

**НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ СОПРОВОЖДЕНИЕ
СТРОИТЕЛЬСТВА МОСТА ЧЕРЕЗ р. СОЖ В г. ГОМЕЛЬ**

Попелушко О.Г.

Государственное предприятие «БелдорНИИ»

(г. Минск, Республика Беларусь)

До 2009 г. микрорайон Новобелица г. Гомель и город по улице им. Фрунзе связывал автодорожный мост через р. Сож 1953 г. постройки, представляющий собой большой автодорожный мост на массивных опорах, со сталежелезобетонным неразрезным пролетным строением в русловых пролетах и железобетонными коробчатыми пролетными строениями на поймах. Схема моста $12+42+(63+104,6+63)+42+12$ м, длина моста – 341,05 м, габарит моста - Г-10,7+2х1,5.

По мосту осуществлялось движение пригородного, городского автобусного и троллейбусного движения, а также транзитного транспорта. Движение на мосту двухстороннее, что не обеспечивало потребность в пропуске движения и явилось необходимой причиной строительства рядом с существующим новым моста для увеличения пропускной способности на данном участке дороге.

В 2006 г. ГП «Белгипродор» было начато проектирование нового мостового перехода рядом с существующим. Новое сооружение по проекту представляло собой сталежелезобетонный мост из одного неразрезного пролетного строения со схемой $54+63+105+63+54$ на монолитных железобетонных береговых и промежуточных опорах на буронабивных столбах диаметром 1,2 м. Габарит нового сооружения был запроектирован Г-11,5 + 2,5 + 0,75 с тротуаром с верховой стороны моста шириной 2,5 м и служебным проходом с низовой стороны шириной 0,75 м.

При строительстве моста ГП «БелдорНИИ» выполняло работы по научно-техническому сопровождению устройства буронабивных столбов опор, по научно-техническому сопровождению надвигки пролетного строения и обследованию с испытанием сооружения после завершения строительства сооружения при приемке его в эксплуатацию.

При выполнении работ по научно-техническому сопровождению устройства буронабивных столбов специалистами «БелдорНИИ» осуществлялся контроль производства работ по устройству столбов комбинированным способом. Данный способ заключался в бурении скважин под столбы при помощи обсадных труб на большей части этапа и применении глинистого раствора на конечном этапе при устройстве «пяты».

После завершения основных работ по устройству опор наступил этап контроля надвигки пролетного строения в пролеты. Надвигка выполнялась с опоры № 6 в сторону опоры № 1. Пролетное строение собиралось на подходе и затем надвигалось в пролеты.



Рис. 1. Общий вид моста через р. Сож в г. Гомель

Перед началом надвигки была разработана и утверждена программа по научно-техническому сопровождению надвигки. В соответствии с программой на объекте были выполнены следующие работы:

- замеры геометрических характеристик элементов аванбека, высотного положения накаточных путей и планово-высотного положения пролетного строения перед надвигкой;
- работы по контролю вертикальных перемещений конца консоли аванбека относительно пролетного строения на опоре № 4 в процессе надвигки;
- контроль ухода пролетного строения в плане в процессе надвигки;
- контроль динамики изменения внутренних механических напряжений во время надвигки пролетного строения;

- работы по выявлению внешних проявлений деформаций металла «хлопунов», выполнен контроль отлипания пролетного строения в местах опирания. Наблюдения производили в течение всего процесса надвигки, 3 раза в смену (в начале смены, середине смены, при окончании работы).

Все результаты контроля заносились в журнал научно-технического сопровождения.

Контроль геометрических элементов, планово-высотного положение накаточных путей, пролетного строения и аванбека перед надвигкой производился инструментально при помощи теодолитов, нивелиров, рулеток.

Контроль вертикальных перемещений конца аванбека относительно пролетного строения и ухода пролетного строения в плане выполнялся по контрольным сечениям в заданных абсциссах и сравнивался с проектными данными.

Измерения внутренних механических напряжений в расчетных сечениях пролетного строения и аванбека в процессе надвигки контролировался совместно с ООО «Сенсотроника» и проводился непрерывно в течении всего времени этапов надвигки. Контроль напряжений производился при помощи стационарных датчиков, установленных перед началом работ в контрольных точках. Вся информация с датчиков передавалась при помощи адаптеров беспроводной связи на главный компьютер, что позволяло в реальном времени следить за динамикой изменения напряжений в элементах пролетных строений и сравнивать с расчетными значениями предоставленными проектировщиком.



Рис. 2. Первый этап надвигки. Стык БК27-аванбек на опоре № 6



Рис. 3. Второй этап продвижки. Стык БК27-аванбек у опоры № 4



Рис. 4. Третий этап продвижки. Стык БК27-аванбек в пролете № 3

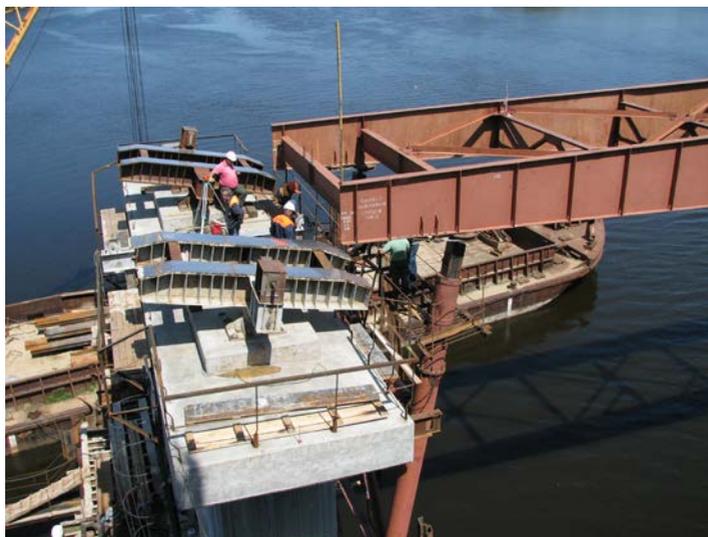


Рис. 5. Третий этап надвигки. Аванбек на ППУ у опоры № 3

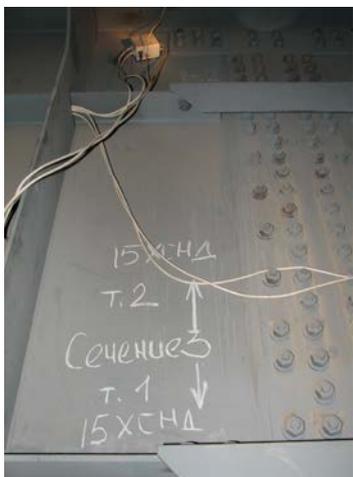


Рис. 6. Датчики контроля внутренних механических напряжений, установленные в контрольном сечении

Финалом научно-технического сопровождения явилось испытание сооружения. Испытания моста были произведены в соответствии

с утвержденной в установленном порядке программой. В качестве испытательной нагрузки использовались автомобили МАЗ-5516. Суммарная масса снаряженного автомобиля составляла около 33 т. Для возбуждения в контролируемых сечениях усилий составляющих 70-100 % от расчетных использовалось в максимальной вариации 9 автосамосвалов. В качестве расчетных (испытываемых) принимались следующие сечения коробчатых балок пролетного строения:

- сечение 0,42L5 (отсчет от опоры № 6);
- приопорное сечение над опорой № 5;
- сечение 0,5L4;
- приопорное сечение над опорой № 4;
- сечение 0,5L3.

Величины прогибов для балок пролетного строения, полученные по результатам испытаний, не превысили теоретически вычисленных значений, а также допустимых значений величин прогибов, равных для

сечения 0,42L5 $\frac{1}{400} \cdot L_5 = 135,0$ мм, для сечения

0,5L4 $\frac{1}{400} \cdot L_4 = 157,5$ мм, а для сечения 0,5L3 $\frac{1}{400} \cdot L_3 = 262,5$ мм.

Значения конструктивных коэффициентов, вычисленные для величин максимальных прогибов и величин соответствующих относительных деформаций по нижнему поясу коробчатого сечения, находились в допускаемых ТКП 45-3.03-60-2009 пределах от 0,55 до 0,71, что свидетельствует о нормальной работе конструкции.

При визуальном осмотре испытываемых конструкций в момент нахождения на них испытательной нагрузки появление недопустимых локальных деформаций, местных выпучиваний «хлопунов» и т.п. не выявлено.

Классы грузоподъемности балок пролетных строений определены по методике, представленной в приложении К пособия П2-2000, основанной на требованиях СНиП 2.05.03-84.



Рис. 7. Установка испытательной нагрузки для линий влияния



Рис. 8. Установка испытательной нагрузки для основного загрузения
**Выводы по результатам научно-технического сопровождения
строительства моста**

В процессе работ по научно-техническому сопровождению
движки металлоконструкций пролетного строения установлено
следующее:

1. Процесс надвигки металлоконструкций пролетного строения проходил как при положительных, так и при отрицательных температурах воздуха, скорость ветра в среднем составляла 2÷4 м/сек, порывами до 5 м/сек. Результаты контроля температуры и скорости ветра заносились в журнал надвигки и на основании этих результатов давалось разрешение на начало или остановку надвигки.

2. При непрерывном контроле динамики изменения внутренних механических напряжений было установлено, что процесс надвигки прошел без существенных превышений величины главных внутренних механических напряжений за расчетные величины.

3. Установлено, что на динамику механических напряжений оказывает влияние очень много факторов: ветровая нагрузка, различие силы трения на перекаточных устройствах, моменты включения гидродомкратов, разность температуры нижней и верхней коробок пролетного строения, перекосы конструкций при прохождении приемно-поворотных и накаточных устройств. При этом при порывах ветра до 5 м/с напряжения в элементах увеличивались в среднем на 17 кгс/см², что оказывало влияние на напряженно-деформированное состояние элементов пролетного строения.

4. Контроль вертикальных перемещений конца консоли аванбека и стыка блоков пролетного строения с аванбеком показал, что при надвигке пролетного строения в проектное положение фактические вертикальные перемещения контролируемых сечений не превысили расчетных, разница между фактическими и проектными значениями составила от 15 до 50 см, что говорит о большей жесткости натурной конструкции по сравнению с расчетной.

5. В процессе надвигки геометрия сечения пролетного строения не менялась, каких либо деформаций металла, локальных выгибов, выпучиваний, «хлопунов» выявлено не было, потери элементами местной устойчивости не наблюдалось.

По результатам испытания сооружения получено следующее:

Максимальный фактический допустимый класс для пропуска автомобильных нагрузок в составе колонн по I группе предельных состояний составил $[K] = 20,0$.

Максимальный допустимый класс для пропуска тяжеловесных нагрузок одиночным порядком по I группе предельных состояний составил $[КНК] = 267,5$.

Основываясь на вышеизложенном, можно сделать вывод: фактическая грузоподъемность пролетного строения моста соответствует проектным нормативным временным вертикальным подвижным нагрузкам А14 и НК-112.

Литература

1. Богданова, Е.Н. Конструктивные решения транспортных эстакад на основе сборных железобетонных балок в странах Европы / Е.Н. Богданова. Перевод статьи *Brucken aus Betonfertigteilen in Europa* // ВФТ. – 2001. – № 2 – с. 80–88 (нем., англ.).
3. Ремонт железобетонных мостов. Технические решения для службы эксплуатации автомобильных дорог. – Минск : БелдорНИИ, 1983.
4. Мосты и трубы. Правила обследований и испытаний: СНиП 3.06.07-86. – М., 1989.
5. Мосты и трубы: СНиП 2.05.03-84*. – М., 1996.

УДК 656.342

ОСОБЕННОСТИ СООРУЖЕНИЯ КОЛЛЕКТОРА МЕТОДОМ МИКРОТОННЕЛИРОВАНИЯ

**Степанович О.А.,
Пастушков В.Г., канд. техн. наук, доцент**

***Белорусский национальный технический университет
(г. Минск, Республика Беларусь)***

В связи с периодическим затоплением ряда участков города Минска во время сильных ливней, и так как старые ливневые сети не обеспечивают соответствующий отвод воды, было принято решение о строительстве нового коллектора «Центр».

Сооружаемый участок второй нитки коллектора «Центр» расположен в северо-западной части г. Минска. Участок трассы коллектора проходит от ул. Радужной к ул. Л. Украинки и далее вдоль ул. Л. Украинки по направлению к центру города. Сооружение котлована и процесс микротоннелирования выполняется трестом № 15.