

что высокое качество шва не гарантируется, такое решение можно применять в случаях крепления вставки на высокопрочных болтах.

Л и т е р а т у р а

1. ХАЮТИН И.Л., ЖАБИНСКИЙ А.Н., БУРЯ В.П., ГОРОХОВ Р.М. Экспериментальные исследования работы фрагмента конструктивного комплекса покрытия с опытными подкраново-подстропильными фермами. В сб. "Экспериментальные исследования инженерных сооружений и конструкций". Минск, 1974.

2. ХАЮТИН И.Л., ЖАБИНСКИЙ А.Н. Исследование действительной работы подкраново-подстропильных ферм для легких покрытий. "Строительство и архитектура Белоруссии", № 4, 1974.

Е.И.Хяутин

УДК 624.016

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ СВОЙСТВ ТРАНСФОРМИРУЕМОСТИ СЕЧЕНИЙ ДЛЯ ИСКУССТВЕННОГО РЕГУЛИРОВАНИЯ УСИЛИЙ В СТАЛЕБЕТОННЫХ БАЛКАХ

Железобетонный настил со стальной балкой совместно используются главным образом в пролетных строениях мостов. В таких конструкциях слитная работа обоих компонентов сечения достигается установкой объединительных средств, обеспечивающих восприятие сдвигающих усилий, возникающих по поверхности контакта стали с бетоном. Расчет конструкции на I-й стадии работы на нагрузки, прокладываемые до объединения, производится так же, как для обычных стальных балок. После включения в работу железобетонного настила (на II-й стадии загрузки) сечение балки трансформируется - нейтральная ось смещается вверх, а его площадь и момент инерции значительно возрастают. Напряжения определяются в предположении упругой работы обоих компо-

ментов сечения с заменой его бетонной части приведенной площадью бетона, устанавливаемой из соотношения [1]:

$$E F_{np} = E_s F_s.$$

В отличие от длиномерных мостовых конструкций, где расчетные нагрузки на I-й и II-й стадиях примерно одинаковы, в междуэтажных перекрытиях производственных зданий, где балки имеют пролеты 12-15 м, а временная нагрузка на них в несколько раз превышает постоянную, условия работы существенно образом отличаются. В этом случае значительно повышается уровень касательных напряжений и их влияние на работу стальной стенки оказывается доминирующим. Существенным образом изменяется и характер распределения нормальных напряжений в стальной части сечения от нагрузок, прикладываемых на обеих стадиях загрузки. Последнее относится, главным образом, к сжимающим усилиям в верхней части двутавра, вызываемыми укладкой настила. Эти усилия значительно снижаются, что повышает устойчивость балки на I-й стадии работы. Наличие же больших сдвигающих усилий от временной нагрузки требует применения более эффективных средств для объединения металла с бетоном и другой компоновке сечения.

При отмеченных особенностях напряженного состояния стальную часть комплексных балок перекрытий под большую временную нагрузку целесообразно принимать в виде тавра, усиленного на уровне железобетонного настила продольными ребрами жесткости. Последние служат одновременно опорой для плит настила. При балках высотой $h : b = 1 : (7+8)$ с бетонной частью $h_s = (0,20 + 0,25)h$ (h - полная высота) коэффициент асимметрии стальной части находится в пределах $A = z_n^I : z_b^I = 0,30 + 0,35$ (рис.1). На II-й стадии работы нейтральная ось перемещается в зону продольных ребер жесткости, т.е. на расстояние $d = z_n^{II} - z_n^I = (0,40 + 0,45)h$. Такой перепад в положении осей создает предпосылки для регулирования внутренних усилий в процессе замоналичивания без использования стационарных напрягающих элементов.

На рис. 2 показана схема приспособления, посредством которого на среднем участке комплексной балки создается предварительное напряжение. Она имеет вид шпренгеля с жесткими на-

лонными элементами, усилие в которых создается посредством гидродомкрата, установленного сверху и соединенного с серединой балки тязями. Трубочатые подкосы имеют длину 3-4 м и вес порядка 70-80 кг, что позволяет осуществлять их установку и демонтаж вручную. Нижние концы труб и захватных тязей закрепляются на "пеньках" образованных на упорах, используемых для объединения стальной балки с замоноличивающим бетоном. Нагружение шпренгельного устройства производится до укладки замоноличивающего бетона, а его разборка - после того, как последний наберет 50-60% от проектной прочности.

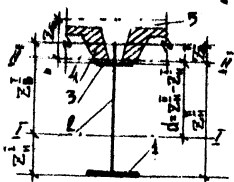


Рис. 1. Компоновка сечений комплексных балок междуэтажных перекрытий под большую временную нагрузку: 1-нижняя полка тавра; 2-стенка; 3-продольные ребра жесткости; 4-сборные железобетонные плиты; 5-замоноличивающий бетон.

Возникновение начальных напряжений в сталебетонной конструкции является следствием изменения расчетных параметров сечения, которое наступает после включения бетона в работу стальной балки. На I-й стадии усилия, вызываемые шпренгелем, воспринимаются только ее стальной частью, а после демонтажа напрягающего устройства обоими компонентами сечения. На этой стадии

нейтральная ось располагается значительно выше, а момент инерции сечения возрастает в несколько раз. В результате этого, как показывают данные вариантного проектирования балок пролетом 12-15 м под нагрузку 5,0-7,0 тс/м², напряжения сжатия в нижней полке, вызванные домкратом до укладки монолитного бетона, получаются в 1,8-2,5 раза больше растягивающих, которые возникают после разгрузки напрягающего устройства. Уровень начальных напряжений оказывается примерно таким же, как и при регулировании усилий посредством предварительно напрягаемой затяжки из высокопрочной стали. Как известно, такой способ применяется для предварительного напряжения металлических балок, где в отличие от сталебетонных нижняя полка принимается менее развитой (коэффициент

$$A = 1,60-2,10 \text{ (2/)}.$$

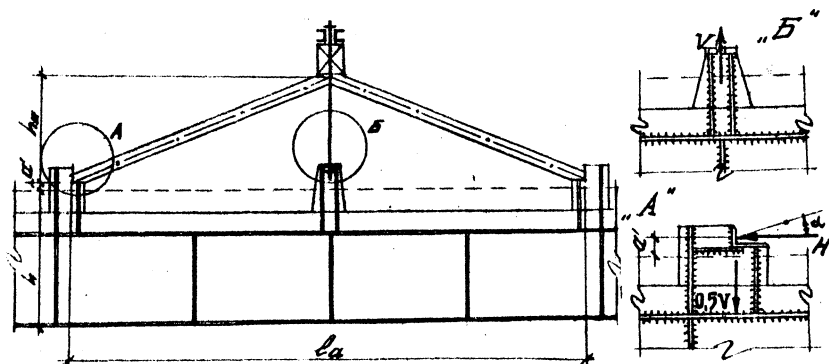


Рис.2. Схема шпренгельного устройства для предварительного напряжения сталебетонных балок.

Усилия предварительного напряжения, возникающие в элементах шпренгеля и на среднем участке балки, образуют уравновешенную систему. Разгрузка на этом участке обеспечивается вертикальным усилием в тяге V и действием распора $H = 0,5Vctg\alpha$ (здесь $ctg\alpha = l_{\text{п}} = 2h_w$). Усилие самонапряжения, которое возникает в элементах распорного устройства от укладки монолитного бетона, повышает уровень начальных напряжений в пределах 2-3%. Значение дополнительного натяжения вертикальной тяги определяется из решения канонического уравнения метода сил

$$\delta_{vv} V_1 + \Delta q_v = 0, \quad (I)$$

где свободный член Δq_v и коэффициент δ_{vv} определяются по известной формуле Мора.

Учитывая небольшое удельное влияние усилия самонапряжения, значение V_1 может определяться приближенно - по схеме, где в месте крепления подвески шпренгеля неразрезность балки не учитывается.

Усилие в тросах от давления домкрата контролируется манометром насосной станции, что позволяет принимать коэффициент

перегрузки $\Pi_1 = I$. Его предельное значение лимитируется растягивающим напряжением в верхней фибре стальной балки σ_1^i (согласно рис. 3а, оно не должно превышать расчетного сопротивления R) и может быть определено по формуле:

$$V_{np} = \frac{(M_0^I + W_B^I R) F_B}{ctg\alpha W_B^I + [0,25l_\alpha + 0,5ctg\alpha(h + a' - z_n^I)] F_B}, \quad (2)$$

где M_0^I - изгибающий момент от нагрузки на I-й стадии загрузки;

F_B^I и $W_B^I = J_B^I : z_B^I$ - геометрические характеристики сечения стальной балки до включения в ее работу железобетонного настила (рис. 1);

a' - расстояние от реакции H , приложенной к "пеньку", до верха настила ($a' = 50-80$ мм).

По данным опытного проектирования при больших значениях контролируемого давления увеличение мощности элементов сборно-разборного устройства усложняет производство работ по предварительному напряжению. Для перекрытий под тяжелую нагрузку целесообразно принимать $V = 200-250$ тс, что позволяет собирать установку без применения средств механизации и экономически эффективно.

Напряжения в крайних фибрах стального тавра и максимальное в бетоне могут определяться по известным формулам, которые при создании предварительного напряжения посредством распорного напрягающего устройства могут быть представлены в следующем виде:

$$\sigma_{n=1}^i = \pm \frac{(V+V_i)ctg\alpha}{F_B^i} + \frac{M_0^i \mp (V+V_i)[0,25l_\alpha + 0,5ctg\alpha(h + a' - z_n^i)]}{W_n^i} \quad ; (3)$$

$$\sigma_B^i = \pm \frac{(V+V_i)ctg\alpha}{F_B^i} + \frac{M_0^i \mp (V+V_i)[0,25l_\alpha + 0,5ctg\alpha(h + a' - z_n^i)]}{W_B^i} \quad ; (4)$$

$$\sigma_B = \frac{(V+V_i)ctg\alpha}{F_B} + \frac{M_0^I + (V+V_i)[0,25l_\alpha + 0,5ctg\alpha(h + a' - z_n^I)]}{W_B^{np}} \quad ; (5)$$

где M_0^i - изгибающие моменты от внешних нагрузок, приложенных на соответствующих стадиях загрузки;

F_B^i , W_B^i и Z_i - расчетные параметры сечения для рассматриваемых стадий загрузки;

$$W_B^{np} = J_B^i E_B : E Z_B$$

В приведенных выражениях верхние и нижние знаки принимаются соответственно для I-й и II-й стадий загрузки. Вид эпюры нормальных напряжений на обеих стадиях искусственного регулирования усилий и в процессе эксплуатации показаны на рис. 3.

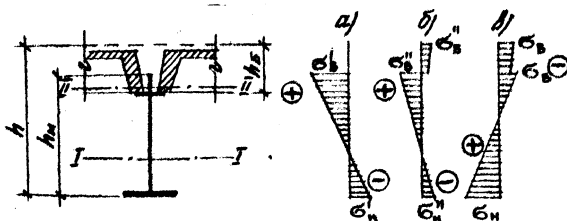


Рис.3. Эпюры нормальных напряжений для сталебетонных балок:
 а - от массы настила и давления домкрата; б - те же после демонтажа напрягающего устройства;
 в - в процессе эксплуатации.

Использование рассмотренного способа искусственного регулирования усилий не отражается на величине напряжений от усадки и ползучести бетона. Указанные усилия, как и дополнительные напряжения от изменений температуры, могут определяться по методике, принятой для расчета сталебетонных мостов /1/.

Л и т е р а т у р а

1. СТРЕЛЕЦКИЙ Н.Н. Сталежелезобетонные мосты. М., "Транспорт", 1965.
2. БЕЛЕНЯ Е.И. Предварительно напряженные металлические несущие конструкции. М., Стройиздат, 1975.