Проектирование и строительство дорог, метрополитенов, аэродромов, мостов и тоннелей

УДК 539.4

© Т. А. Билева, аспирант
(Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет)
E-mail: t.a.bileva@gmail.com

DOI 10.23968/1999-5571-2017-14-4-177-181

© T. A. Bileva, post-graduate student
(Saint Petersburg State University of Architecture
and Civil Engineering)
E-mail: t.a.bileva@gmail.com

УЧЕТ КОНТАКТНОГО ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ ЧУГУННОГО ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ И РАЗГРУЖАЮЩЕГО БЕТОННОГО СВОДА ЗЕЛЕННОГО МОСТА

TAKING ACCOUNT OF CONTACT INTERACTION OF THE CAST-IRON ARCH SPAN SUPERSTRUCTURE AND THE REINFORCED CONCRETE ABUTMENT OF THE GREEN BRIDGE

Рассматриваются способы уточнения расчета несущей конструкции моста с учетом контактного взаимодействия существующей конструкции сводчатого чугунного пролетного строения и разгружающего железобетонного свода.

Ключевые слова: контактное взаимодействие, железобетонный свод, чугунное пролетное строение.

The paper presents the research results of the methods of improving the design calculation of the bridge load bearing structure taking into account the contact interaction of the cast-iron arch span superstructure and the reinforced concrete bridge abutment.

Keywords: contact interaction, reinforced concrete bridge abutment, cast iron arch span superstructure.

В Санкт-Петербурге на данный момент находятся 85 мостовых сооружений в неудовлетворительном состоянии, не отвечающих требованиям СП 35.13330.2011 «Мосты и трубы» по безопасности, грузоподъемности и пропускной способности. Поскольку всем этим сооружениям требуется своевременная реконструкция, которая отвечала бы не только нормативным, но и требованиям Комитета по государственному контролю, использованию и охране памятников истории и культуры (КГИОП), то целесообразна разработка современного инновационного унифицированного и быстровозводимого конструктивно-технологического решения по реконструкции подобных уникальных сооружений.

Методы реконструкции разрабатывались нами на примере Зеленого моста, находящегося на пересечении Невского проспекта и реки Мойки, построенного по проекту В. Гесте в 1806 г. Одним из основных способов реконструкции,

с учетом опыта реконструкции Синего и аналогичных мостов, автор статьи считает возведение разгружающего свода. При этом предусматривается несколько вариантов данного метода реконструкции: бетонный свод с объединением и без объединения с несущими элементами пролетного строения моста и с устройством антифрикционной прокладки между ними, и другие решения.

Реконструкция посредством возведения разгружающего свода без объединения с существующим чугунным пролетным строением (ПС) предполагает исключение последнего из работы.

При расчете конструкции по предлагаемой технологии необходимо учесть, что полностью разгрузить существующий чугунный свод весьма затруднительно, поскольку не существует абсолютно антифрикционного покрытия. В современной нормативной документации рекомендуется выполнять расчет сталежелезобетонных ПС

Рис. 1. Элементы конструкции Зеленого моста: 1 — свод пролетного строения из чугунных тубингов; 2 — разгружающий железобетонный свод; 3 — антифрикционная прослойка

исходя из гипотезы плоских сечений, без учета элементов стыка объединения стальной и железобетонной частей. В современных технических нормах податливость элементов стыка объединения рекомендуется учитывать только для балок пролетом менее 8 м и решетчатых ферм с панелями менее 8 м.

По результатам теоретических исследований в мостах малых пролетов влияние сдвигающих сил трения на контакте взаимодействия конструкций оказывает значительное влияние на снижение несущей способности сооружения. В 1960-е годы были проведены исследования по разработке методик расчета сталежелезобетонных конструкций мостов различных длин пролетов, в том числе изучалось влияние податливости связей объединения металлического ПС с железобетонной плитой на напряженно-деформируемое состояние (НДС) несущих конструкций. Было экспериментально доказано (в работах Н. Н. Чудновского, М. К. Бородича, Хойлига, Хойшена и др.), что в сталежелезобетонных пролетных строениях податливость начинает оказывать влияние при длине пролета, равной 33 м, а с дальнейшим ее уменьшением усиливается [2]. Следовательно, при реконструкции малых мостов с применением разгружающего свода должно быть учтено влияние сил трения на контакте чугунного ПС и разгружающего свода (рис. 1).

Следует иметь в виду, что при пропуске временной нагрузки по мосту вышележащий железобетонный свод будет иметь определенный про-

гиб, в результате которого возникнет нормальное давление на конструкцию чугунного ПС, а следовательно, и сила трения $F_{тр}$. При определенных условиях такой способ реконструкции может привести не к разгрузке чугунного свода, а, наоборот, к увеличению воздействия на него, поскольку помимо временной нагрузки от транспорта на пролетное строение будет воздействовать вес вышележащих элементов конструкции, железобетонного свода и мостового полотна. Таким образом, расчет тубингов необходимо производить на действие силы трения $F_{тр}$, давления от вышележащего свода q_6 и временной нагрузки $P_{вр}$ с учетом потери несущей способности тубингами, возникшей в результате длительной эксплуатации сооружения без капитального ремонта.

В работах И. Ю. Белущего, исследовавшего сталежелезобетонные ПС, взаимодействие стальной балки и железобетонной плиты по их контакту представлено погонными касательными напряжениями σ_i . Напряжения σ , возникающие при действии касательной силы, было предложено определять по формуле [2]

$$\sigma_i = \frac{T}{A_{ст}} + \frac{T \cdot y_n \cdot y_i}{J_{ст}}, \quad (1)$$

где T — касательная сила, кН; $A_{ст}$ — площадь поперечного сечения стальной балки пролетного строения, m^2 ; y_n — расстояние от центра тяжести до крайней нижней фибры поперечного сечения балки, м; y_i — расстояние от центра тяжести до i -й фибры поперечного сечения, м; $J_{ст}$ — момент инерции стальной балки, m^4 .

Рис. 2. Усилия, действующие в сечении тьюбинга пролетного строения: N — продольная сила; M — изгибающий момент; Q — поперечная сила; $T_{\text{тр}}$ — сила трения; Θ — угол поворота сечения тьюбинга; y_n — расстояние от центра тяжести до крайней нижней фибры поперечного сечения балки; y_i — расстояние от центра тяжести до i -й фибры поперечного сечения; x — длина участка тьюбинга

Данное выражение также справедливо и в случае с чугунным пролетным строением. При пространственной работе конструкции пролетного строения помимо касательных сил T , кН, возникающих на поверхности тьюбинга, также будут возникать продольная сила N , кН, и крутящий момент M , кН · м. Таким образом, окончательно выражение (1) для определения напряжения σ , возникающего в сечении чугунного тьюбинга будет выглядеть следующим образом:

$$\sigma = \frac{N}{A_{\text{чуг}}} + \frac{M}{W_{\text{чуг}}} + \frac{T}{A_{\text{чуг}}} + \frac{T_{y_n} \cdot y_i}{J_{\text{чуг}}}, \quad (2)$$

где N — сила нормального давления, кН; A — площадь поперечного сечения пролетного строения, м²; M — изгибающий момент, кН · м; $W_{\text{чуг}}$ — момент сопротивления чугунного тьюбинга; $A_{\text{чуг}}$ — площадь поперечного сечения чугунного тьюбинга, м²; $J_{\text{чуг}}$ — момент инерции чугунного тьюбинга, м⁴.

Касательная сила T в формуле (2), возникающая на поверхности тьюбингов, в данном случае численно равна силе трения и противоположна по направлению. Обозначим ее как усилие трения — $T_{\text{тр}}$, кН. Известно, что сила трения скольжения $F_{\text{тр}}$ зависит от силы нормального давления и от коэффициента трения:

$$T_{\text{тр}} = F_{\text{тр}} = \mu \cdot N, \quad (3)$$

где μ — коэффициент трения бетона о чугун.

Сила нормального давления в данном случае является суммой постоянной нагрузки $P_{\text{п}}$ (собственного веса свода и элементов мостового полотна) и временной нагрузки $P_{\text{вр}}$ (от действия транспорта). Поскольку сечение свода переменное (уменьшается от пят до замка), то и сила трения $F_{\text{тр}}$, а следовательно, и усилие $T_{\text{тр}}$ будут

изменяться аналогичным образом. В целях уточнения величины силы трения $F_{\text{тр}}$, действующей на тьюбинги в расчетных сечениях (в замковом и в пятовом — рис. 2 и 3), над рассчитываемыми тьюбингами анализируется часть свода и определяется значение вертикальной нагрузки от собственного веса бетона.

Площадь бетонного свода A_6 , м², в пролете представляет собой разность площадей секторов окружностей разного радиуса, поэтому площадь сечения определяется по формуле

$$A_6 = \frac{1 \cdot \pi}{2 \cdot 360} \left(\int_0^{\beta} R_1^2 d\beta - \int_0^{\alpha} R_2^2 d\alpha \right), \quad (4)$$

где R_1 — внешний; R_2 — внутренний радиусы железобетонного свода, м; α — угол внешнего сектора бетонного свода (см. рис. 3), град; β — угол внутреннего сектора бетонного свода (см. рис. 3), град.

Нормальное давление на свод $P_{\text{п}}$, кН, от постоянной нагрузки определяется из выражения

$$P_{\text{п}} = P_6 + P_{\text{м.п}} = A_6 \cdot \gamma_6 + P_{\text{м.п}}, \quad (5)$$

где P_6 — вес бетонного свода, т/м; $P_{\text{м.п}}$ — суммарный вес элементов мостового полотна, т/м; γ_6 — удельный вес бетона, т/м³.

Тогда выражение для определения усилия трения $T_{\text{тр}}$ (3) с учетом равенств (4) и (5) примет окончательный вид:

$$T_{\text{тр}} = \mu \left(\left(\frac{1 \cdot \pi}{2 \cdot 360} \left(\int_0^{\beta} R_1^2 d\beta - \int_0^{\alpha} R_2^2 d\alpha \right) \gamma_6 + P_{\text{м.п}} \right) + P_{\text{вр}} \right), \quad (6)$$

где $P_{\text{вр}}$ — нормальное давление от временной нагрузки, кН.

Коэффициент трения μ чугуна о бетон равен сумме двух составляющих: адгезионной, обусловленной молекулярным взаимодействием в зоне фактического контакта, и деформационной, обусловленной деформированием поверхностных слоев твердых тел при трении. Адгезионную составляющую реальных условий трения вычислить невозможно, в связи с чем ее определяют экспериментально [4].

Помимо предложенного мной способа для учета переменного сечения арки по ее длине, можно применить методику на основе зависимости между моментом инерции x -го сечения I_x и моментом инерции замкового сечения, предложенную Н. И. Новожиловой и В. М. Ворониной [8], согласно которой I_x определяется следующим образом:

Рис. 3. Элементы конструкции Зеленого моста: 1 — свод пролетного строения из чугунных тюбингов; 2 — разгружающий железобетонный свод; 3 — антифрикционная прослойка; $P_{вр}$ — нормальное давление от временной нагрузки; $q_{м.п}$ — распределенная нагрузка от веса мостового полотна

$$I_x = \frac{I_3}{\left(1 - (1-n) \frac{2 \cdot x}{l}\right) \cos \varphi_x}, \quad (7)$$

где l — длина арки; φ_x — угол между касательной к оси арки в произвольном сечении с абсциссой x и горизонталью; x — абсцисса произвольного сечения;

$$n = \frac{I_3}{I_0 \cos \varphi_0}; \quad (8)$$

I_0 и φ_0 относятся к опорному или пятовому сечению.

В элементах конструкции Зеленого моста определить указанные характеристики и получить точные результаты практически нереально, поскольку очистить полностью поверхность чугунных тюбингов от выравнивающих слоев и коррозии не представляется возможным.

С учетом вышесказанного, в качестве коэффициента трения μ целесообразно ввести коэффициент приведения бетона к чугуну. На сегодняшний день расчет сталежелезобетонных пролетных строений, согласно отечественной и зарубежной нормативно-технической документации, производится на основе коэффициента приведения стали к бетону $n = E_s/E_b$, что является достаточно справедливым упрощением для сталежелезобетонных конструкций [1–4, 7]. При расчете конструкций Зеленого моста такой способ приведения неприменим, поскольку поперечное сечение данной конструкции не является единым и представляет собой составную пологую арку.

В ряде работ на данную тему (авторы А. А. Поречин, В. А. Быстров, И. Ю. Белуцкий, В. И. Кулиш и др.) предложено вместо коэффициента приведения использовать функционал приведения m_G (выражаемый через модули сдвига, упругости и напряжения), который для нашего подхода примет следующий вид:

$$m_G = \varphi = \frac{\sigma_{чуг}''}{\sigma_6''} = \frac{E_{чуг}}{E_6} + \frac{\tau'' \cdot E_{чуг}}{\sigma_6'' \cdot G_{св}}, \quad (9)$$

где $E_{чуг}$ — модуль упругости чугуна; E_6 — модуль упругости бетона; τ'' — касательные напряжения в контактом слое по II стадии работы; G_6 — модуль сдвига бетона; $G_{св}$ — модуль сдвига связи.

Если рассматривать пролетное строение моста как систему объединенных составных стержней, состоящих из двух пологих арок (тюбингов и участка железобетонного свода), то усилие на контакте можно также определять, используя методику А. Р. Ржаницына [6]. Арка пролетного строения в данном случае рассматривается как полигональная, а швы объединения могут быть представлены в виде шарнирно-подвижных опор. Усилие трения $T_{тр}$, препятствующее сдвигу, определяется по формуле (3).

При наличии абсолютно жестких связей закрепления против сдвига в торцах пологих арок возникнут сдвигающие усилия T_1 , равные

$$T_1 = -\frac{qv}{\gamma \sum EI} \left(\frac{1}{\lambda^2} - \frac{1}{\lambda} \operatorname{cth} \lambda l \right), \quad (10)$$

где q — распределенная нагрузка, кН/м; v — сумма расстояний от центров тяжести поперечных сечений, м; l — расчетная длина, м;

$$\text{ch}\lambda l = \frac{\text{sh}\lambda l}{\lambda l}. \quad (11)$$

Для двух составных элементов пролетного строения постоянные λ , γ можно определить из равенств (12), (13):

$$\lambda = \sqrt{\frac{\varepsilon}{EF} \left(2 + \frac{v^2}{2i^2} \right)}; \quad (12)$$

$$\gamma = \frac{1}{E_{\text{чуг}} \cdot A_{\text{чуг}}} + \frac{1}{E_{\text{б}} \cdot A_{\text{б}}} + \frac{\omega^2}{\sum E_i \cdot A_i}, \quad (13)$$

где $i = \sqrt{\frac{I}{F}}$ — радиус инерции сечения; $\sum E_i A_i$ — общая жесткость на изгиб составного стержня, лишенного связей сдвига, равная сумме жесткостей составляющих стержней; $\omega = u + v$ — сумма расстояний от центра тяжести до разделяющих плоскостей выше- и нижележащего шва.

Если сдвигающее усилие окажется больше силы трения, возникнет сдвиг в зоне контакта, тогда максимальное усилие трения $T_{\text{тр}}$ определим по формуле

$$T_{\text{тр}} = \frac{ql}{2} \varphi \frac{\text{ch}\lambda x}{\text{ch}\lambda l}. \quad (14)$$

Максимальное напряжение при этом будет равно:

$$\tau = \frac{ql\varphi}{2} \lambda \frac{\text{sh}\lambda x}{\text{ch}\lambda l}, \quad (15)$$

где коэффициент $\varphi = m_G$ и определяется по формуле (7).

Для оценки точности методик учета степени взаимодействия конструкций требуется разработка математических моделей различных конструктивно-технологических решений. Разработка вариантов моделей должна производиться с учетом технического состояния моста, срок эксплуатации которого составляет 210 лет.

Библиографический список

1. Поречин А. А. Исследование податливости связующих элементов автодорожных мостов: дис. ... канд. техн. наук. Л., 1972.
2. Балуцкий И. Ю. Совершенствование методов расчета и оценки работоспособности эксплуатируемых пролетных строений: дис. ... д-ра техн. наук. Хабаровск, 2004. 286 с.
3. Быстров В. А. Совершенствование конструкций и расчета элементов сталежелезобетонных мостов. Л.: ЛГУ, 1987. 185 с.
4. Стрелецкий Н. Н. Сталежелезобетонные пролетные строения мостов. М.: Транспорт, 1965. 376 с.

5. Праведников И. С. Контактное взаимодействие твердых тел с учетом давления, температуры и твердости // Нефтегазовое дело. 2005. № 1. URL: http://ogbus.ru/authors/Pravednikov/Pravednikov_2.pdf (дата обращения: 23.01.17).

6. Ржаницын А. Р. Составные стержни и пластинки. М.: Стройиздат, 1986. 316 с.

7. Корнеев М. М. Сталежелезобетонные мосты: теоретическое и практическое пособие по проектированию. СПб.: ПГУПС, 2015. 400 с.

8. Новожилова Н. И., Воронина В. М. Проектирование пролетных строений мостов с металлическими арками. Л.: ЛИСИ, 1988. 64 с.

References

1. Porechin A. A. *Issledovanie podatlivosti svyazuyushchikh ehlementov avtodorozhnykh mostov*. Diss. kand. tekhn. nauk [Research of pliability of road bridge structural members. PhD in Sci. Tech. diss.]. Leningrad, 1972.
2. Belutskiy I. Yu. *Sovershenstvovanie metodov rascheta i otsenki rabotosposobnosti ehkspluatiruemykh proletnykh stroeniy: diss. dokt. tekhn. nauk* [Improving the methods of calculation and assessment of the operated span structures performance. Dr. Sci. Tech. diss.]. Khabarovsk, 2004, 286 p.
3. Bystrov V. A. *Sovershenstvovanie konstruksiy i rascheta ehlementov stalezhelezobetonnykh mostov* [Improvement of design and calculation of steel reinforced concrete structural members of bridges]. Leningrad, LSU Publ., 1987, 185 p.
4. Streletskiy N. N. *Stalezhelezobetonnye proletnye stroeniya mostov* [Steel reinforced concrete span structures]. Moscow, Transport Publ., 1965, 376 p.
5. Pravednikov I. S. *Kontaktное vzaimodeystvie tverdykh tel s uchetom davleniya, temperatury i tverdosti* [Contact interaction of solid bodies taking into account pressure, temperature and rigidity]. *Neftegazovoe delo – Oil and Gas Business*, 2005, no. 1. Available at: http://ogbus.ru/authors/Pravednikov/Pravednikov_2.pdf (accessed: 23.01.17).
6. Rzhantsyn A. R. *Sostavnye sterzhni i plastinki* [Compound cores and plates]. Moscow, Stroyizdat Publ., 1986, 316 p.
7. Korneev M. M. *Stalezhelezobetonnye mosty: teoreticheskoe i prakticheskoe posobie po proektirovaniyu* [Steel reinforced concrete bridges. Theoretical and practical guidance to design]. St. Petersburg, PGUPS Publ., 2015, 400 p.
8. Novozhilova N. I., Voronina V. M. *Proektirovanie proletnykh stroeniy mostov s metallicheskimy arkam* [Design of bridge span structures with metal arches]. Leningrad, LISI Publ., 1988, 64 p.