, БрГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.

Строительство и архитектура