

тривалості робочого тижня, більш тривала відпустка, святкові дні, шкільні канікули, наявність можливостей роботи неповний день, заняття позаштатних посад, відхід на пенсію, а також зміни в рівні освіти тощо. Україна за кількістю свят та перенесенню святкових дат з метою продовження відпочинку займає одне з перших місць. Тому збільшився інтерес до турів вихідного дня. Під час організації таких турів використовується авіатранспорт. Таким чином, необхідно слідкувати за змінами вільного та робочого часу для виявлення нових тенденцій в цій області для того, щоб розробити нові тури, нові розваги для населення з метою залучення якомога більшої кількості туристів та отримання прибутку.

Таким чином, у сучасних умовах спостерігається зростання ролі та значення туризму. Тому підвищення якості та конкурентоспроможності надання туристських послуг в Україні дозволить збільшити надходження грошових коштів та досягти сталого розвитку туризму. Це, в свою чергу, підвищить рівень ВВП (валового внутрішнього продукту) та сприятиме підвищенню добробуту населення країни.

1. Про внесення змін до Закону України „Про туризм”: Закон України від 18.11.2003 р. №1282-IV.

2. Ладьянская Р. С. Экономика туризма. – Харьков, 2004. – 214 с.

3. Квартальнов В. А. Туризм. – М.: Финансы и статистика, 2002. – 320 с.

4. Статистичний щорічник України за 2003 рік.

5. Организация туризма / А.П.Дурович, Н.И.Кабушкин, Т.М.Сергеева и др.; Под общ. ред. Н.И.Кабушкина. – Минск: Новое знание, 2003. – 632 с.

Отримано 23.02.2006

УДК 536.262

Ю.В.ГЛАЗУНОВ, канд. техн. наук

Украинская государственная академия железнодорожного транспорта, г.Харьков

ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКАЯ ЭФФЕКТИВНОСТЬ И ПЕРСПЕКТИВЫ РАЗВИТИЯ КОНСТРУКЦИЙ С ВНЕШНИМ АРМИРОВАНИЕМ

Приводятся исследования экономической эффективности применения в строительстве конструкций, выполненных из сталебетона, результаты теоретических и экспериментальных исследований прочности и деформации бетона в конструкциях с внешним армированием под нагрузкой. Рассмотрены способы расчета и выполнено сравнение железобетонных и сталебетонных конструкций.

С развитием и применением эффективных способов соединений металлических элементов (электросварка, высокопрочные болты, синтетические клеи) значительно возрос интерес к использованию полосовой, листовой и профилированной стали в качестве арматуры желе-

зобетонных конструкций. Такое армирование в некоторых источниках [1-3] названо внешним, а конструкции – сталежелезобетонными, брусковыми, железобетонными, сталебетонными и бетонными, армированными листовой сталью.

Для металлических и железобетонных конструкций в настоящее время применяют различные классы и марки сталей, т.е. материалом конструкции является не железо, а сталь, поэтому эти конструкции во многих странах принято называть стальными и сталебетонными. Термин «сталежелезобетонные» относится к комплексным конструкциям, у которых железобетонная плита объединена со стальной двутавровой балкой [4]. Такие конструкции называют сталебетонными с листовой арматурой [5, 6]. В зарубежных публикациях [7, 8] они названы «сталебетонными балками с листовым армированием».

В данной работе используется термин «сталебетонные конструкции с внешним полосовым армированием» или, сокращенно – «сталебетонные».

Оценку эффективности сталебетонных колонн выполняли в сопоставлении с эффективностью железобетонных колонн. Для обеспечения равных условий принятых вариантов соблюден принцип сопоставимости, который предусматривал расчет конструкций на одинаковые полезные и другие нагрузки. Сопоставляемые конструкции запроектированы в соответствии с действующими строительными нормами и правилами, имеют одинаковые нормативные и расчетные характеристики бетона и стали, длины, назначения и условия эксплуатации.

Основная цель сочетания стальных конструкций с железобетонными – достижение более высоких технико-экономических показателей сооружений за счет использования преимуществ каждого из компонентов комбинированных конструкций при одновременном устранении их недостатков. Этому способствует хорошая сочетаемость стальных конструкций с тяжелым и легким бетоном, монолитным и сборным железобетоном.

Армирование бетона внешней оболочкой означает его изоляцию от окружающей среды. Таким образом, создаются лучшие условия для работы бетона под нагрузкой. Тонкостенные колонны с металлической оболочкой, заполненной бетоном, отличаются от обычных колонн из армированного бетона более рациональным использованием материалов.

По сравнению с неизолированным бетоном бетонное ядро имеет повышенную прочность благодаря боковому обжатию, создаваемому оболочкой, и меньшую усадочную деформацию, так как отсутствует

влагообмен между материалом и внешней средой. Предельная деформация ползучести железобетонных образцов, в сравнении со сталебетонными, больше в 3-4 раза. Нелинейность деформаций ползучести в неизолированных образцах проявлялась при испытании в течение 20-30 сут., а в изолированных – в первые 2-7 сут.

Железобетонные образцы, армированные продольной арматурой, равной по площади сечения оболочки, разрушаются при нагрузке, в два раза меньшей, чем разрушающая нагрузка сталебетонных элементов. Прогибы сталебетонных образцов в 5-10 раз меньше, чем железобетонных, если нагрузка одинакова.

Наряду с этим, необходимо также отметить такие преимущества сталебетонных колонн, как упрощение технологии их изготовления, сокращение расходов на опалубку и закладные детали, простота сборки, ремонта и усиления, лучшая сопротивляемость в агрессивных средах, уменьшение высоты элементов, благодаря отсутствию защитного слоя и компактному расположению арматуры.

В сталебетонных конструкциях стальная оболочка выполняет одновременно функции как продольного, так и поперечного армирования, воспринимает усилия по всем направлениям и под любым углом. Боковое давление обоймы препятствует развитию микротрещин разрыва в бетонном сердечнике, который в условиях всестороннего сжатия выдерживает напряжения, значительно превосходящие призмную прочность бетона. Стальная обойма, заполненная бетоном, оказывается в значительной степени предохраненной от потери местной и общей устойчивости.

Сталебетонные конструкции очень надежны в эксплуатации – в предельном состоянии они не теряют несущую способность мгновенно, как железобетонные, а еще длительное время способны выдерживать нагрузку. Бетон в стальной обойме приобретает новые, выгодные для него свойства. Стальная оболочка в поперечном направлении начинает работать только после достижения бетоном предельного состояния по прочности.

Несущая способность сталебетонных элементов увеличивается за счет повышения устойчивости элемента, учитывая наличие бетонного ядра.

Сталебетонные конструкции можно изготавливать на существующих заводах железобетонных конструкций или на месте возведения сооружения. Заполнение стальных обойм бетоном не вызывает затруднений технологического порядка. Хорошее уплотнение и структура бетона обеспечивается отсутствием арматурного каркаса, при этом прочность бетона повышается до 14%. Для наполнения обойм

бетоном можно использовать метод центрифугирования [9].

Требования технологического процесса производства практически не ограничивают области применения сталебетона, который хорошо работает при сложном температурно-влажностном режиме, в условиях агрессивной среды, при любых пролетах зданий и сооружений, на таких производствах, где применение обычного железобетона затруднительно.

Эффективность строительных конструкций определяется расходом материалов для их производства, трудозатратами и, в конечном итоге, стоимостью. Применение сталебетонных конструкций взамен железобетонных позволяет снизить их металлоемкость и трудоемкость изготовления, повысить надежность.

Преимущество сталебетонных конструкций по сравнению с железобетонными состоит в том, что они не нуждаются в закладных деталях и в опалубке, так как в этом случае используется стальная обойма. Особенно ощутимо преимущество сталебетонных элементов там, где закладные детали составляют относительно большую удельную массу от общего объема металла.

Сравнивая технико-экономические показатели сталебетонных конструкций с железобетонными, необходимо также отметить, что при замене железобетонных конструкций сталебетонными значительно уменьшается расход бетона, вдвое снижаются трудозатраты и стоимость конструкций, уменьшается их масса. При замене стальных конструкций сталебетонными, в результате реальной экономии стали, масса таких конструкций практически не увеличивается.

Применение новых методов обработки и сварки стальных обойм автоматическими и универсальными установками позволяет упростить и значительно повысить технологию производства сталебетонных конструкций. Экономичность сталебетонных конструкций достигается также благодаря многофункциональному и рациональному использованию стального листа: применение в качестве опалубки закладных деталей; совмещение функций рабочей арматуры с защитными и изоляционными функциями; компактное расположение у внешней кромки; способность стального листа воспринимать растягивающие усилия одновременно во всех направлениях в плоскости.

Сталебетонные элементы используются в нашей стране и за рубежом в качестве стоек и каркасов многоэтажных жилых, общественных, промышленных зданий, при строительстве мостов, путепроводов и транспортных развязок. Во всех случаях по сравнению с железобетоном той же несущей способности снижается себестоимость строительства и на 30-40% уменьшается расход металла.

Результат технико-экономических исследований свидетельствует, что применение сталебетонных элементов для колонн промышленных зданий позволяет экономить до 31-55% стали по сравнению со стальными и до 13% – с железобетонными. Приведенные затраты снижаются в первом случае на 28-47, во втором – на 51-62%. Использование сталебетонных колонн в подкрановых эстакадах позволяет экономить до 12-28% стали по сравнению со стальными и до 9% – с железобетонными. Приведенные затраты снижаются, соответственно, на 28 и 56%.

Новизна результатов наших исследований заключается в том, что армирование сталебетонной конструкции (колонны) выполнено в виде сплошной стальной обоймы прямоугольного поперечного сечения, в результате чего экономия стали составила 27% по сравнению с железобетонной колонной. Научно-технический эффект – повышение надежности, снижение материалоемкости, рациональное использование материалов строительных конструкций.

Расчет годового экономического эффекта выполнен следующим образом.

1. Расчет железобетонной колонны

Расчетная схема железобетонной колонны показана на рис.1. Исходные данные для расчета: $b = 40$ см; $h = 60$ см; $\tau = 6$ м; $\alpha = 5$ см; $\tau_0 = 1$ см; $h_0 = 55$ см; $z_s = 50$ см; $z_b = 30$ см; $X = 30$ см; $d = 15$ см.

Несущая способность железобетонной колонны определяется по формуле

$$N = \sigma_s A_s + \sigma_b A_b, \quad (1)$$

где σ_s , σ_b – напряжения в арматуре и бетоне соответственно; A_s , A_b – площади сечения арматуры и бетона соответственно.

$$N = 1962,9 \cdot 80 + 119 \cdot 2320 = 433\ 112 \text{ (кг)}.$$

Условие достаточной несущей способности элемента устанавливается из сопоставления изгибающего момента $M = Ne$ от действия внешних расчетных нагрузок и суммы моментов указанных внутренних сил, взятых относительно оси, нормальной к плоскости действия изгибающего момента и проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в арматуре S , растянутой от действия внешней силы:

$$Ne \leq R_b A_{bc} Z_b + R_{sc} A'_s Z_s, \quad (2)$$

где R_b – расчетное сопротивление бетона в сжатой зоне; A_{bc} – площадь сечения бетона сжатой зоны; Z_b – расстояние от центра тяжести сечения растянутой арматуры до центра тяжести площади сечения сжатой зоны бетона; R_{sc} – расчетное сопротивление в сжатой арматуре; Z_s –

расстояние между центрами тяжести сжатой и растянутой арматуры.

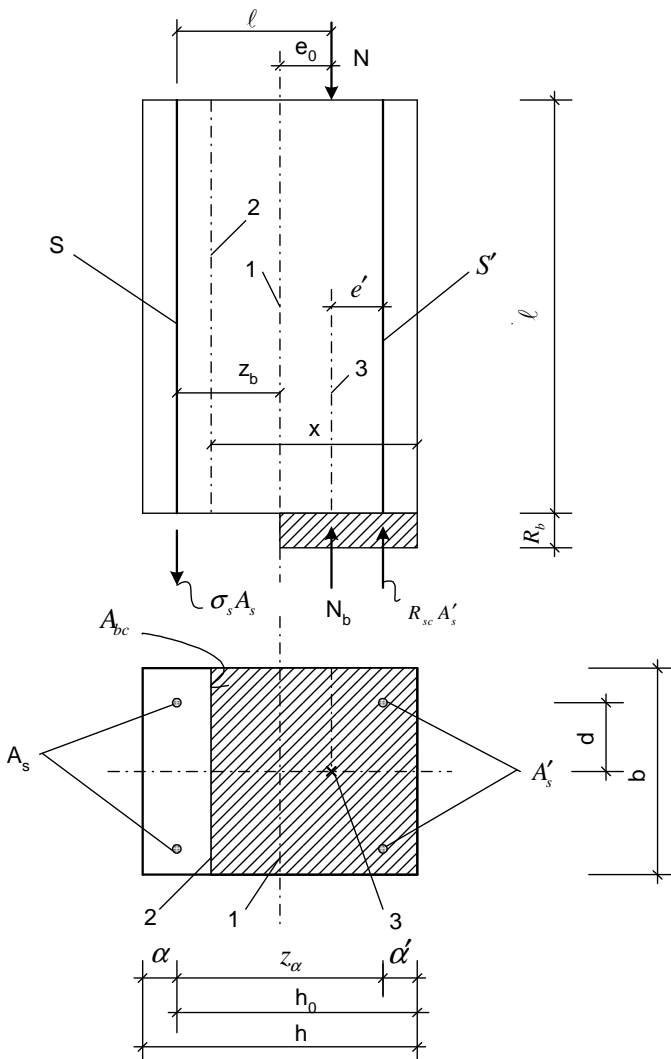


Рис.1 – Расчетная схема железобетонной колонны:

1 – геометрическая ось элемента в расчетной схеме конструкции; 2 – граница сжатой зоны; 3 – центр тяжести площади бетона сжатой зоны; S – арматура, более удаленная от положения продольной сжимающей силы; S' – арматура, расположенная ближе к продольной сжимающей силе.

$$Z_s = h_0 - \alpha' = 55 - 5 = 50 \text{ (см);} \quad (3)$$

$$M = 119 \cdot 2320 \cdot 30 + 1962,9 \cdot 80 \cdot 50 = 161,3 \text{ (кН}\cdot\text{м)}.$$

Для прямоугольного сечения:

$$A_{bc} = bx; \quad N_b = R_b bx; \quad Z_b = h_0 - 0,3x. \quad (4)$$

С учетом этих выражений формула для расчета по несущей способности (2) принимает вид:

$$Ne \leq R_b bx (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - \alpha'), \quad (5)$$

где e – расстояние от силы N до центра тяжести сечения растянутой арматуры.

$$Ne \leq 119 \cdot 40 \cdot 30 (55 - 0,5 \cdot 30) + 1962,9 \cdot 80 (55 - 9,1);$$

$$Ne = 12\,919\,768;$$

$$e = e_0 \eta + h / 2 - \alpha, \quad (6)$$

где η – коэффициент, применяемый для расчета средней трети длины внецентренно сжатого элемента. В опорных сечениях коэффициент η принимают равным единице, в пределах крайних третей длины элемента – вычисляют по линейной интерполяции между указанными значениями:

$$\eta = 1 / (1 - N / N_{cr}). \quad (7)$$

Здесь N_{cr} – критическая продольная сила при прямоугольном сечении с симметричным армированием $A_s = A'_s$ (без предварительного напряжения), принимает вид:

$$N_{cr} = (6,4 E_b / \tau_0^2) \{ (J / \varphi_\tau) [0,11 / (0,1 + \delta e / \varphi_p) + 0,1] + \alpha J_s \}, \quad (8)$$

где E_b – начальный модуль упругости бетона; τ_0 – расчетная длина элемента; J – момент инерции бетонного сечения; J_s – момент инерции сечения арматуры, вычисляемый относительно центра тяжести бетонного сечения; $\alpha = E_s / E_b$; φ_τ – коэффициент, учитывающий влияние длительного действия на прогиб элемента в предельном состоянии; φ_p – коэффициент, учитывающий влияние предварительного напряжения арматуры на жесткость элемента в предельном состоянии (предполагается равномерное обжатие сечения напрягаемой арматуры); E_s – начальный модуль упругости стали; δ – относительное удлинение после разрыва.

$$e_0 = M / N + e_\alpha, \quad (9)$$

где e_0 – расчетный эксцентриситет продольных сил; e_α – случайный эксцентриситет.

$$e_\alpha = \frac{1}{600} \ell = \frac{600}{600} = 1 \text{ (см);}$$

$$e_0 = 161,3 / 414 + 1 = 1,3 \text{ (см);}$$

$$J = \frac{bh^3}{12} = \frac{40 \cdot 60^3}{12} = 720000 \text{ (см}^3\text{);}$$

$$J_s = \frac{bh^3}{12} + 4A_s \cdot d = \frac{40 \cdot 60^3}{12} + 4 \cdot 20 \cdot 15^2 = 738000 \text{ (см}^3\text{);}$$

$$\varphi_\tau = 1 + \beta \frac{M_e}{M} = 1 + 1 \cdot \frac{168,4}{161,3} = 2,05 ;$$

$$\varphi_p = 1 + 12 (\sigma_{bp} / R_b) \cdot (e_0 / h) = 1 + 12 (211,6 / 119) \cdot (1 / 60) = 1,43,$$

где σ_{bp} – напряжение, возникающее при обжатии бетона, с учетом всех потерь при коэффициенте γ_{sp} меньше единицы.

$$\delta_e = e_0 / h = 1 / 60 = 0,02;$$

$$\delta_{\min} = 0,5 - 0,01 e_0 / h - 0,01 R_b = 0,5 - 0,01 \cdot 1,3 / 60 - 0,01 \cdot 11,9 = 0,28.$$

Так как $\delta_e < \delta_{\min}$, то принимаем $\delta = 0,28$.

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{\ell^2} \left[\frac{J}{\varphi_{\ell_0}} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta / \varphi_p} + 0,1 \right) \alpha J_s \right] =$$

$$= \frac{6,4 \cdot 23000}{600^2} \left[\frac{720000}{2,05} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,28 / 1,43} + 0,1 \right) \right] \cdot 9,1 \cdot 738000 = 67158 \text{ (кН);}$$

$$N = \frac{\pi^2 EJ}{\ell^2} = \frac{3,14^2 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 720000}{360000} = 414120 \text{ (кг);}$$

$$\eta = \frac{1}{1 - N / N_{cr}} = \frac{1}{1 - 414120 / 671580} = 1,1;$$

$$e = e_0 \eta + h / 2 - \alpha = 1 \cdot 1,1 + 60 / 2 - 9,1 = 22 \text{ (см).}$$

Граничная относительная высота сжатой зоны $\xi_R = X_R / h_0$, при которой растягивающие напряжения в арматуре начинают достигать предельных значений $\sigma_s \rightarrow R_s$, определяется по формуле

$$\xi_R = \omega / [1 + \sigma_{SR} / \sigma_{SCU} (1 - \omega / 1,1)], \quad (10)$$

где $\sigma_{SR} = R_s - \sigma_{sp}$ – напряжение в арматуре с физическим пределом текучести; $\omega = X_0 / h_0$ – относительная высота сжатой зоны при напряжении в арматуре $\sigma_s = \sigma_{sp}$ (или $\sigma_s = 0$ – в элементах без предварительного напряжения).

Поскольку при $\sigma_s = \sigma_{sp}$ фактическая относительная высота сжа-

той зоны $\xi = 1$, то ω может рассматриваться как коэффициент полноты фактической эпюры напряжений в бетоне при замене ее условной прямоугольной эпюрой.

$$\omega = 0,85 - 0,008 R_b = 0,75;$$

$$\xi_R = \frac{0,75}{1 + 365/500(1 - 0,75)/1,1} = 0,7.$$

Расчетные формулы для подбора симметричной арматуры $A_s = A'_s$ получены из совместного решения системы трех уравнений: уравнения равновесия продольных усилий, моментов и эмпирической зависимости для σ_s . Последовательность расчета по этим формулам следующая:

$$\alpha_n \frac{N}{R_b b h_0} = \frac{414120}{119 \cdot 40 \cdot 55} = 1,6 > \xi_R = 0,7; \quad (11)$$

$$\xi = \frac{\alpha_n (1 - \xi_R) + 2\alpha_s \xi_R}{1 - \xi_R + 2\alpha} = \frac{1,6(1 - 0,7) + 2 \cdot 5 \cdot 0,5}{1 - 0,7 + 2 \cdot 5} = 0,73 > 0,7; \quad (12)$$

$$\alpha_s = \frac{\alpha_n (e/h_0 - 1 + \alpha_n/2)}{1 - \delta'}; \quad (13)$$

$$\alpha_s = \frac{1,6(22/55 - 1 + 1,6/2)}{1 - 0,10} = 1,3 > 0.$$

Так как $\alpha_s > 0$, то площадь арматуры определяется по формуле

$$\begin{aligned} A_s = A'_s &= \frac{N}{R_s} \cdot \frac{e/h_0 - \xi(1 - \xi/2)/\alpha_n}{1 - \delta'} \\ &= \frac{414120}{1962,9} \cdot \frac{22/55 - 0,73(1 - 0,73/2)/1,6}{1 - 0,10} = 48,20. \end{aligned} \quad (14)$$

$$A_s = 48,20 \text{ (см}^2\text{)}.$$

Принято 6 \emptyset 32 А-III с $A_s = 48,25 \text{ см}^2$. Масса – 6,313 кг/м.

II. Расчет сталебетонной колонны

Расчетная схема сталебетонной колонны показана на рис.2. Исходные данные для расчета: $a = 40 \text{ см}$; $b = 60 \text{ см}$; $t = 100 \text{ см}$; $\delta = 0,4 \text{ см}$.

Несущая способность сталебетонной колонны определяется по формуле

$$N = \sigma_s A_s + \sigma_b A_b, \quad (15)$$

где σ_s , σ_b – продольные напряжения, возникающие в стальной оболочке и бетоне, соответственно; A_s , A_b – площади стальной облоймы и бе-

тонного ядра соответственно.

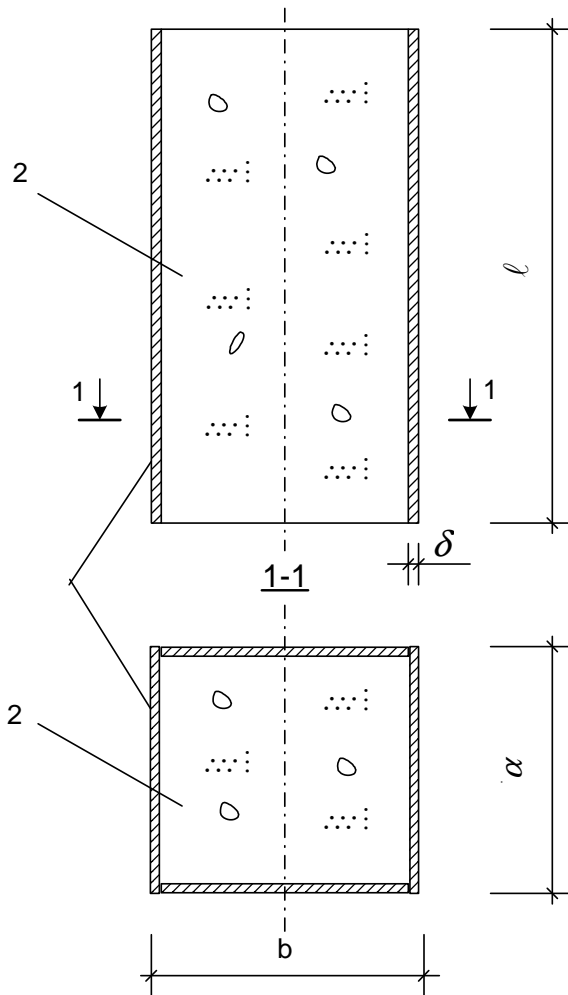


Рис.2 – Расчетная схема сталебетонной колонны:
1 – стальная обойма; 2 – бетонное ядро.

Продольные напряжения в стальной оболочке определяются по формуле

$$N_{s,\min} = \frac{\Pi^2 D^2}{\alpha^2} \left(\frac{m\alpha}{l} + \frac{l}{m\alpha} \right)^2. \quad (16)$$

Здесь m – число полуволн, возникающих при выпучивании пластинки в направлении сжатия (ось X); D – цилиндрическая жесткость, равная $E_s t^3 / 12 (1-\nu_s^2)$, где ν_s – коэффициент Пуассона для стали.

$$D = \frac{E_s t}{12(1-\nu_s)} = \frac{21 \cdot 10^6 \cdot 0,4^3}{12(1-0,3)} = 123,08, \quad (17)$$

где E_s – начальный модуль упругости стали.

$$\sigma_s = \frac{3,14 \cdot 123,08^2}{40^2 \cdot 0,4} \left(\frac{1 \cdot 40}{100} + \frac{100}{1 \cdot 40} \right)^2 = 1962,9 \text{ (кг/м}^2\text{)}.$$

$$A_s = (40 + 60) \cdot 2 \cdot 0,4 = 80 \text{ (см}^2\text{)}.$$

Несущая способность стальной облоймы определяется по формуле $N_s = \sigma_s A_s = 1962,9 \cdot 80 = 157032 \text{ (кг)}$. (18)

Зависимость между напряжениями и деформациями в главных направлениях для случая, когда все компоненты напряжения в бетонном ядре изменяются пропорционально своему параметру, представлена в виде:

$$\sigma_b = \sum_{k=1}^N A_{ik} \varepsilon_i^k; \quad (19)$$

$$\varepsilon_i = \frac{\sigma_i z}{3k(\sigma_0, S_1)} + \frac{\sigma_i - \sigma_1 z_1}{2G} \cdot \frac{F_2(S_1)}{F_1(S_1)}, \quad (20)$$

где $k(\sigma_0, S_1) = k_0 k_1(\sigma) / k_2(\sigma_0, S_1)$ – секущий модуль относительных объемных изменений бетона; σ_0 – среднее напряжение; k_0 – начальный модуль объемного сжатия бетона; $k_1(\sigma) = (1 + A \sigma^2) / (1 + B \sigma^2)$ – функция, зависящая только от среднего напряжения и учитывающая снижение k_0 по мере возрастания этого среднего напряжения; $3k_0 = 40000 \text{ МПа}$; G_0 – начальный модуль сдвига; k – число элементов, находящихся в условиях всестороннего сжатия и сжатых в направлении оси X , а также сжато-растянутых по осям Y и Z ; S_1 – инвариант, характеризующий показатель напряжений.

Функция $k_2(\sigma_0, S_1)$ зависит как от шарового тензора, так и от показателя напряжений; она резко убывает с уменьшением отношения $\bar{\sigma} / \bar{\sigma}$, где $\bar{\sigma}$ – предельное среднее напряжение.

Коэффициенты A_{ik} находятся из условий минимизации квадратов отклонений значений напряжений; коэффициенты A_{ik} и предельные значения деформаций $\bar{\varepsilon}_i$ и напряжений $\bar{\sigma}_i$ получены на основа-

нии обработки данных Г.А.Гениева [10].

$A = 0,2 \cdot 10^{-3} \text{ 1/МПа}^2$; $B = 1 \cdot 10^{-3} \text{ 1/МПа}^2$; $D = 0,36$; $C = 5,56$; $\Pi = 16$; $m = 0,01 \text{ МПа}$; $C_1 = 1,0$; $\alpha = 4 \cdot 10^{-5} \text{ 1/МПа}$ – величины, полученные на основании исследований А.В.Яшина [11].

$\sigma_1 = 119 \text{ кг/см}^2$; $\sigma_2 = 119 \cdot \nu = 119 \cdot 0,2 = 23,8 \text{ кг/см}^2$; $\sigma_3 = 23,8 \text{ кг/см}^2$;

$$\eta = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{23,8}{119} = 0,2; \quad z = (1 + \eta_2 + \eta_3) / 3 = (1 + 0,2 + 0,2) / 3 = 0,47;$$

$$S = \sigma_1 [(1 - z)^2 + (\eta_2 - z)^2 + (\eta_3 - z)^2]^{0,5} = \\ = 119 [(1 - 0,47)^2 + (0,2 - 0,47)^2 + (0,2 - 0,47)^2]^{0,5} = 77,35$$

$$\mu_\sigma = \frac{2\eta_2 - 1 - \eta_3}{1 - \eta_3} = \frac{2 \cdot 0,2 - 0,2 - 1}{1 - 0,2} = 0,25,$$

где μ_σ – коэффициент поперечных деформаций бетона.

$$F_1(S_1) = (1 + \alpha S_1^2) / (1 + b S_1^2) = (1 + 40 \cdot 77,35^2) / (1 + 60 \cdot 77,35^2) = 0,05;$$

$$F_2(S_1) = 1 + C_1(2 + \mu_\sigma) (S_1 / \bar{S}_1)^n = 1 + 1(2 + 0,25) (77,35 / 116)^{16} = 1,004;$$

$F_1(S_1)$ – функция, учитывающая развитие общей нелинейности деформаций; $F_2(S_1)$ – функция, учитывающая ускорение роста деформаций.

$$\bar{S}_1 = \bar{\sigma}_1 [(1 - z)^2 + (\eta_2 - z)^2 + (\eta_3 - z)^2]^{0,5} = \\ = 178,5 [(1 - 0,47)^2 + (0,2 - 0,47)^2 + (0,2 - 0,47)^2]^{0,5} = 116;$$

$$\bar{\sigma}_1 = \sigma_1 \cdot 1,5 = 119 \cdot 1,5 = 178,5 \text{ кг/см}^2;$$

$$k_1(\sigma_0) = [1 + A(\sigma_1 z)^2] / [1 + B(\sigma_1 z)^2] = \\ = [1 + 0,002(119 \cdot 0,47)^2] / [1 + 0,01(119 \cdot 0,47)^2] = 0,23;$$

$$k_0(\sigma_0, S_1) = 1 - \left(\frac{\sigma_1 z}{\bar{\sigma}_1 z} \right)^n \cdot \left[G + \frac{S_1}{(\sigma_1 z + m)^3} \right] D = \\ = 1 - \left(\frac{119 \cdot 0,47}{178,5 \cdot 0,47} \right)^{16} \left[875000 + \frac{77,35}{(119 \cdot 0,47 \cdot 0,1)^3} \right] \cdot 0,36 = -503;$$

$$G = E / 2 (1 + \nu) = 2,1 \cdot 10^6 / 2(1 + 0,2) = 875000 \text{ кг/см}^2;$$

$$\sigma_i = \sqrt{2} / 2 \cdot \sqrt{(\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + (\sigma_x - \sigma_y)^2} =$$

$$= 0,71 \cdot \sqrt{(23,8 - 23,8)^2 + (23,8 - 119)^2 + (119 - 23,8)^2} = 94,22 \text{ (кг/см}^2\text{)};$$

$$3k_0 = 400000 \text{ кг/см}^2; \quad k_0 = 400000 / 3 = 133333 \text{ кг/см}^2;$$

$$k(\sigma_0, S_1) = \frac{k_0 k_1(\sigma_0)}{k_2(\sigma_0, S_1)} = \frac{133333}{-503} = -60,97 \text{ (кг/см}^2\text{);}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{\sigma_1 z}{3k(\sigma_0, S_1)} + \frac{\sigma_1 - \sigma_1 z}{2G} \cdot \frac{F_2(S_1)}{F_1(S_1)} = \frac{94,22 \cdot 0,47}{3 \cdot (-60,97)} +$$

$$+ \frac{94,22 - 119 \cdot 0,47}{2 \cdot 875000} \cdot \frac{1,0004}{0,05} = -0,2396 \cdot 10^{-2};$$

$$\sigma_1 = A_{11} \varepsilon_1^4 + A_{12} \varepsilon_1^4 + A_{13} \varepsilon_1^4 + A_{14} \varepsilon_1^4 = 0,346 \cdot 10^6 \cdot (-0,2396 \cdot 10^{-2})^4 +$$

$$+ 0,241 \cdot 10^9 (-0,2396 \cdot 10^{-2})^4 + 0,821 \cdot 10^{11} (-0,2396 \cdot 10^{-2})^4 = 46,8 \text{ (кг/см}^2\text{);}$$

$$\varepsilon_2 = 0,356 \cdot 10^{-3}; \quad \sigma_2 = 45,8 \text{ (кг/см}^2\text{);}$$

$$\sigma_b = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 46,8 + 45,8 + 119 = 211,6 \text{ (кг/см}^2\text{);}$$

$$N = \sigma_s A_s + \sigma_b A_b = 1962,9 \cdot 80 + 211,6 \cdot 2400 = 664\,872 \text{ (кг).}$$

Расход стали в железобетонной колонне составил 37,9 кг, в сталебетонной колонне – 27,7 кг; экономия стали составила 10,2 кг, или 27%.

1. Клименко Ф.Е., Барабаш В.М. Исследование прочности и деформативности сталежелезобетонных изгибаемых элементов с листовой сталью на тяжелом и легком бетонах // Бетон и железобетон. – 1998. – №8. – С. 5-6.

2. Мартыанов Б.И., Комлев В.М., Дмитриев Ю.П. Испытание преднапряженных сталежелезобетонных балок для покрытий промзданий // Строительство и архитектура. – 2001. – №9. – С.53-60.

3. Материалы совещания по проблеме «Разработка, исследование и внедрение конструкций с внешним армированием»: Тез. сообщ. – М., 2002. – 45 с.

4. Стрелецкий Н.Н. Сталежелезобетонные пролетные строения мостов. – М.: Транспорт, 1999. – 360 с.

5. Клименко Ф.Е. Внешнее армирование железобетонных элементов полосовой арматурой гладкого и периодического профиля // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1998. – №11. – С.25-29.

6. Клименко Ф.Е. Сталебетонные конструкции – эффективный вид строительных конструкций // Промышленное строительство. – 2001. – №6. – С.13-16.

7. Klímenko F. Mit Stahlblechbewehrte Biegeverbundelemente: Versuchergebnisse an schlaffbewehrten und vorgespannten Elementen // Baupl-Bautechnik. – 2003. – №4. – S.177-180.

8. Klímenko F., Barabasz W. Neue Rippenstahlblechbewehrung für Stahlbetonkonstruktionen mit auBerer Bewehrung // Baupl-Bautechnik. – 2002. – №11. – S.512-515.

9. Лопатко А.Э. О свойствах бетона, твердеющего в замкнутой обойме и жесткости трубобетонных элементов // Строительные конструкции. Вып.21. – К., 2004. – С.40-45.

10. Гениев Г.А., Киссюк В.Н., Тюпин Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона. – М.: Стройиздат, 1999. – 316 с.

11. Яшин А.В. Теория деформирования бетона при простом и сложном нагружении. // Бетон и железобетон. – 1986. – №8. – С.39-42.

Получено 24.03.2006