

06
1,54

ISSN 2227-1252

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ



МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Збірник наукових праць

Дніпропетровського національного
університету залізничного транспорту
імені академіка В. Лазаряна

Випуск 5

2014

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту
імені академіка В. Лазаряна

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Збірник наукових праць

**Дніпропетровського
національного університету залізничного транспорту
імені академіка В. Лазаряна**

НАУКОВЕ ВИДАННЯ

За загальною редакцією проф. О. М. ПІШНЬКА

Засновано у 2011 році

Випуск 5

НТБ ДІТУ



000858694

ВНЛ

**Дніпропетровськ
2014**

УДК 624.21 + 624.19(066)

ББК 39.2

Д 54

ЗАСНОВНИК ТА ВИДАВЕЦЬ:

**ДНІПРОПЕТРОВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ ЗАЛІЗНИЧНОГО ТРАНСПОРТУ
ІМЕНІ АКАДЕМІКА В. ЛАЗАРЯНА**

*Затверджено до друку рішенням Вченої ради Дніпропетровського національного університету
залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна від 02.07.2014 р., протокол № 11*

Голова редакційної ради університету – доктор технічних наук *О. М. Пішінко*

Редакційна колегія:

головний редактор – доктор технічних наук *О. С. Распопов*

заступник головного редактора – доктор технічних наук *В. Д. Петренко*

відповідальний секретар – кандидат технічних наук *В. І. Соломка*

Члени редакційної колегії:

доктори технічних наук *М. І. Казакевич, Д. О. Банников, М. І. Нетеса, Й. Й. Лучко,*

А. В. Радкевич, А. І. Лантух-Лященко, В. В. Кулябко, А. А. Плугін, Л. М. Тимофіїва, Р. О. Гейзен

кандидат технічних наук *О. Л. Тютюкін*

НАУКОВО-ТЕХНІЧНА БІБЛІОТЕКА
ДНІПРОПЕТРОВСЬКОГО НАЦІОНАЛЬНОГО
УНІВЕРСИТЕТУ ЗАЛІЗНИЧНОГО ТРАНСПОРТУ
імені академіка В. Лазаряна

Д 54

Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика : Збірник наукових праць Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна. – Вип. 5. – Д. : Вид-во Дніпропетр. нац. ун-ту заліз. трансп. ім. акад. В. Лазаряна, 2014. – 135 с.

ISSN 2227-1252

У статтях висвітлені наукові дослідження, виконані авторами у Дніпропетровському національному університеті залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна та інших організаціях. Статті присвячені вирішенню актуальних питань із проблем розрахунків, проектування, будівництва, експлуатації та реконструкції мостів, тунелів і інших інженерних споруд, застосування сучасних будівельних матеріалів і технологій будівництва, пошуку шляхів підвищення надійності та подовження довговічності інженерних споруд.

Збірник наукових праць становить інтерес для працівників науково-дослідних організацій, викладачів вищих навчальних закладів, докторантів, аспірантів, магістрантів та інженерно-технічних працівників.

УДК 624.21 + 624.19(066)

ББК 39.2

В статьях отражены научные исследования, выполненные авторами в Днепропетровском национальном университете железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна и других организациях. Статьи посвящены решению актуальных вопросов по проблемам расчетов, проектирования, строительства, эксплуатации и реконструкции мостов, тоннелей и прочих инженерных сооружений, применения современных строительных материалов и технологий строительства, поиску путей повышения надежности и продления долговечности инженерных сооружений.

Сборник научных трудов представляет интерес для работников научно-исследовательских организаций, преподавателей высших учебных заведений, докторантов, аспирантов, магистрантов и инженерно-технических работников.

ISSN 2227-1252

© Вид-во Дніпропетр. нац. ун-ту заліз.
трансп. ім. акад. В. Лазаряна, оригінал-макет, 2014

858694 - 858698 = (5) 1, 4, 7

ЗМІСТ

Н. Н. БЕЛЯЕВ, Е. Ю. ГУНЬКО МОДЕЛИРОВАНИЕ РАЗРУШЕНИЯ ПОДПОРНЫХ СТЕН ПРИ ВЗАИМОДЕЙСТВИИ С АГРЕССИВНЫМИ ПОДЗЕМНЫМИ ВОДАМИ	4
І. О. ВАКУЛЕНКО, С. В. ПРОЙДАК, М. М. ГРИЩЕНКО, М. А. ГРИЩЕНКО, Ю. Л. НАДЕЖДИН, С. О. ПЛІТЧЕНКО ТЕХНОЛОГІЯ ВИГОТОВЛЕННЯ АРМАТУРИ З ВИСОКИМ РІВНЕМ МІЦНОСТІ	9
В. Г. ВИСКРЕБЕНЦЕВ, К. І. СОЛДАТОВ ДОСЛІДЖЕННЯ ЕФЕКТИВНОСТІ ВИКОРИСТАННЯ ВУГЛЕЦЕВОГО ВОЛОКНА У ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВАХ ЗАЛІЗНИЧНИХ МОСТІВ	16
І. І. ВОЙТОВИЧ, Ю. Л. ЛОТОЦЬКИЙ, А. Є. ФАЛЬ, Б. М. РИСЮК ОСОБЛИВОСТІ ПРОЕКТУВАННЯ СПОРУД НА ТРАНСПОРТНИХ РОЗВ'ЯЗКАХ В СТИСНУТИХ УМОВАХ	22
Ю. М. ГОРБАТЮК, В. М. ЯРМОЛЮК, М. С. АРТЕМ'ЄВ ЗАСТОСУВАННЯ НАПЛАВНИХ МОСТІВ НА СУЧАСНОМУ ЕТАПІ БУДІВНИЦТВА ЗБРОЙНИХ СИЛ УКРАЇНИ	29
С. В. КЛЮЧНИК, В. В. МАРОЧКА ОБЗОР ВАРИАНТОВ ПІДСИЛЕННЯ ТА РЕМОНТУ БАЛОК ПРОЇЗНОЇ ЧАСТИНИ ПОВЕРХОВОГО ТИПУ	35
А. В. КРАСНЮК, Н. П. БОЧАРОВА КОМП'ЮТЕРНІ ПЕРЕТВОРЕННЯ ПРАВИЛЬНИХ МНОГОГРАН-НИКІВ (ТІЛ ПЛАТОНА) В НАПІВПРАВИЛЬНІ (ТІЛА АРХІМЕДА), ЗА ДОПОМОГОЮ СИСТЕМИ AUTOCAD НА ПРИКЛАДІ ГЕКСАЕДРА ТА ОКТАЕДРА	41
А. Д. МАЛЫЙ, Ю. Я. ПОПУДНЯК, Т. В. УЛЬЧЕНКО, Т. В. СТАРОСОЛЬСКАЯ КВАЗИЛИНЕЙНЫЕ ГРАФИЧЕСКИЕ МОДЕЛИ ПРОСТРАНСТВА	51
В. О. МОМОТ ПРОБЛЕМИ УПРАВЛІННЯ ТЕХНОЛОГІЧНИМИ ВЛАСТИВОСТЯМИ ГІДРОТЕХНІЧНИХ БЕТОННИХ СУМІШЕЙ	56
В. Д. ПЕТРЕНКО, О. Л. ТЮТЬКІН, Є. Ю. КУЛАЖЕНКО ПРОБЛЕМА ВИЗНАЧЕННЯ ДЕФОРМАЦІЙ ОПРАВИ ПЕРЕГІННИХ ТУНЕЛІВ ПРИ СУТТЄВІЙ ЗМІНІ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИХ УМОВ	62
М. М. ПОПОВИЧ, Д. Ю. ІГНАТЕНКО МЕТОДИКА РОЗРАХУНКУ ТА ВИЗНАЧЕННЯ ВАНТАЖОПІДЙОМНОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ АРКОВИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВ З ЇЗДОЮ ПОВЕРХУ МЕТОДОМ КЛАСИФІКАЦІЇ	70
О. С. РАСПОПОВ, О. Г. МАРИНІЧЕНКО РЕКОМЕНДАЦІЇ ПО ВПРОВАДЖЕННЮ ШВИДКІСНОГО РУХУ НА ІСНУЮЧИХ НЕРОЗРІЗНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВАХ	76
А. Г. СИНЕОК, А. М. ГЕРАСИМЕНКО, В. Д. РЯБОКОНЬ, К. В. РЯБЦЕВ, А. А. ГОЦУЛЯК АТМОСФЕРОСТОЙКИЙ ПРОКАТ КЛАССОВ ПРОЧНОСТИ С355-500 ДЛЯ МЕТАЛЛОКОНСТРУКЦИЙ МОСТОВ	83
К. І. СОЛДАТОВ, Ю. М. ГОРБАТЮК ШЛЯХИ УДОСКОНАЛЕННЯ КОНСТРУКЦІЇ НАПЛАВНИХ МОСТІВ	92
К. И. СОЛДАТОВ, Ю. Л. ЗАЯЦ ОПТИМИЗАЦИЯ ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ШАХТНОЙ ЗАТЯЖКИ	98
Б. М. СТАСЮК, В. З. СТАНКЕВИЧ, В. В. КОВАЛЬЧУК, Й. Й. ЛУЧКО ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМІВНОГО СТАНУ МЕТАЛЕВИХ ГОФРОВАНИХ КОНСТРУКЦІЙ ПРИ ВЗАЄМОДІЇ З ҐРУНТОМ ЗАСІПКИ	105
П. М. СТАШУК, Р. І. ПОЛЮГА, А. Р. БУГЕРА, О. В. ТАНСЬКИЙ ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ КОНСТРУКЦІЙ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННОЇ ЕСТАКАДИ	112
В.С. ШМУКЛЕР, С.Н. КРАСНОВ, Е.С. КРАСНОВА ФОРМИРОВАНИЕ КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ И ДИНАМИЧЕСКИЕ ИСПЫТАНИЯ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ ПЕШЕХОДНЫХ МОСТОВ НОВОГО ТИПА	120
P. OVCHINNIKOV, S. KLIUCHNIK USING OF FINITE ELEMENT MODELING FOR DETERMINATION OF BUCKLING POSSIBILITY IN LENGTHWISE STIFFENERS OF ORTHOTROPIC PLATE FOR BRIDGE SPANS UNDER OPERATIONAL LOAD	130

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК [624.137: 691.2 - 033.3: 556.3: 519.87]

Н. Н. БЕЛЯЕВ^{1*}, Е. Ю. ГУНЬКО^{2*}

^{1*} Каф. «Гидравлика и водоснабжение», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (056) 373 15 09, эл. почта gidro_eko@ukr.net

^{2*} Каф. «Гидравлика и водоснабжение», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (093) 529 76 15, эл. почта gunko.diit@gmail.com

МОДЕЛИРОВАНИЕ РАЗРУШЕНИЯ ПОДПОРНЫХ СТЕН ПРИ ВЗАИМОДЕЙСТВИИ С АГРЕССИВНЫМИ ПОДЗЕМНЫМИ ВОДАМИ

Цель. Подземные воды, фильтруясь через грунт и растворяя различные соли и газы, иногда приобретают способность разрушать цементные растворы (вызывать коррозию цементного камня). Прогноз такого разрушения строительных конструкций представляет особый интерес. Целью данной работы является разработка численной модели для расчета процесса разрушения цементного камня при контакте с агрессивными водами. **Методика.** Моделирование процесса разрушения подпорных стен при взаимодействии с агрессивными подземными водами было выполнено с помощью численной модели, реализованной на алгоритмическом языке FORTRAN. В основу разработанной модели разрушения цементного камня положено уравнение массопереноса. Численное интегрирование уравнения массопереноса осуществляется на прямоугольной сетке с помощью неявной разностной схемы. **Результаты.** Создан пакет программ, реализующий разработанную численную модель. Результаты численного моделирования процесса разрушения трещины показали как изменяются размеры и геометрическая форма трещины для различных моментов времени после начала процесса разрушения. Видно, что с течением времени происходит постепенное расширение трещины и увеличение области, занятой водой. Для расчета одного варианта задачи потребовалось 20 с компьютерного времени. Дальнейшее совершенствование рассмотренной в работе модели необходимо проводить в направлении ее адаптации к моделированию трехмерного процесса массопереноса в трещинах. **Научная новизна.** Разработана новая численная модель для расчета процесса разрушения цементного камня при контакте с агрессивными водами, позволяющая осуществлять прогноз разрушения цементного камня с учетом сложной геометрической формы трещины. **Практическая значимость.** Разработанная численная модель может быть использована для экспресс-прогноза разрушения цементного камня при контакте с агрессивными водами.

Ключевые слова: коррозия цементного камня; численное моделирование; агрессивные подземные воды; разрушение подпорных стен

Введение

В связи с неблагоприятным воздействием подземных вод на несущую способность грунтовых оснований и материалы подземных конструкций необходимо при проектировании и строительстве фундаментов учитывать возможность изменения гидрогеологических условий площадки в процессе строительства и эксплуатации объектов и воздействие подземных вод на конструкции. Известно, что подземные воды, фильтруясь через грунт и растворяя различные соли и газы, иногда приобретают способность разрушать цементные растворы (вызывать коррозию цементного камня). Такие воды становятся агрессивными. При коррозии

первого вида происходит разрушение цементного камня в результате растворения и вымывания некоторых его составных частей (коррозия выщелачивания). При действии воды на цементный камень вначале растворяется и уносится водой свободный гидроксид кальция, образовавшийся при гидролизе C_3S и C_2S , содержание которого в цементном камне через 1-3 месяца твердения достигает 10...15 %, а растворимость при обычных температурах – 1,3 г/л. После вымывания свободного гидроксида кальция и снижения его концентрации ниже 1,1 г/л начинается разложение гидросиликатов, а затем гидроалюминатов и гидроферритов кальция. В результате выщелачивания по-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

вышается пористость цементного камня и снижается его прочность. Процесс коррозии первого вида ускоряется, если на цементный камень действует мягкая вода или вода под напором.

Цель

При одном и том же составе агрессивная вода разрушает цементный камень тем быстрее, чем с большей скоростью она движется; наиболее опасны агрессивные воды, фильтрующиеся под напором через цементный камень. В этой связи представляется особо важным вопрос прогноза такого разрушения строительных конструкций. Такой прогноз может быть выполнен с помощью специализированных математических моделей. Целью данной работы является разработка численной модели для расчета процесса разрушения цементного камня при контакте с агрессивными водами.

Методика

В основу модели разрушения цементного камня положено уравнение массопереноса. Данное уравнение (профильная задача) имеет вид [3, 5]:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\mu_x \frac{\partial C}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\mu_y \frac{\partial C}{\partial y} \right), \quad (1)$$

где C – концентрация примеси (гидроксид кальция) в воде; $\mu = (\mu_x, \mu_y)$ – коэффициенты диффузии; t – время.

Ось Y направлена вертикально вверх.

Рассмотрим постановку граничных условий для уравнения (1). Будем считать, что расчет происходит в области R , которая имеет форму прямоугольника со сторонами L_x, L_y . Форма трещины задается маркерами. На тех сторонах расчетной области, где трещина контактирует с внешним, подземным потоком, ставится условие:

$$C|_{\text{вх}} = C_e, \quad (2)$$

где C_e – известное значение концентрации примеси.

На границе «водная среда–стенка трещины» ставится граничное условие вида:

$$\frac{\partial C}{\partial n} = \alpha C, \quad (3)$$

где n – единичный вектор внешней нормали к поверхности; α – коэффициент массоотдачи.

Численное интегрирование моделирующих уравнений. Решение уравнения массопереноса осуществляется на прямоугольной разностной сетке. Для формирования вида расчетной области и ее изменения с течением времени, используется метод маркирования [3].

Для численного интегрирования уравнения (1) применяется попеременно-треугольная неявная разностная схема [3]. Особенностью данной схемы является то, что на каждом шаге расщепления используется явная формула, что позволяет разработать простой алгоритм ее реализации. Программная реализация численной модели осуществлена на алгоритмическом языке FORTRAN.

Исходные данные для моделирования. Для 2-D моделирования процесса разрушения трещины необходимо задать следующие исходные данные:

1. Диаметр трещины.
2. Длину расчетного участка трещины.
3. Геометрическую форму трещины.
4. Коэффициент массоотдачи от стенки трещины в водный поток.
5. Концентрацию примеси в воде на входе в трещину.
6. Коэффициент диффузии.

Алгоритм расчета. Расчет процесса разрушения трещины осуществляется в следующей последовательности:

1. Задаются исходные данные, определяющие физическую постановку задачи (форма, размеры трещины и т.д.).
2. Рассчитывается распределение концентрации примеси внутри трещины.
3. Рассчитывается процесс массопередачи от стенок трещины в воду, которая находится внутри трещины.
4. Заново рассчитывается процесс распространения растворенного вещества в воде, находящейся внутри трещины и расчет повторяется.

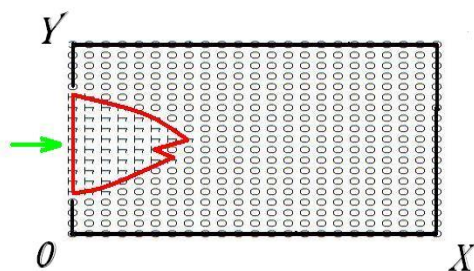
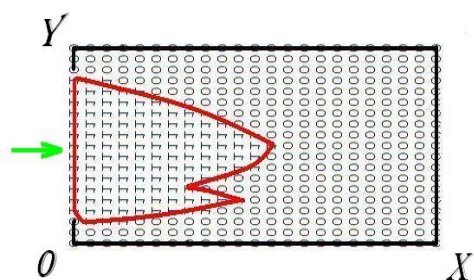
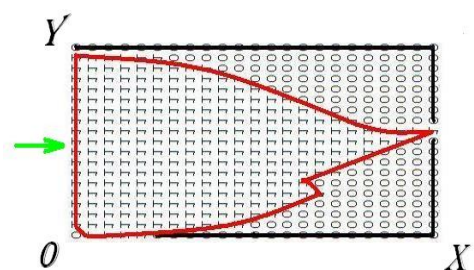
Если из расчетной ячейки, относящейся к трещине и находящейся на границе «стенка трещины – вода», уходит масса растворенного вещества, соответствующего той массе, которую можно «разместить» в разностной ячейке, то такая ячейка «исчезает» и заменяется разностной ячейкой, соответствующей водной

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

среде. То есть, происходит увеличение размеров трещины. Если это происходит, то изменяется форма расчетной области, т.е. форма области, занятой водным потоком внутри трещины. Поэтому заново осуществляется расчет поля концентрации внутри трещины и процесса массопереноса с учетом новой геометрической формы расчетной области.

Результаты моделирования

Результаты численного моделирования процесса разрушения трещины приведены на рис. 1, 2 и 3. Расчет проводился в безразмерном виде при следующих исходных данных: концентрация примеси в воде на входе в трещину равна 0; начальный диаметр трещины равен 1, длина трещины (расчетного участка) равна 12; коэффициент массоотдачи равен 0,1, коэффициент диффузии принят равным 0,8.

Рис. 1. Форма трещины для момента времени $t = 0$ Рис. 2. Форма трещины для момента времени $t = 0,67$ Рис. 3. Форма трещины для момента времени $t = 2,56$

На рисунках (см. рис. 1, 2 и 3) показана геометрическая форма трещины для различных моментов времени после начала процесса разрушения. Как видно, в начальный момент времени $t = 0$, трещина имеет сложную геометрическую форму – маркер «1» определяет границы трещины, внутри которой находится вода.

Далее, с течением времени размеры трещины увеличиваются в поперечном направлении, и трещина углубляется внутрь стены. Образующаяся полость заполняется водой (маркер «1»). К моменту времени $t = 2,56$ трещина практически полностью пронизывает всю расчетную область.

Отметим, что для расчета одного варианта задачи потребовалось 20 с компьютерного времени. Таким образом, для решения многопараметрической задачи массопереноса в области сложной геометрической формы, изменяющейся с течением времени, требуются незначительные временные затраты при использовании разработанной численной модели.

Научная новизна и практическая значимость

В работе разработана новая численная модель для расчета процесса разрушения цементного камня при контакте с агрессивными водами, позволяющая осуществлять прогноз разрушения цементного камня с учетом сложной геометрической формы трещины, что представляет собой научную новизну проведенных исследований. Модель основана на численном интегрировании уравнения диффузии примеси. В качестве моделирующего уравнения используется двухмерное уравнение распространения примеси в водной среде. Для численного интегрирования используется неявная разностная схема. Данная численная модель может быть использована для экспресс-прогноза разрушения цементного камня при контакте с агрессивными водами. Особенностью данной модели является быстрота расчета, что очень важно при проведении серийных расчетов.

Выводы

В работе представлена новая численная модель для расчета процесса разрушения трещины. Модель позволяет учесть сложную геометрическую форму трещины, которая формирует-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

ся в опорній стіні під дією агресивної середовища. Розроблена чисельна модель ґрунтується на фундаментальному рівнянні масопереносу. Далішнє вдосконалення розглянутої в роботі моделі необхідно проводити в напрямку її адаптації до моделювання тривимірного процесу масопереносу в тріщинах.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Ekström, T. Leaching of Concrete: Experiments and Modelling [Text] / T. Ekström. – KFS AB, Lund. – 2001. – 229 p.
2. Bentz, D. P. Modelling the leaching of calcium hydroxide from cement paste: effects on pore space percolation and diffusivity [Text] / D. P. Bentz, E. J. Garboczi // Materials and Structures. – 1992. – № 25. – P. 523-533.
3. Численное моделирование распространения загрязнения в окружающей среде [Текст] / М. З. Згуровский, В. В. Скопецкий, В. К. Хрущ, Н. Н. Беляев. – Київ : Наук. думка, 1997. – 368 с.
4. Лойцянский, Л. Г. Механика жидкости и газа [Текст] / Л. Г. Лойцянский. – Москва : Наука, 1978. – 735 с.
5. Самарский, А. А. Теория разностных схем [Текст] / А. А. Самарский. – Москва : Наука, 1983. – 616 с.
6. Математические модели процессов коррозии бетона [Текст] / Б. В. Гусев, А. С. Файвусович, В. Ф. Степанова, Н. К. Розенталь. – Москва : Информ. – изд. ТИМР, 1996. – 104 с.
7. Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты [Текст] / В. М. Москвин, Ф. М. Иванов, С. Н. Алексеев, Е. А. Гузеев. – Москва : Стройиздат, 1980. – 536 с.
8. Сучасні уявлення про корозію цементного каменю в бетоні під дією води [Текст] / Д. Ю. Колесник, К. К. Пушкарьова, Л. О. Шейнич // Штучні споруди: автомобільні дороги. – 2012. – № 4 (228). – С. 33-37.
9. Будівельне матеріалознавство на транспорті [Текст] / О. М. Пшінько, А. В. Краснюк, В. В. Пунагін, О. В. Громова. – Дніпропетровськ : Вид-во ДНУЗТ, 2010. – 624 с.
10. Домокеев, А. Г. Строительные материалы: учеб. для строит. вузов [Текст] / А. Г. Домокеев. – Москва : Высш. шк., 1989. – 495 с.
11. Гузченко, В. Т. Класифікація підпірних стін [Текст] / В. Т. Гузченко, М. А. Лісневський // Зб. наук. праць Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна «Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика». – Дніпропетровськ : Вид-во ДНУЗТ, 2012. – Вип. 3. – С. 39-44.
12. Опыт обследования железобетонных конструкций, эксплуатируемых в агрессивных средах [Текст] / А. В. Вешняков, А. В. Заручевных, С. Е. Аксёнов и др. // Технологии бетонов. – 2008. – № 3. – С. 54-57.
13. Особенности коррозии выщелачивания в современных бетонах [Текст] / Г. И. Овчаренко, Н. Г. Бровкина, О. С. Носкова и др. // Технологии бетонов. – 2008. – № 3. – С. 62-63.
14. Соломка, В. І. Хімічна та біологічна корозія бетону і її наслідки для залізобетонних конструкцій мостів [Текст] / В. І. Соломка // Зб. наук. праць Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна «Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика». – Дніпропетровськ : Вид-во ДНУЗТ, 2013. – Вип. 4. – С. 107-112.
15. Подвальный, А. М. Физико-химическая механика – основа научных представлений о коррозии бетона и железобетона [Текст] / А. М. Подвальный // Бетон и железобетон. – 2000. – № 5. – С. 23-27.
16. Хван, Т. А. Промышленная экология [Текст] / Т. А. Хван. – Ростов на Дону : Феникс, 2003. – 320 с.
17. ДСТУ Б В.2.6-145:2008. Конструкції будинків і споруд. Захист бетонних і залізобетонних конструкцій від корозії. Загальні технічні вимоги [Текст] (ГОСТ 31384:2008, NEQ) – 48 с.

М. М. БІЛЯЄВ^{1*}, О. Ю. ГУНЬКО^{2*}

^{1*} Каф. «Гідравліка та водопостачання», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (056) 373 15 09, ел. пошта gidro_eko@ukr.net

^{2*} Каф. «Гідравліка та водопостачання», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (093) 529 76 15, ел. пошта gunko.diit@gmail.com

МОДЕЛЮВАННЯ РУЙНУВАННЯ ПІДПІРНИХ СТІН ПРИ ВЗАЄМОДІЇ З АГРЕСИВНИМИ ПІДЗЕМНИМИ ВОДАМИ

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Мета. Підземні води, які фільтруються крізь ґрунт і розчиняють при цьому різні солі і гази, іноді набувають здатність руйнувати цементні розчини (викликати корозію цементного каменю). Прогноз подібного руйнування будівельних конструкцій викликає особливий інтерес. Метою даної роботи є розробка чисельної моделі для розрахунку процесу руйнування цементного каменю при контакті з агресивними водами. **Методика.** Моделювання процесу руйнування підпірних стін при взаємодії з агресивними підземними водами було виконано за допомогою чисельної моделі, яка реалізована алгоритмічною мовою FORTRAN. В основі розробленої моделі руйнування цементного каменю лежить рівняння масопереносу. Чисельне інтегрування рівняння масопереносу здійснюється на прямокутній різницевій сітці за допомогою неявної різницевої схеми. **Результати.** Створено пакет програм, який реалізує розроблену чисельну модель. Результати чисельного моделювання процесу руйнування тріщини показали як змінюються розміри і геометрична форма тріщини для різних моментів часу після початку процесу руйнування. Видно, що з часом відбувається поступове розширення тріщини і збільшення зони, що зайнята водою. Для розрахунку одного варіанта задачі потрібно 20 с комп'ютерного часу. Подальше вдосконалення розглянутої в роботі моделі необхідно проводити в напрямі її адаптації до моделювання тривимірного процесу масопереносу в тріщинах. **Наукова новизна.** Розроблено нову чисельну модель для розрахунку процесу руйнування цементного каменю при контакті з агресивними водами, що дозволяє здійснювати прогноз руйнування цементного каменю з урахуванням складної геометричної форми тріщини. **Практична значимість.** Розроблена чисельна модель може бути використана для експрес-прогнозу руйнування цементного каменю при контакті з агресивними водами.

Ключові слова: корозія цементного каменю; чисельне моделювання; агресивні підземні води; руйнування підпірних стін

N. N. BILIAEV^{1*}, YE. YU. GUNKO^{2*}

^{1*} Department «Gydraulics and Water Supply» of Dnipropetrovsk National University of Railway Transport named after Academician V. Lazaryan, 2 Lazaryan Str., Dnepropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (056) 373 15 09, e-mail gidro_eko@ukr.net

^{2*} Department «Gydraulics and Water Supply» of Dnipropetrovsk National University of Railway Transport named after Academician V. Lazaryan, 2 Lazaryan Str., Dnepropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (093) 529 76 15, e-mail gunko.diit@gmail.com

MODELLING OF THE SUPPORT WALLS DESTRUCTION IN THE CASE OF THE AGGRESSIVE GROUND WATERS INTERACTION

Purpose. Ground waters flowing through the soil could leach different salts and gases. As a result these waters obtain the ability to destroy cement solutions (cause the corrosion of cement stone). Prediction of the construction destruction in this case is a problem of great interest. The goal of this paper is the development of numerical model to compute the cement stone destruction during the contact with aggressive ground waters. **Methodology.** A numerical model was used to simulate the process of the supporting walls destruction during the contact with aggressive ground waters. FORTRAN language was used to develop the code. Equation of the mass conservation was used as the governing equation. A rectangular difference grid and implicit difference scheme were used to develop a numerical model. **Findings.** A code was developed to carry out the numerical experiment. The results of the numerical experiment show the time change of the slot dimensions and geometrical form. These results show the slow increasing of the slot width and the space filled with water. To compute the problem it takes 15 sec. To develop the 3-D model of this process is the further step of this investigation. **Originality.** A new numerical model was developed to compute the cement stone destruction during the contact with aggressive ground waters. The model allows to predict the dynamics of destruction in the case of the slot having comprehensive geometrical form. **Practical value.** The developed numerical model can be used for quick prediction of the cement stone destruction.

Keywords: corrosion of cement paste; numerical simulation; aggressive ground water; destruction of the support walls

Стаття рекомендована к публікації д.т.н, проф. В. Д. Петренко (Україна), д.т.н., проф. І. І. Лучко (Україна).

Поступила в редколлегию 15.06.2014.

Принята к печати 02.07.2014.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 669:539.43:539.56

І. О. ВАКУЛЕНКО¹, С. В. ПРОЙДАК², М. М. ГРИЩЕНКО³, М. А. ГРИЩЕНКО⁴,
Ю. Л. НАДЄЖДІН⁵, С. О. ПЛІТЧЕНКО^{6*}

¹ Каф. «Технологія матеріалів», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (056) 373 15 56, ел. пошта dnyzt_texmat@ukr.net

² Каф. «Технологія матеріалів», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (056) 373 15 56, ел. пошта dnyzt_texmat@ukr.net

³ Каф. «Технологія матеріалів», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (056) 373 15 56, ел. пошта dnyzt_texmat@ukr.net

⁴ Каф. «Технологія матеріалів», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (056) 373 15 56, ел. пошта dnyzt_texmat@ukr.net

⁵ Каф. «Технологія матеріалів», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (056) 373 15 56, ел. пошта dnyzt_texmat@ukr.net

^{6*} Каф. «Технологія матеріалів», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (056) 373 15 56, ел. пошта dnyzt_texmat@ukr.net

ТЕХНОЛОГІЯ ВИГОТОВЛЕННЯ АРМАТУРИ З ВИСОКИМ РІВНЕМ МІЦНОСТІ

Мета. Оцінка впливу технологічних складових на комплекс властивостей при виготовленні арматури з високим рівнем міцності. **Методика.** Матеріалом для дослідження була обрана низьколегована сталь 20ХГС2. Термічне зміцнення стрижнів діаметром 6,5 мм здійснювали прискореним охолодженням від температур нагріву 1080...1100 °С. Відпуск проводили в камерних печах. Холодну пластичну деформацію здійснювали волочінням. Механічні властивості визначали з аналізу кривої розтягання. Мікроструктуру вивчали з використанням світлового мікроскопу і методик кількісної металографії. В якості параметра стану тонкої кристалічної будови металу була використана ширина лінії (β_{220}) рентгенівської інтерференції (220).

Результати. Послідовно показана зміна комплексу властивостей в залежності від температури кінця прискореного охолодження катанки зі сталі, яка досліджується. Наведений аналіз структурного стану термозміцненого прокату і після різних ступенів пластичної деформації волочінням. В роботі показано, що після деформації 20...30 % прискорено охолодженої сталі 20ХГС2 до температури 580...600 °С, відносно видовження сталей зберігалось на рівні 6 %, а міцність досягає значень 2000...2100 МПа. Використання операції відпуску в середньому інтервалі температур дозволяє підвищити пластичні властивості попередньо термічнозміцненого, холоднодеформованого прокату. **Наукова новизна.** Деформування термічно зміцненої низьколегованої сталі 20ХГС2 супроводжується монотонним зменшенням ширини лінії рентгенівської інтерференції (220). Темп підвищення міцності при холодному деформуванні сталі з мартенсито-бейнітними структурами обумовлений одночасним розвитком процесів пом'якшення від розпаду мартенситних структур і деформаційного зміцнення. **Практична значимість.** Результати досліджень можуть бути використані для розробки технології виготовлення високоміцного арматурного прокату в промислових умовах металургійного виробництва.

Ключові слова: мікроструктура; мартенсит; холодна деформація; міцність; пластичність; арматура

Вступ

Значну частину арматурного прокату різних рівнів міцності виготовляють з низьколегованих сталей після термічної обробки. Використання такої арматури для армування залізобетонних конструкцій дозволяє без зниження їх

конструктивної міцності істотно зменшити витрати металу.

В порівнянні з технологією виготовлення високоміцної арматури за рахунок легування сталей, термічне зміцнення і подальша холодна пластична деформація дозволяють в широкому діапазоні змінювати співвідношення характеристик міцності і пластичності металу [1, 2].

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Стан питання

Ступінь зміцнення металу визначається його структурним станом. При термічному зміцненні по перетину прокату формується достатньо значна структурна неоднорідність. Структура може змінюватися від мартенсито-бейнітної на поверхні прокату до перліто-ферритної в осьових об'ємах [3, 9, 10].

За сучасних умов виробництва стрижневу арматуру часто виготовляють за технологією двохстадійного прискореного охолодження, [2, 3] спочатку до 800...900 °С, а потім після витримки 1...2 с зі швидкістю вище за критичне значення, до температури 300...350 °С. Далі може бути використане холодне волочіння і відпуск при 350...420 °С, терміном до 60 хв. В результаті вказаної обробки можна отримати стрижньову арматуру з рівнем міцності до 1600 МПа.

В порівнянні зі стрижневою арматурою, широке застосування в будівництві має бунтовий прокат.

При виробництві арматури з міцністю порядку 1000 МПа, використання сталі 20ГС з підвищеним вмістом вуглецю дозволяє замінити сталі типу 20Г2С з економією до 17 % марганцю. Досягнення необхідного співвідношення між міцністю і пластичними характеристиками металу можливо за рахунок зміни температури кінця прискореного охолодження [1-3]. Розробка і впровадження сталей з низькою чутливістю до тривалості прискореного охолодження сприяє підвищенню рівномірності комплексу властивостей уздовж арматурного прокату.

Мета роботи

Оцінка впливу технологічних складових на комплекс властивостей при виготовленні арматури з високим рівнем міцності.

Матеріал і методика досліджень

Матеріалом для дослідження була обрана низьколегована сталь 20ХГС2. Термічне зміцнення стрижнів діаметром 6,5 мм здійснювали прискореним охолодженням від температур нагріву 1080...1100 °С. Відпуск проводили в камерних печах. Холодну пластичну деформа-

цію волочінням проводили на спеціально пристосованому лабораторному устаткуванні. Механічні властивості визначали з аналізу кривої розтягу при швидкості деформації 10^{-3} с^{-1} . Мікроструктуру вивчали з використанням світлового мікроскопу і методик кількісної металографії [4]. В якості параметру стану тонкої кристалічної будови металу була використана ширина лінії (β_{220}) рентгенівської інтерференції (220), яка дозволяє оцінити сумарний ефект від кількості дефектів і викривлень другого роду [7].

Результати

В порівнянні з гарячекатаним станом, після термічного зміцнення (прискорене охолодження прокату зі швидкістю, вищою за критичне значення) формується складна структура з визначеним градієнтом від поверхні до внутрішніх об'ємів металу (рис. 1). При більш великих збільшеннях можна визначити, що мікроструктура поверхневого шару металу відповідає мартенсито-бейнітній суміші після низькотемпературного відпуску (рис. 2). Внутрішні об'єми прокату мають аналогічну структуру, але після значно вищих температур відпуску (рис. 3).

Результати випробування досліджуваних сталей показали, що після охолодження до температур 610...620 °С необхідного рівня міцності в стрижнях досягти дуже складно. Дійсно, після холодної деформації волочінням з діаметру 6,5 мм на діаметри 6,0 і 5,5 мм рівень міцності був підвищеним недостатньо.

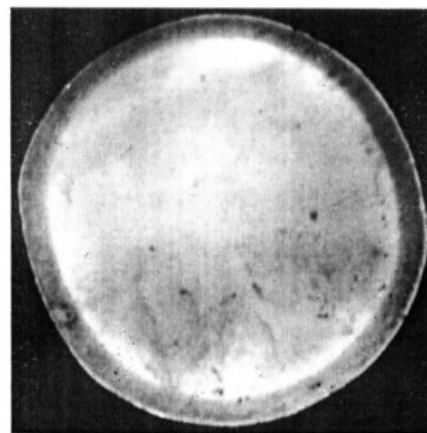


Рис. 1. Макроструктура перетину стрижневої арматури після термічного зміцнення

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

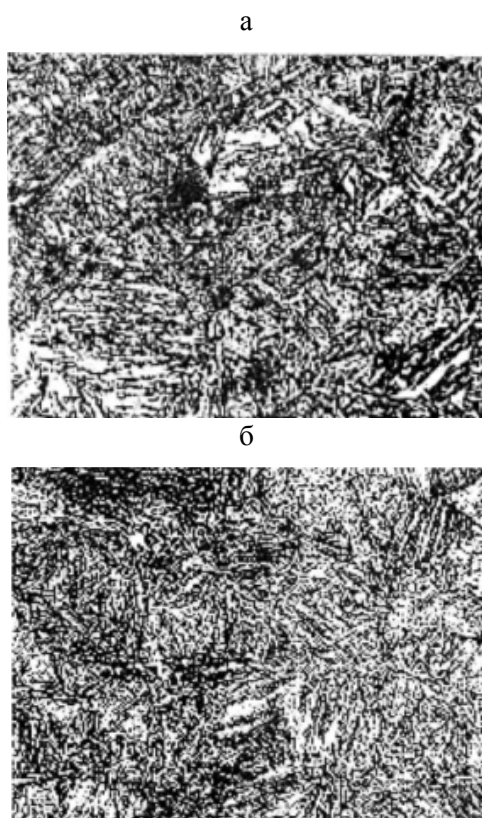


Рис. 2. Мікроструктура поверхневих об'ємів катанки зі сталі 20ХГС2 після прискореного охолодження до температури 610...620 °C (а) і до 580...600 °C (б) збільшення 800

Зниження температури кінця примусового охолодження до значень 580...600 °C призвело до підвищення об'ємної частки мартенситобейнітних структур (рис. 2, б і рис. 3, б). В результаті була отримана катанка з мартенситною структурою на поверхні стрижнів, а в центральних об'ємах за перетворенням по проміжному механізму. При певному співвідношенні зон зміцнення, агрегатної міцності, як показали дослідження металу, вже було достатньо для отримання високоміцної холоднотягнутої арматури.

Враховуючи, що коефіцієнт деформаційного зміцнення (n) і максимальне витягування металу при волочінні (μ) для низковуглецевих сталей зв'язані прямо пропорційною залежністю [5], визначення значень n дозволило оцінити здатність сталі до холодного волочіння. Після аналізу дійсних діаграм розтягу сталі, яка досліджується після термічного зміцнення було виявлено, що рівень значень показника дефор-

маційного зміцнення вказує на можливість витримки металом пластичної деформації до 40...50 % без формування ушкоджень.

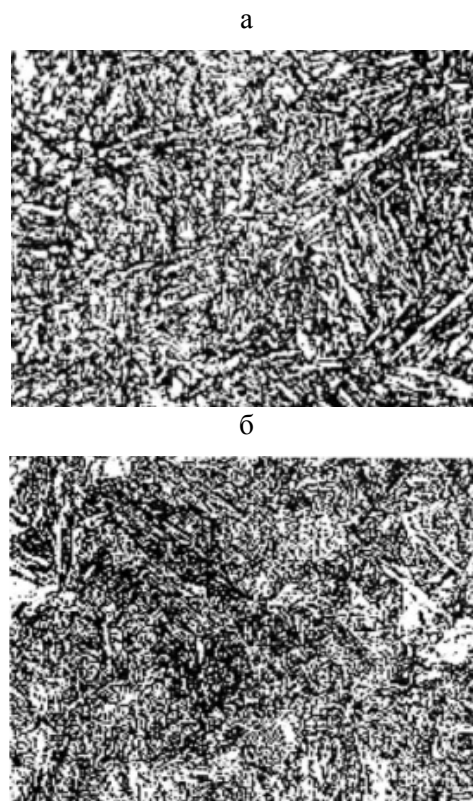
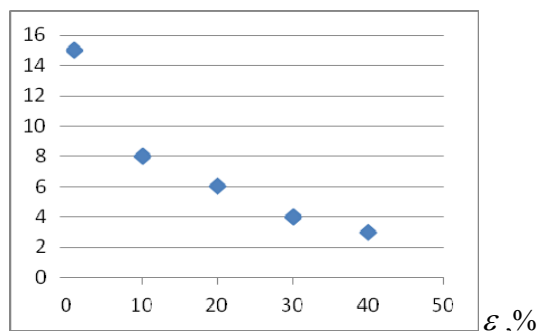
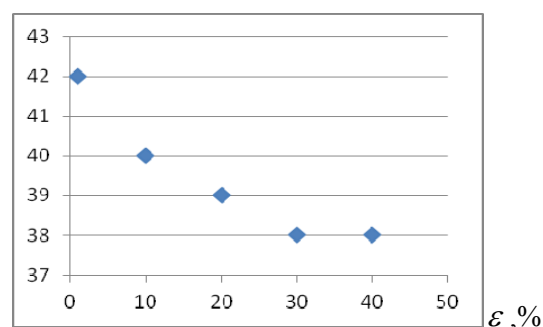


Рис. 3. Мікроструктура внутрішніх об'ємів катанки зі сталі 20ХГС2 після прискореного охолодження до температури 610...620 °C (а) і до 580...600 °C (б) збільшення 800

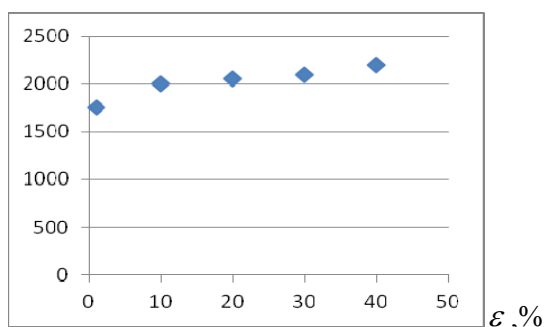
На рис. 4, 5 і 6 надана залежність зміни властивостей термічно зміцненої катанки зі сталі 20ХГС2 після різних ступенів холодної пластичної деформації. Холодна пластична деформація волочінням супроводжувалася зростанням міцності і цілком очікуваним зниженням пластичних властивостей (див. рис. 4). Після деформації 20 % відносно видовження сталей зберігалася на рівні 6 %, а міцність складала значення порядку 2000...2100 МПа (див. рис. 5).

Отриманий результат можна розглядати як свідчення про можливість досягнення рівнів міцності більше 2000 МПа. Подальше збільшення пластичної деформації супроводжувалося прогресуючим підвищенням міцності і зниженням пластичних характеристик металу. При дослідженнях стану тонкої кристалічної будови металу був отриманий результат: зменшення β_{220} при зростанні ε (див. рис. 6).

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

 $\delta, \%$ Рис. 4. Вплив ступеню пластичної деформації волочінням (ε) на відносне видовження (δ) сталі після термічного зміцнення $\beta_{220}, \text{мрад}$ Рис. 6. Вплив ступеню пластичної деформації волочінням (ε) на ширину дифракційної лінії (220) сталі після термічного зміцнення

МПа

Рис. 5. Вплив ступеню пластичної деформації волочінням (ε) на межу міцності сталі після термічного зміцнення

Хоча відомо, що для вуглецевих сталей з ферито-перлітними структурами, незалежно від дисперсності і морфології карбідної фази, збільшення ε супроводжується лише зростанням величини β_{220} [1, 7, 8].

Визначений характер зміни β_{220} вказує на одночасний розвиток декількох процесів внутрішньої перебудови металу при деформації. По-перше, при пластичній деформації мартенситних кристалів відбувається зниження ступеню тетрагональності їх кристалічної решітки, що за характером впливу є аналогічним пом'якшенню [5]. Обумовлений наведений стан переходом атомів вуглецю з твердого розчину на дислокації, які введені в метал при волочінні [7, 11, 12].

Другим чинником, що сприяє зниженню темпу приросту міцності сталі при деформації, слід вважати розвиток процесів анігіляції дислокацій [6].

Річ у тому, що при гартуванні формуються дислокації лише одного знаку і розвиток анігіляційних процесів, наприклад, при нагріві, значно ускладнений. При деформації ж волочінням додатково вводяться дислокації різних знаків, що може сприяти (на початкових етапах деформування) зниженню рівня накопиченої кількості дефектів і, в першу чергу, дислокацій [1, 5].

На підставі отриманих результатів можна вважати, що після холодної пластичної деформації волочінням 20 % термічно зміцненої сталі, можна досягти межі міцності 2000...2100 МПа (див. рис. 5). Подальше підвищення ступеню деформації супроводжується прогресуючим зниженням пластичних властивостей металу.

Одним із ефективних способів підвищення пластичності холоднодеформованого металу є нагрів до визначених температур [2, 3].

Мікроструктурними дослідженнями визначено, що пластична деформація не вносить помітних змін до структури сталі після термічного зміцнення. Типова мартенсито-бейнітна структура зберігається без якісних змін.

Відпуск при температурі 400 °С, незалежно від ступеню попередньої деформації, практично не змінює характерну голчасту будову металу, хоча властивості міцності і пластичності суттєво змінюються [1]. Нагрів до 450 °С супроводжується появою в структурі карбідних частинок високої дисперсності з рівномірним розташуванням в матриці металу. Присутність часток другої фази в структурі сталі приводить до змін в характері деформаційного зміцнення (дисперсійне зміцнення) [8, 13]. Подальше зро-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

стання температури нагріву до 550 °С супроводжується прискоренням процесів коалесценції карбідних частинок, зменшенням густини дефектів кристалічної будови [1, 5].

Таким чином, одночасний розвиток вказаних процесів структурних перетворень є основною причиною різкого зниження властивостей міцності після відпуску 550 °С.

На основі проведених досліджень можна вважати перспективною технологію комбінованої обробки сталі 20ХГС2 для виготовлення арматури високої міцності. Обробка полягає в термомеханічному зміцненні, холодному деформуванні на 20...40 % і відпуску при температурах 400...500 °С. В результаті можна отримати арматуру діаметром 6,0...5,0 мм з міцністю до 1900...2000 МПа з різним рівнем пластичних властивостей.

Використання низьколегованих сталей з підвищенням вмістом вуглецю (30ХГС2 і 33ХГС) після вказаної комбінованої обробки, дозволить отримати арматуру ще більш високих рівнів міцності і діаметрів.

Наукова новизна

1. Деформування термічнозміцненої низьколегованої сталі 20ХГС2 супроводжується монотонним зменшенням ширини лінії рентгенівської інтерференції (220).

2. Темп підвищення міцності при холодному деформуванні сталі з мартенсито-бейнітними структурами обумовлений одночасним розвитком процесів пом'якшення від розпаду мартенситних структур і деформаційного зміцнення.

Практична значимість

Результати досліджень можуть бути використані для розробки технології виготовлення високоміцного арматурного прокату в промислових умовах металургійного виробництва.

Висновки

1. Після деформації 20...30 % прискорено охолодженої сталі 20ХГС2 до температури 580...600 °С, відносно видовження сталей зберігалось на рівні 6 %, а міцність досягає значень 2000...2100 МПа.

2. Використання операції відпуску в середньому інтервалі температур дозволяє підвищити пластичні властивості попередньо термічнозміцненого, холоднодеформованого прокату.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Бабич, В. К. Деформационное старение стали [Текст] / В. К. Бабич, Ю. П. Гуль, И. Е. Долженков – Москва : Металлургия, 1972. – 320 с.
2. Бернштейн, М. Л. Термомеханическая обработка металлов и сплавов [Текст] / М. Л. Бернштейн – Москва : Металлургия, 1968. – 1172 с.
3. Большаков, В. И. Упрочнение строительных сталей повышенной и высокой прочности после контролируемой прокатки [Текст] / В. И. Большаков. – Торонто, Канада : Базилиан Пресс, 1998. – 312 с.
4. Вакуленко, І. О. Структурний аналіз в матеріалознавстві [Текст] / І. О. Вакуленко. – Дніпропетровськ : Маковецкий, 2010. – 124 с.
5. Вакуленко, І. А. Морфология структуры и деформационное упрочнение стали / И. А. Вакуленко, В. И. Большаков. – Днепропетровск : Маковецкий, 2008. – 196 с.
6. Коттрелл, А. Х. Дислокации и пластическое течение в кристаллах [Текст] / А. Х. Коттрелл. – Москва : Металлургиздат, 1958. – 255 с.
7. Курдюмов, Г. В. Превращения в железе и стали [Текст] / Г. В. Курдюмов, Л. М. Утевский, Р. И. Энтин – Москва : Наука, 1977. – 236 с.
8. Atkinson, J. D. The Work – hardening of Copper – Silica: IV. The Bauschinger Effect and Plastic Relaxation [Text] / J. D. Atkinson, L.M. Brown, W.B. Stobs // Philosophical Magazine. – 1974. – Vol. 30, № 6. – P. 1247–1280.
9. Bhadeshia, H. K. D. H. Bainite in Steels [Text] / H. K. D. H. Bhadeshia – Cambridge : The University Press, 2001. – 237 p.
10. Davenport, A. T. The Hot Deformation of Austenite [Text] / A. T. Davenport – New York, USA, 1977. – pp. 517 – 536.
11. Li, J.C.M. Consequence of asymmetric energy barriers to dislocation motion [Text] / J.C.M. Li // Acta Met. 1970, vol. 18. – № 10. – pp. 1099–1105.
12. Pickard, S. M. Strain – ageing behavior of fatigued Fe-N-C alloys [Text] / S. M. Pickard // Acta Met, 1990, vol. 38. – № 3. – pp. 397–401.
13. Vakulenko, I. A. Effect of the morphology and size of iron carbide on the fatigue strength of carbon steels [Text] / I. A. Vakulenko, O. N. Perkov // Russian Metallurgy. – vol. 2008, № 3. – pp. 225–228.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

И. А. ВАКУЛЕНКО¹, С. В. ПРОЙДАК², Н. Н. ГРИЩЕНКО³, Н. А. ГРИЩЕНКО⁴,
Ю. Л. НАДЕЖДИН⁵, С. А. ПЛИТЧЕНКО^{6*}

¹ Каф. «Технология материалов», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (056) 373 15 56,

эл. почта dnyzt_texmat@ukr.net

² Каф. «Технология материалов», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (056) 373 15 56,

эл. почта dnyzt_texmat@ukr.net

³ Каф. «Технология материалов», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (056) 373 15 56,

эл. почта dnyzt_texmat@ukr.net

⁴ Каф. «Технология материалов», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (056) 373 15 56,

эл. почта dnyzt_texmat@ukr.net

⁵ Каф. «Технология материалов», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (056) 373 15 56,

эл. почта dnyzt_texmat@ukr.net

^{6*} Каф. «Технология материалов», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (056) 373 15 56,

эл. почта dnyzt_texmat@ukr.net

ТЕХНОЛОГИЯ ИЗГОТОВЛЕНИЯ АРМАТУРЫ С ВЫСОКИМ УРОВНЕМ ПРОЧНОСТИ

Цель. Оценка влияния технологических параметров на комплекс свойств при изготовлении арматуры с высоким уровнем прочности. **Методика.** Материалом для исследования была выбрана низколегированная сталь 20ХГС2. Термическое упрочнение стержней диаметром 6,5 мм осуществляли ускоренным охлаждением от температур нагрева 1080...1100 °С. Отпуск проводили в камерных печах. Холодную пластическую деформацию осуществляли волочением. Механические свойства определяли из анализа кривой растяжения. Микроструктуру изучали с использованием светового микроскопа и методик количественной металлографии. В качестве параметра оценивающего тонкое кристаллическое строение металла была использована ширина линии (β_{220}) рентгеновской интерференции (220). **Результаты.** Показано изменение комплекса свойств в зависимости от температуры конца ускоренного охлаждения катанки из стали, которая исследуется. Приведен анализ структурного состояния проката после термоупрочнения и после разных степеней пластической деформации волочением. Показано, что после деформации 20...30 % ускоренно охлажденной стали 20ХГС2 до температуры 580...600 °С, относительное удлинение сохраняется на уровне 6 %, а прочность достигает значений 2000...2100 МПа. Использование операции отпуска в среднем интервале температур позволяет повысить пластические свойства предварительно термоупрочненного, холоднодеформированного проката. **Научная новизна.** Деформация термически упрочненной низколегированной стали 20ХГС2 сопровождается монотонным уменьшением ширины линии рентгеновской интерференции (220). Темп повышения прочности при холодном деформировании стали с мартенсито-бейнитными структурами обусловлен одновременным развитием процессов разупрочнения от распада мартенситных структур и деформационного упрочнения. **Практическая значимость.** Результаты исследований могут быть использованы для разработки технологии изготовления высокопрочного арматурного проката в промышленных условиях металлургического производства.

Ключевые слова: микроструктура; мартенсит; холодная деформация; прочность; пластичность; арматура

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

I. A. VAKULENKO¹, S. V. PROYDAK², N. N. GRISCHENKO³, N. A. GRISCHENKO⁴,
YU. L. NADEZHDIR⁵, S. A. PLITCHENKO^{6*}

¹ Kaf. «Technology of materials», Dnepropetrovsk national university of railway transport named after academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnepropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (056) 373 15 56, e-mail dnyzt_texmat@ukr.net

² Kaf. «Technology of materials», Dnepropetrovsk national university of railway transport named after academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnepropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (056) 373 15 56, e-mail dnyzt_texmat@ukr.net

³ Kaf. «Technology of materials», Dnepropetrovsk national university of railway transport named after academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnepropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (056) 373 15 56, e-mail dnyzt_texmat@ukr.net

⁴ Kaf. «Technology of materials», Dnepropetrovsk national university of railway transport named after academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnepropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (056) 373 15 56, e-mail dnyzt_texmat@ukr.net

⁵ Kaf. «Technology of materials», Dnepropetrovsk national university of railway transport named after academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnepropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (056) 373 15 56, e-mail dnyzt_texmat@ukr.net

^{6*} Kaf. «Technology of materials», Dnepropetrovsk national university of railway transport named after academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnepropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (056) 373 15 56, e-mail dnyzt_texmat@ukr.net

TECHNOLOGY OF MAKING OF ARMATURE WITH HIGH LEVEL OF DURABILITY

Purpose. Assessing the impact of technological parameters on the properties of the complex in the manufacture of valves with a high level of safety. **Methodology.** Material for the study was selected alloy steel 20ХГС2. Curing rods with a diameter of 6,5 mm was performed rapid cooling from temperatures of 1080...1100 °C. The heating was carried out in Vacuum chamber furnaces. Cold plastic deformation was carried out by drawing. Mechanical properties were determined from the analysis of stress-strain curve. The microstructure was studied using light microscopy and methods of quantitative metallographic. The parameter evaluating thin crystalline structure of the metal line width has been used (β_{220}) x-ray interference (220). **Findings.** Shows the change in the properties of the complex as a function of temperature end of accelerated cooling of steel wire rod, which is being investigated. The analysis of the structural state of rolled after heat strengthening and after various degrees of plastic deformation by drawing. Shown that 20...30 % after deformation rapidly cooled to a temperature of steel 20ХГС2 580...600 °C, elongation is maintained at the level of 6 %, while the strength reaches at values of 2000-2100 MPa. Using the tempering at an intermediate temperature can improve the plastic properties of the pre-heat-strengthened, cold-rolled steel. **Originality.** The deformation of the thermally bonded low-alloy steel 20ХГС2 accompanied by a monotonic decrease in the line width of x-ray interference (220). Rate of increase in strength during cold deformation of steel martensite-bainite structure is due to the simultaneous development processes from the decay of the softening of martensitic structures and deformation strengthening. **Practical value.** The research results can be used to develop high-technology manufacturing reinforcing bar in an industrial environment for steel making.

Keywords: microstructure; martensite; cold deformation; strength; ductility; fittings

Стаття рекомендована до публікації д.ф.-м.н., проф. В. О. Заблудовським (Україна), д.т.н., проф. В. Д. Петренко (Україна), к.т.н., доц. О. О. Чайковським (Україна).

Надійшла до редколегії 20.08.2014

Прийнята до друку 28.08.2014

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 624.271

В. Г. ВИСКРЕБЕНЦЕВ^{1*}, К. І. СОЛДАТОВ^{2*}

^{1*} Галузева науково-дослідна лабораторія штучних споруд, Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (0562) 33 58 12

^{2*} Каф. «Мости», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (096) 527 26 01, ел. пошта kim-kim@i.ua

ДОСЛІДЖЕННЯ ЕФЕКТИВНОСТІ ВИКОРИСТАННЯ ВУГЛЕЦЕВОГО ВОЛОКНА У ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВАХ ЗАЛІЗНИЧНИХ МОСТІВ

Мета. У даній роботі представлено використання вуглецевого волокна у якості стержнів арматури для армування залізобетонної прогонової будови довжиною 13,5 м порівняно з прогоною будовою аналогічної довжини, але з використанням звичайної арматури. **Методика.** Розрахунок ведеться за методикою, описаною у методичних вказівках при проектуванні та розрахунку залізобетонних прогонових будов з каркасно-зварної арматури. **Результати.** На основі приведеного дослідження була встановлена ефективність використання композитної арматури у якості робочої для армування нею прогонової будови. **Наукова новизна.** Доведена можливість використання композитної арматури у якості елемента, що працює на розтяг у прогонової будови. **Практична значимість.** Встановлення арматури такого типу дозволить знизити вартість прогонової будови та збільшити її термін експлуатації.

Ключові слова: вуглецеве волокно; каркасно-зварна арматура; композитна арматура

Вступ

Зараз у будівництві активно впроваджуються нові будівельні матеріали. Одним з таких матеріалів є композитна полімерна арматура на основі борних та вуглецевих волокон. Найяскравішими прикладами є проекти пішохідних мостів у країнах Європи, таких, як Нідерланди (Aberfeldy Footbridge) та Іспанія. Також такі проекти зустрічаються і у Росії, наприклад міст Багратіон у Москві та міст поблизу станції «Чертаново». На сьогоднішній день композитні будівельні матеріали застосовуються і в Україні, але великою проблемою залишається недосконалість нормативних документів щодо рекомендацій до проектування штучних споруд із застосуванням таких матеріалів.

Мета

Ця робота присвячена дослідженню можливості використання композитної полімерної арматури у якості робочої для типових прогонових будов, які широко застосовуються для будівництва мостів на залізницях України.

Методика

Розрахунок прогонової будови проводиться за методикою, розробленою на основі ДБН та відображена у методичних вказівках до проектування залізобетонної прогонової будови з каркасно-зварної арматури [1].

Спочатку задамося вихідними даними:

- 1) клас тимчасового навантаження – С14 ($K = 14$);
- 2) розрахунковий прогін – $l_p = 12,8$ м;
- 3) клас бетону – В25;
- 4) клас арматури (плита баластного корита та ребро балки) – композитна арматура на основі вуглецевих волокон;
- 5) початкова товщина плити баластового корита – 15 см.

Вихідні параметри зображено на ескізі перерізу балки на рис. 1.

Далі визначаються згинальні моменти та поперечні сили, які діють на зовнішню та внутрішню консолі. Також ведеться підбір перерізів плити баластового корита.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

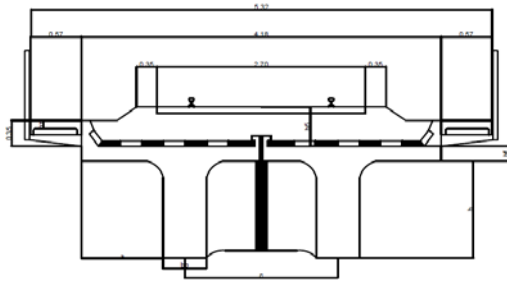


Рис. 1. Ескіз поперечного перерізу прогонової будови

Результати наведені у табл. 1.

Після перевірок параметрів плити баластового корита результати заносимо до табл. 2.

Після розрахунку та уточнення розмірів плити баластового корита переходимо до проектування та розрахунку головної балки.

Результати розрахунку наведені у табл. 3.

Таблиця 1

Основні характеристики плити баластного корита

Параметр	Арматура (метал)	Композитна арматура
Робоча висота h_0 , см	12,62	8,46
Товщина плити (повна), h_f , см	16 $d_s = 1,2$ см	11 $d_s = 0,8$ см
Площа робочої арматури, A_s	12,17	5,23
Кількість стержнів, n_s	12	12
Площа робочої арматури (уточнена)	13,57	6,03

Таблиця 2

Основні перевірки плити баластного корита

Параметр	Арматура (метал)	Композитна арматура
Висота стиснутої зони бетону x , см	2,09	3,95
Умова: $(x / h_0) \leq \varepsilon_y$	$0,156 \leq 0,66$	$0,46 \leq 0,482$
Умова міцності бетону	3351,42	3391,67
Перевірка по поперечній силі за R_b	1365	1365
Перевірка по поперечній силі за R_{bt}	115,8	154,3
Висота стиснутої зони бетону, визначена за формулами пружного тіла без урахування розтягнутої зони бетону	6,23	3,5
Перевірка напруження у стисненому бетоні	$0,61 \leq 1,05$	$0,165 \geq 1,05$
Перевірка напруження у розтягнутій арматурі	$a_u = 2,6$ см $10,07 \leq 14,08$	$29,15 \leq 76,7$
Напруга у крайніх стержнях, кН/см^2	10,82	45,47
Умова не розкриття тріщин	$6,14 \cdot 10^{-6}$ см	0,0024 см

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Таблиця 3

Основні розрахунки ребра головної балки

Параметр	Арматура (метал)	Композитна арматура
Робоча висота балки, см	95,5	95,5
Необхідна робоча висота таврового перерізу h_0	114,13	95,24
Розрахункова ширина полки стиснутого поясу b'	209	209
Середня приведена товщина плити баластного корита, см h'_f	25	25
Перевірка положення нейтральної вісі $M_{\max} = 415880$ Вісь знаходиться в плиті	563778	562012
Площа арматури із розрахунку на міцність $A_s^{\text{міц}}$	169,8	65,8
Підбір кількості стержнів та уточнення A_s Візьмемо арматуру діаметром 40 мм А-III та вуглецеве волокно діаметром 24 мм	14 стержнів 175,924 см ²	16 стержнів 72,4 см ²
Умова міцності:	474028	522314
Знаходимо нейтральну вісь через висоту стисненого бетону r, s	125,25 11782,82	88,23 5828
x' вісь знаходиться у ребрі	40,29	28,44
Момент інерції приведенного до бетону поперечного перерізу балки I_{red}	29582600	9885989
Максимальні стискальні напруги у бетоні σ_b	0,756	0,926
Максимальні розтягувальні напруги у робочій арматурі σ_s	13,1	46,13
Міцність по стисненому бетону між нахиленими тріщинами Q	2312	2829
Поперечне зусилля в бетоні стиснутої зони ребра балки над кінцем нахилоного перерізу Q_b	495,9	503,54
Перевірка поперечного перерізу балки по похилій тріщині за міцністю по поперечній силі Q	3042,4	3336,8
Умова міцності на згинальний момент	423518	453123
Напруга у крайніх стержнях, σ_s кН/см ²	1,23	1,82
Розрахункова ширина тріщини під навантаженням, $a_{cr} \leq \Delta_{cr} = 0,02$	$5,1 \cdot 10^{-5}$	$3,4 \cdot 10^{-5}$
Перевірка на розкриття повздовжніх тріщин σ_{bx}	0,369	0,78

Результати

Провівши зрівняльний розрахунок та отримавши результати, можна зробити декілька висновків:

1. Згідно рекомендацій норм проектування з розрахунку товщини плити рекомендовано брати у межах від 1/12 до 1/15 від довжини розрахункового прогону залізобетонної прогонової будови зі звичайного залізобетону. У нашому

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

випадку довжина розрахункового прогону дорівнює 12,8 м, тобто рекомендована товщина плити повинна бути у межах від 8,5 см до 10 см. Однак в інших джерелах (БНіП) розрахункова товщина плити рекомендована братися не менше 15 см з умови розміщення арматури та забезпечення захисного шару. В зв'язку з цим для обох варіантів нами прийнята розрахункова товщина плити рівна 15 см.

2. Враховуючи, що композитна арматура, у основі якої полягає плетені нитки (волокна) вуглецю, має значно більший модуль пружності та розрахунковий опір, можна зробити висновок, що саме за рахунок цього ми значно можемо скоротити площу композитної арматури на основі вуглецевих волокон. Це підтверджує розрахунок на міцність, витривалість та тріщиностійкість. Якщо уточнена площа металевої арматури необхідна в плиті у кількості $12,17 \text{ см}^2$ (12 стержнів діаметром 1,2 см), то для композитної арматури необхідна уточнена площа складає $5,23 \text{ см}^2$.

3. При проведенні зрівняльного розрахунку виявилось, що висота стиснутої зони бетону при розрахунках на міцність для композитної арматури з вуглецевого волокна більша, ніж при використанні звичайної гладкої арматури А-I у плиті баластного корита. Таким чином можна зробити висновок, що при використанні тієї ж композитної арматури є можливість брати клас бетону менший, ніж заданий.

4. Несуча здатність, і, як наслідок, умова міцності при розрахунку на міцність за згинальним моментом плити баластного корита у арматурі зі звичайної сталі марки А-I та у композитної арматури з вуглецевого волокна майже однакова: для звичайної арматури – 3351,42 кНсм, а для композитної арматури з вуглецевого волокна небагато більше – 3391,67 кНсм при дії зовнішнього згинального моменту, рівного 2974,2 кНсм. Як бачимо, різниця їх складає 1,18 %.

5. При розрахунку плити баластного корита на витривалість виявилось, що висота стисненої зони композитної арматури з вуглецевого волокна в цьому випадку відмінна від висоти стисненої зони бетону для звичайної арматури марки А-I, при чому відмінність для композитної арматури складає у 2 рази менше. Через це перевірка при розрахунку на витривалість для композитної арматури не виконується, і, таким

чином, необхідно збільшувати висоту стисненої зони бетону.

6. Приведений момент інерції для плити, армованої композитної арматурою із використанням вуглецевого волокна, в 5 разів менший, ніж для звичайної арматури марки А-I. Виходячи з цього, так як момент інерції підставляється у знаменник при розрахунку плити баластного корита та перевірки її на витривалість, момент інерції для композитної арматури потрібно збільшувати висоту стиснутої зони бетону, як було сказано у пункті 5. Це можливо зробити, знизивши клас бетону до класу В 20.

Провівши розрахунок можна уточнити розрахунки, які наведені у табл. 4. На основі перелічених вище висновків вносимо корективи до розрахунку: клас бетону зменшуємо до В20, перераховуємо робочу висоту, площу робочої арматури, коефіцієнти A_0 , α , r_0 та y_0 , висоту стиснутої зони бетону при розрахунках на міцність та витривалість, приведений момент інерції перерізу плити. Висоту стиснутої зони бетону при розрахунку на витривалість назначаємо $x' = 4,16$ см, так як отримали її розрахунком зворотнім ходом. Для зручності цю частину було оформлено у табличному вигляді (див. табл. 4).

Наукова новизна та практична значимість

Даний розрахунок не має інших аналогів в Україні, та його результати підтверджують економічну доцільність використання композитної арматури. Економічна ефективність таких прогонових будов наведена у табл. 5.

Таблиця 5

Зрівняння вартості прогонових будов

Вартість прогонової будови, грн.	Звичайна арматура класів А-I та А-III з бетоном класу В 25	Композитна арматура з бетоном класу В 20
	44740 грн.	33696 грн.

Висновки

На основі вище перелічених розрахунків можна зробити такі висновки:

1. Застосування вуглецевого волокна зменшує інтенсивність постійного навантаження від власної ваги на 11 %; дає можливість зменшу-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

вати товщину захисного шару бетону (арматура не короде); забезпечує довговічність прогоно-

вої будови за рахунок відсутності корозії арматури; застосовувати бетони нижчого класу.

Таблиця 4

Уточнені результати розрахунку

№	Параметр	Арматура (метал)	Композитна арматура	Композитна арматура (уточнене)
1.	Клас бетону	В 25	В 25	В 20
2.	Робоча висота h_0 , см	12,62	8,46	12,56
3.	Робоча висота (уточнена) h_0	13,38	8,58	12,58
4.	Площа робочої арматури A_s	12,17	5,23	3,1
5.	Кількість стержнів n_s	12	12	10
6.	Площа робочої арматури (уточнена)	13,57	6,03	5,03
7.	Висота стиснутої зони бетону x , см	2,09	3,95	4,08
8.	Умова: $(x / h_0) \leq \varepsilon_y$	$0,156 \leq 0,66$	$0,46 \leq 0,482$	$0,43 \leq 0,5$
9.	Умова міцності бетону	3351,42	3391,67	3230,14
10.	Перевірка напруження у стисненому бетоні σ_b	$0,61 \leq 1,05$	$1,645 \leq 1,05$	$0,845 \leq 0,85$
11.	Перевірка напруження у розтягнутій арматурі σ_s	$10,07 \leq 14,08$	$29,15 \leq 76,7$	$33,5 \leq 76,7$

2. Арматура з вуглецевого волокна може зберігатись та перевозитись у бухтах на відміну від сталевих.

3. Відгини стержнів можна виконувати по дузі, що ніяким чином не впливає на несучу здатність.

4. З точки зору заводського виготовлення та сировинної бази на Україні та зокрема у Дніпропетровській області є можливим виготовлення виробів з використанням вуглецевого волокна та інших композитних матеріалів, тому такий параметр, як вартість не буде занадто принциповим.

5. Економічне зрівняння у табл. 5 показало, що при використанні різних класів бетону та різних типів арматури дешевшим є варіант з використанням композитної полімерної арматури на основі вуглецевого волокна, що є підтвердженням її ефективності.

6. Можна облегшити прогонову будову за рахунок утворення отворів (пустот) як в поперечному так і в поздовжньому напрямі.

7. У плиті можна застосовувати вуглецеве волокно малого діаметру (4 мм), що дає змогу збільшити висоту стисненої зони.

Всі ці позитивні фактори вказують на те, що з часом вуглецеве волокно може знайти своє належне місце в мостобудуванні і дозволити проектувати прогонові будови з терміном експлуатації до 200 років.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Борщов, В. И. Расчет железобетонного пролетного строения с каркасно-сварной арматурой под железную дорогу [Текст] / В. И. Борщов. – Днепропетровск : ДИИТ, 1999. – 56 с.
2. ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування [Текст]. – Чинні від 2007-02-01. – Київ : Мін. буд., архіт. та житл.-комун. госп-ва, 2006. – 359 с.
3. Сімамура, С. Углеродные волокна [Текст] : пер. з японс. / С. Сімамура – Москва : Мир, 1987.
4. Будницький, Г. А. Углеродные волокнистые материалы, применяемые в качестве армирующих наполнителей [Текст] / Г. А. Будницький // Журн. ВХО им. Д. И. Менделеева. 1989. – Т. 34. – № 5. – С. 438-446.
5. Хімічний портал ChemPort.Ru : [Електронний ресурс] – Режим доступу : http://www.chemport.ru/data/chemipedia/article_3917.html

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

6. Вармастрой. Ремонт и усиления конструкций [Электронный ресурс] – Режим доступа : <http://www.varmastroy.ru/articles/item/37/>
7. Полимерпортал России. [Электронный ресурс]. – Режим доступа : <http://www.polimerportal.ru/index.php/2008/11/po-luchenie-uglerodnykh-volon-i-ix-svoystva/>

В. Г. ВЫСКРЕБЕНЦЕВ^{1*}, К. И. СОЛДАТОВ^{2*}

^{1*} Отраслевая научно-исследовательская лаборатория искусственных сооружений, Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (0562) 33 58 12

^{2*} Каф. «Мосты», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (096) 527 26 01, эл. почта kim-kim@i.ua

ИССЛЕДОВАНИЕ ЭФФЕКТИВНОСТИ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ УГЛЕРОДНОГО ВОЛОКНА В ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЯХ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ МОСТОВ

Цель. В данной работе представлено использование углеродного волокна в виде композитной арматуры в качестве стержней арматуры для армирования железобетонного пролетного строения длиной 13,5 м в сравнении с пролетным строением аналогичной длины, но с использованием обычной арматуры. **Методика.** Расчет ведется по методике, описанной в методических указаниях при проектировании и расчете железобетонного пролетного строения с каркасно-сварной арматурой. **Результаты.** На основе приведенного исследования была определена эффективность использования композитной арматуры в качестве рабочей для армирования ею пролетного строения. **Научная новизна.** Доказана возможность использования композитной арматуры в качестве элемента, который работает на растяжение в пролетном строении. **Практическая значимость.** Установка арматуры такого типа позволит снизить стоимость пролетного строения и увеличить ее период эксплуатации.

Ключевые слова: углеродное волокно; каркасно-сварная арматура; композитная арматура

V. G. VYSKREBENTSEV^{1*}, K. I. SOLDATOV^{2*}

^{1*} Laboratory of Artificial Structures, The Dnepropetrovsk National University of Railway Transport named after academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnepropetrovsk, Ukraine, 49010, tel.+38 (0562) 33 58 12

^{2*} Dept. of Bridges, Dnipropetrovsk national university of railway transport named after academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnipropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (096) 527 26 01, e-mail kim-kim@i.ua

RESEARCH OF EFFICIENCY OF USING CARBON FIBER IN ARMORED CONCRETE SPANS OF RAILWAY BRIDGES

Purpose. This work presents using carbon fiber as composite rebar by way of rods of fittings for reinforcement armored concrete span 13,5 meter length compared to same-length span with usual fixture. **Methodology.** The calculation is carried out as described in the methodological guidelines for the design and calculation of concrete span with frame-welded fittings. **Findings.** On the basis of the above study was to determine how the use of composite reinforcement as working for the reinforcement of its span. **Originality.** The possibility of using composite rebar as an element that works in tension in the span was proved. **Practical value.** Install valves of this type will reduce the cost of the span and increase its operating period.

Keywords: carbon fiber; frame-welded fittings; composite rebar

Стаття рекомендована до публікації д.т.н., проф. В. Д. Петренко (Україна), д.т.н., проф. А. І. Пантухом-Лященко (Україна).

Надійшла до редколегії 20.06.2014.

Прийнята до друку 02.07.2014.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК: 624.21

І. І. ВОЙТОВИЧ¹, Ю. Л. ЛОТОЦЬКИЙ², А. Є. ФАЛЬ^{3*}, Б. М. РИСЮК⁴

¹ ПАТ «Київсоюзшляхпроект», вул. Кудрявська 3/5, Київ, Україна, 04053, тел./факс + 38 (044) 272 08 29, ел. пошта voitovych@kyivsdp.com.ua

² ПАТ «Київсоюзшляхпроект», вул. Кудрявська 3/5, Київ, Україна, 04053, тел./факс + 38 (044) 272 08 29, ел. пошта y.lototsky@kyivsdp.com.ua

^{3*} ПАТ «Київсоюзшляхпроект», вул. Кудрявська 3/5, Київ, Україна, 04053, тел./факс + 38 (044) 272 08 29, ел. пошта fal@kyivsdp.com.ua

⁴ ПАТ «Київсоюзшляхпроект», вул. Кудрявська 3/5, Київ, Україна, 04053, тел./факс + 38 (044) 272 08 29, ел. пошта b.rysuk@mostcenter.com.ua

ОСОБЛИВОСТІ ПРОЕКТУВАННЯ СПОРУД НА ТРАНСПОРТНИХ РОЗВ'ЯЗКАХ В СТИСНУТИХ УМОВАХ

Мета. Запропонувати нові підходи в проектуванні транспортних розв'язок в різних рівнях у стиснутих умовах. **Результати.** Наведено приклади вирішення проектування транспортних розв'язок в різних рівнях в стиснутих умовах. **Практична значимість.** Запропоновано інженерні рішення з використання світового досвіду проектування транспортних розв'язок у різних рівнях та використання пост-напруженого монолітного бетону в прогонових будовах шляхопроводів складної конфігурації в плані, забезпечення безперервного руху транспорту по транспортному вузлу, зменшення державних капіталовкладень та забезпечення довговічності споруд.

Ключові слова: транспортна розв'язка; пост-напружений залізобетон; прогонова будова

Вступ

За останні десятиліття зросла інтенсивність руху на дорогах України та в містах. При цьому виникає проблема пропуску руху без заторів на розв'язках в одному рівні. Дуже гостро ця проблема постала на під'їздах до великих міст, обласних центрів та на пересіченні великих (інтенсивних) транспортних потоків. Очевидно, що класичні транспортні розв'язки у двох рівнях (типу листка конюшини тощо) не забезпечують пропуск транспорту безперешкодно через ці розв'язки при великій інтенсивності руху.

ПАТ «Київсоюзшляхпроект» зроблено спробу змінити підходи до проектування розв'язок в різних рівнях, і до кожного транспортного вузла підходити індивідуально з урахуванням збільшення інтенсивності руху по кожному напрямку та використання сучасних рішень щодо будівництва транспортних штучних споруд на них.

Мета

Запропонувати інженерні рішення при проектування та будівництві транспортних

розв'язок в різних рівнях в стиснутих умовах (в межах відводу земель, в умовах щільної забудови тощо)

Стан проблеми

Сучасний стан проектування та будівництва транспортних розв'язок у двох і більше рівнях на дорогах загального користування зіткнувся з проблемою виділення достатньої площі землі під розв'язку або вимагає зносу будівель та споруд. Очевидно, що такий стан вимагає великих державних коштів та капіталовкладень, багато часу на вирішення юридичних питань. Для вирішення цієї проблеми необхідно використання нестандартних планувальних рішень та використання сучасних будівельних матеріалів для штучних споруд. Такі розв'язки, для того щоб їх розмістити в смузі відводу автомобільної дороги, дуже часто вимагають будівництва споруд на кривих в плані з малими радіусами повороту (радіус кривої 25...50 м). Для таких мостів є складністю розставити, наприклад, збірні залізобетонні балки, а найчастіше взагалі неможливо. Кожна з балок в таких випадках, зазвичай, виходить різною по довжині, а їх ла-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

мані контури на опорах викликають неприємні відчуття при візуальному сприйнятті. Використання металевих прогонових будов (сталі залізобетонних чи з металевою ортотропною плитою) частково вирішує проблему в конструктивному рішенні, але значно дорожче в порівнянні із залізобетоном та й будівельна висота прогонових будов є більшою в порівнянні із залізобетонними, що вимагає збільшення довжини підходів, щоб витримати нормативний ухил проїзної частини.

За останні роки в Україні реалізовано ряд проектів з використанням монолітних прогонових будов к каркасним армуванням без попере-

днього напруження та з пост-натягом арматури на бетон.

Досвід експлуатації споруд з каркасним армуванням незадовільний. Для прикладу, шляхопровід на а/д Київ – Одеса під час вводу в експлуатацію не мав дефектів, які б призводили до втрати несучої здатності та зменшення довговічності, а після нетривалої (близько 5 років) експлуатації було виявлено систему тріщин в при опорній зоні балок та в середині прогонів (рис. 1).

Дуже часто тріщини в прогонових будовах виникають відразу після будівництва споруди після зняття опалубки перед вводом її в експлуатацію (рис. 2).



а



б

Рис. 1. Стан прогонової будови під час вводу в експлуатацію (а) та після нетривалої експлуатації (б)



Рис. 2. Силкові тріщини з кроком 300...350 мм по нижній грані плити з шириною розкриття до 0,3 мм в прогоновій будові з каркасним армуванням після зняття риштувань.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Іншим недоліком монолітних залізобетонних прогонових будов армованих звичайною арматурою є незначні довжини прогонів, тобто такі споруди вимагають встановлення опор з невеликим кроком 12...18 м (рис. 3).



Рис. 3. Загальний вигляд споруди на кривій з каркасним армування прогонової будови

Таким чином можемо сказати про наступне, що застосування монолітних прогонових будов з каркасним армуванням в цілому не є виправданим з точки зору сучасних інженерних рішень та капіталовкладень з метою досягнення нормативної довговічності споруди.

На нашу думку, вирішити дану проблему може використання прогонових будов із монолітного пост-напруженого залізобетону.

Рішення

Перелічені проблеми інженерних рішень при проектуванні та досвід експлуатації таких споруд спонукав ПАТ «Київсоюзшляхпроект» використати світовий досвід в проектуванні транспортних розв'язок в різних рівнях з використанням новітніх технологій спорудження штучних споруд [1, 2, 3].

На нашу думку, вирішити або частково зняти перелічені недоліки можуть використання при проектуванні та будівництві транспортних розв'язок прогонові будови з монолітного пост-напруженого залізобетону [4]. Протягом останнього року в ПАТ «Київсоюзшляхпроект» реалізовано ряд таких проектів та ще декілька на стадії проектування.

Транспортна розв'язка в різних рівнях на км 15+390 автомобільної дороги Київ – Одеса в Київській області

Необхідність будівництва транспортної розв'язки пов'язана з тим, що у теперішній час перехрещення доріг Київ – Одеса і місцевої Га-

тне – Чабани на км 15+390 виконано в одному рівні лише з правоповоротними з'їздами. Для виконання лівого повороту за всіма напрямками, або перетину другорядною дорогою основної магістралі Київ – Одеса, транспортним засобам необхідно зробити перепробіг з боку Києва – 4,0 км, а з боку Одеси – 4,2 км.

Це призводить не тільки до матеріальних перевитрат, а й ускладнює умови руху автотранспорту на даній ділянці, призводить до зменшення швидкості і зручності руху і щорічного збільшення кількості дорожньо-транспортних пригод. У зв'язку з цим постала необхідність будівництва транспортної розв'язки в різних рівнях. При цьому довжина прогонів шляхопроводу на перетині з основною дорогою визначена проектом з урахуванням перспективи розширення автомагістралі Київ – Одеса з 6 смуг до 8 смуг руху (рис. 4 і 5).

Технічні характеристики розв'язки:

- розв'язка у формі на пів розворотного півкільця в різних рівнях;
- довжина розв'язки – 600 м;
- штучні споруди: підпірні стіни загальною довжиною 350 м, шляхопровід – 200 м;
- кількість смуг руху – 1;
- ширина смуги руху – 5,5 м;
- ширина смуг безпеки: лівої – 1,0 м, правої – 2,0 м;
- найменший радіус кривої в плані – 26,0 м (на шляхопроводі).

Технічні характеристики шляхопроводу:

- довжина шляхопроводу – 200,12 м;
- габарит – Г 8,5 + 1×0,75;
- ширина прогонової будови – 10,5 м;
- геометрична схема – $19,5 + 2 \times 26,0 + 2 \times 28,52 + 2 \times 26,0 + 19,5$ м;
- статична схема – нерозрізна, восьми прогонова плита суцільного перерізу з консолями;
- прогонова будова – монолітний залізобетон з пост-натягом арматури на бетон;
- крайні опори – монолітні, залізобетонні стінки на буронабивних палях;
- проміжні опори – масивні монолітні залізобетонні на буронабивних палях;
- розрахункове навантаження – А-15 и НК-100.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

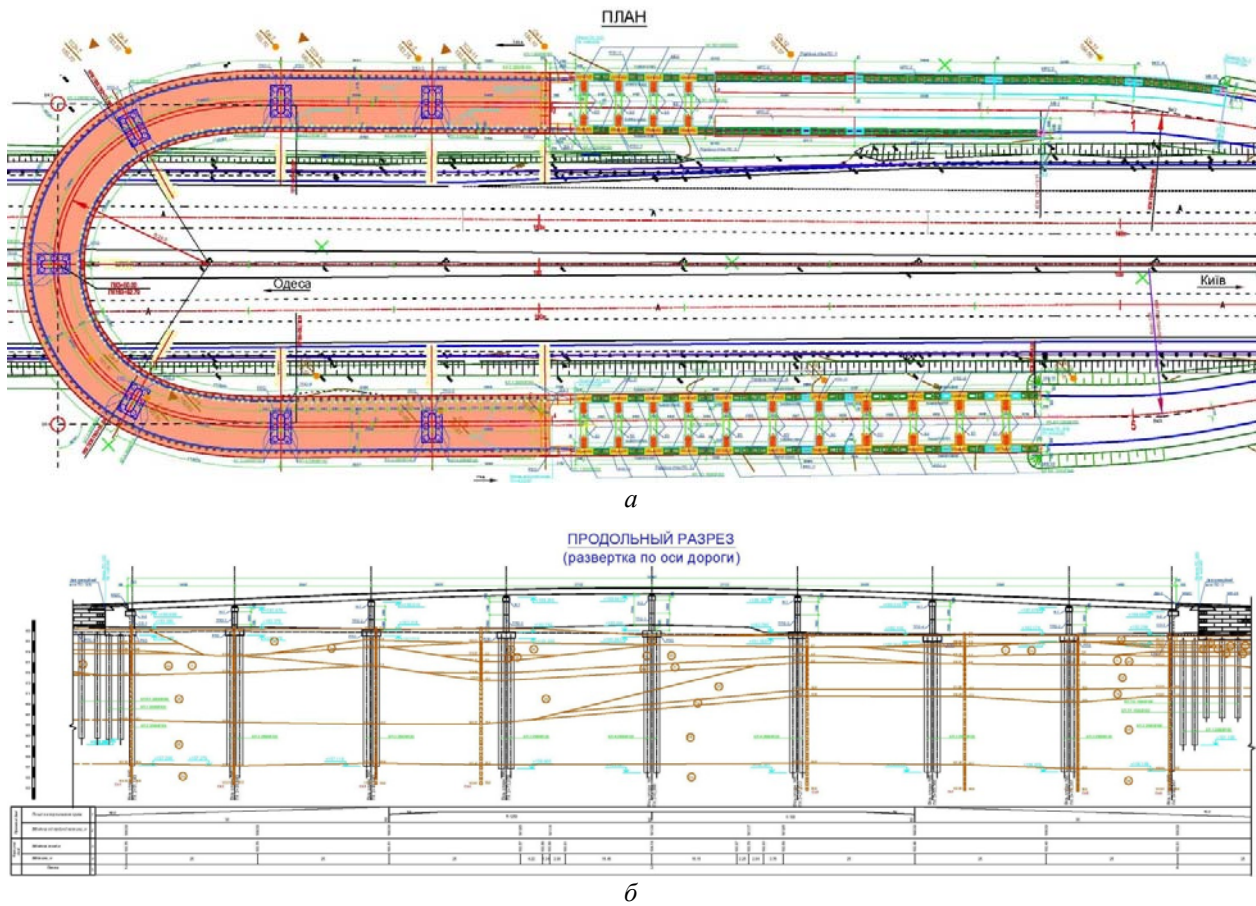


Рис. 4. План (а) та поперечний (б) розріз шляхопроводу

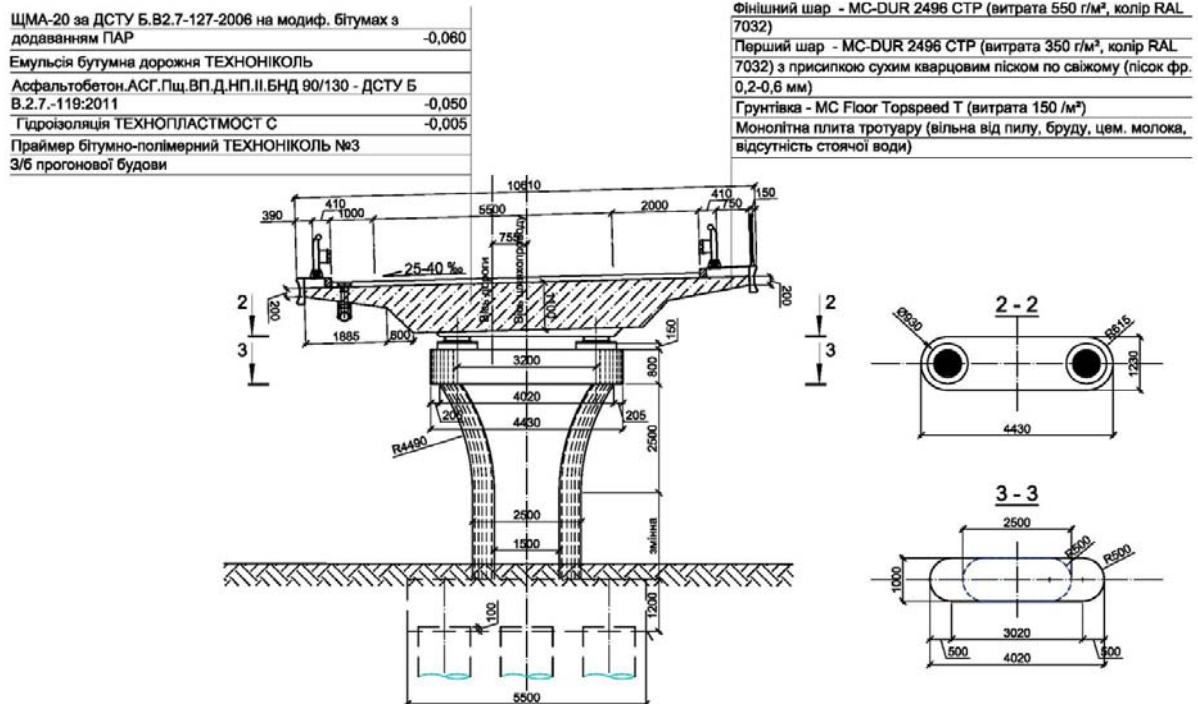
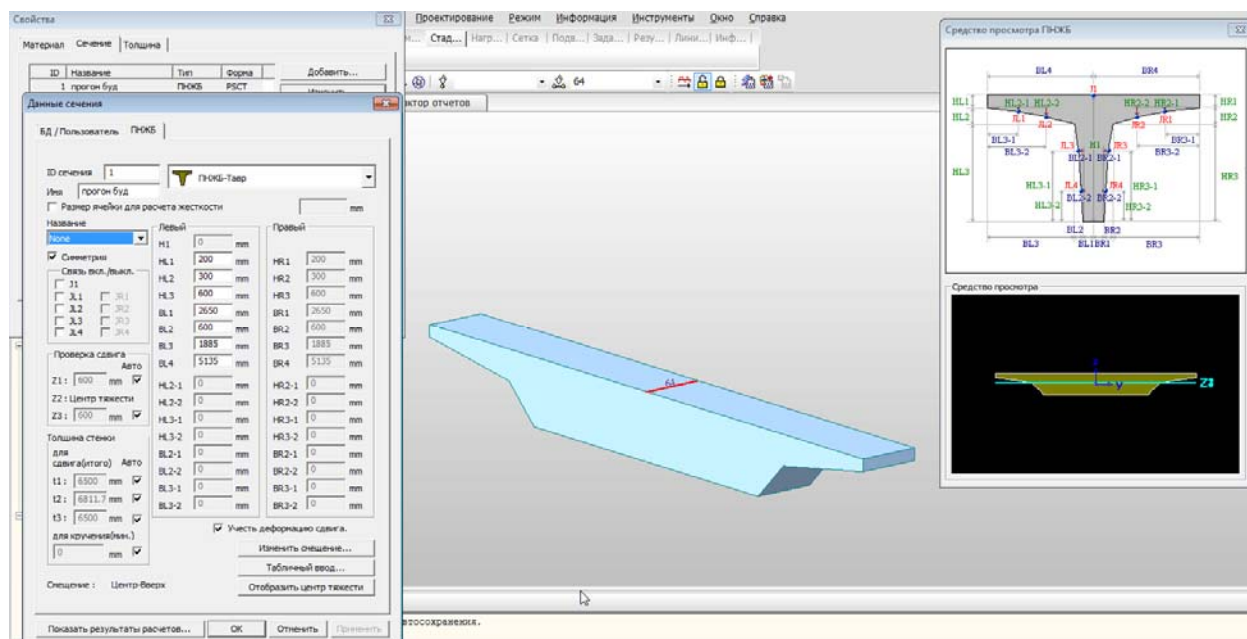


Рис. 5. Поперечний розріз шляхопроводу

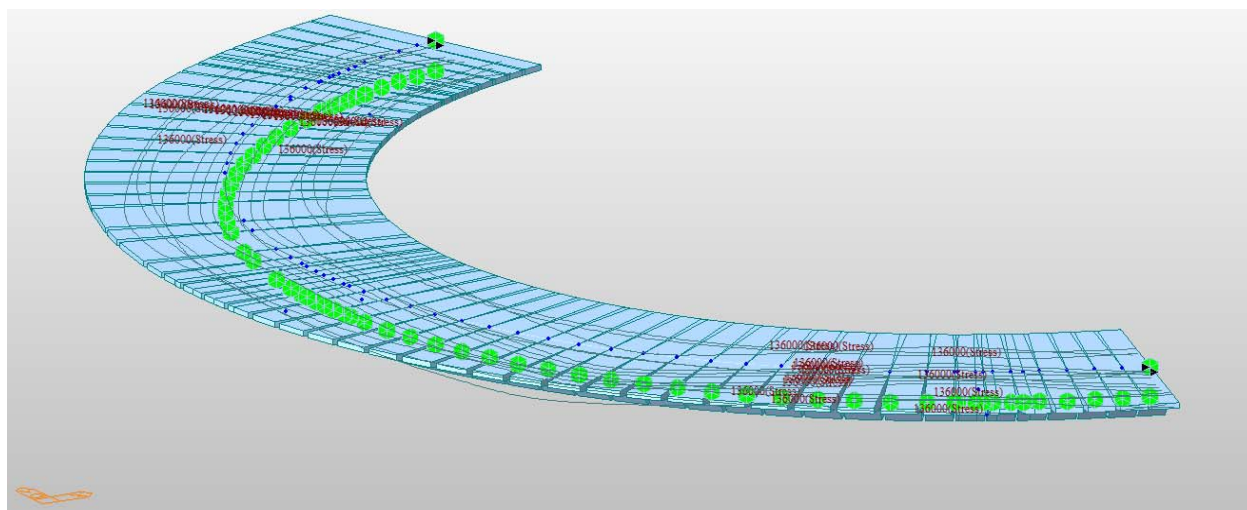
МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Розрахунки прогонової будови виконано в програмному комплексі Midas Civil 2013. Прогонова будова моделювалася стержневим елементом методом скінчених елементів з включенням в розрахункову схему попередньо-напруженої арматури [5]. Можливості програ-

мною комплексу дозволили розрахувати прогонову будову з врахуванням особливостей монтажу та з втратами попереднього напруження. На рис. 6 показано геометричні характеристики стержнів та 3D-модель розрахункової схеми з попередньо-напруженою арматурою.



а



б

Рис. 6. Геометричні характеристики стержнів (а) та 3D-модель розрахункової схеми з попередньо-напруженою арматурою (б)

Матеріал прогонової будови – бетон В 40, W6, F200, попередньо-напружена арматура – високоміцні канати Y1860 S7 за EN 10138, Ø15,7 мм, S=150 мм², звичайна арматура А-III, А-I зі сталі 25 Г2С.

Бетонування прогонової будови виконується у 3 етапи: 1-й етап – бетонування центральної частини над а/д Київ – Одеса з обтиском прогонової будови, 2-й і 3-й етапи – бетонування одночасно прямих ділянок (рис. 7).

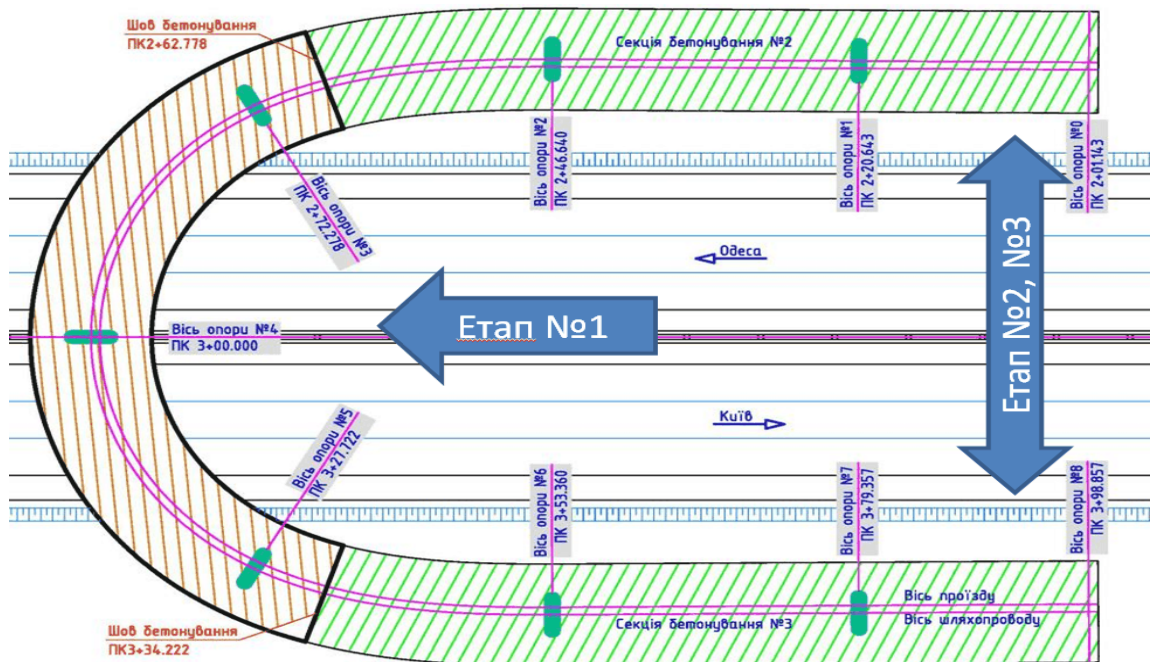


Рис. 7 Секції та етапи бетонування прогонової будови

Таким чином, застосування монолітної постнапруженої прогонової будови дало змогу запроектувати розв'язку у вигляді розворотного півкільця з малим радіусом повороту ($R=26$ м) та, відповідно, вписатися в смугу відводу землі під автомобільну дорогу шириною 70 м та зменшили довжину підходів.

Аналогічні підходи в ПАТ «Київсоюзшлях-проект» використані при проектуванні транспортної розв'язки на автомобільній дорозі М-05 Київ – Одеса на км 21+847 Київської області біля с. Віта-Поштова, ведуться проектні роботи на правобережних розв'язках з Подільського мостового переходу із примиканням до існуючих вулиць та запропоновано транспортну естакаду для проходження через населений пункт на автомобільній дорозі Дніпропетровськ – Царичанка – Кобиляки – Решитилівка Р-52, Полтавської області.

Висновки

Використання монолітного постнапруженого бетону для будівництва штучних споруд на транспортних розв'язках у різних рівнях в стиснутих умовах має ряд переваг в порівнянні з використанням інших матеріалів та технологій, а саме:

- дозволяє проектувати штучні споруди складної конфігурації в плані з вписуванням

транспортних розв'язок у існуючі відводи земель;

- збільшувати довжину прогонів та зменшувати кількість деформаційних швів;
- зменшувати довжину підходів;
- забезпечувати довговічність прогонових будов та витримувати проектний строк служби прогонової будови;
- уникнути появу тріщин при знятті опалубки та під час експлуатації;
- зменшувати вартість капіталовкладень на будівництво транспортних розв'язок;
- забезпечувати безперервний транспортний рух на розв'язках та зменшення аварійності на дорогах.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Heiler, H. Vorspannung intern, extern, mit und ohne Verbund [Text] / H. Heiler, M. Scheibe // Beton und Stahlbetonbau 99. – 2004. – Heft 11. – P. 877-885.
2. Ajdukiewicz, A. Konstrukcje z betonu sprężonego [Text] / A. Ajdukiewicz, J. Mames // Stowarzyszenie Producentów Cementu. – Kraków, 2008.
3. Fidyk, M. Zastosowanie w pełni prefabrykowanych kabli sprężających na przykładzie obiektu WA22A' w ciągu autostradowej obwodnicy Wrocławia [Text] / M. Fidyk, C. Sternicki, L. Rymanowski // CZ.II. Wrocławskie Dni Mostowe

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

- Prefabrykacja w mostownictwie, Wrocław 23-24 listopada 2010.
4. Benaim, R. The Design of Prestressed Concrete. Bridges Concepts and principles [Text] / R. Benaim. – 2007 – 606 p. – ISBN 0-203-96205-2.
5. Медведєв, К. В. Особливості визначення напруженого стану криволінійної прогонової будови / К. В. Медведєв, М. Г. Мальгін // Вісн. Нац. ун-ту Львів. політехніка. – 2010. – № 664. – С. 104-108.

И. И. ВОЙТОВИЧ¹, Ю. Л. ЛОТОЦКИЙ², А. Е. ФАЛЬ^{3*}, Б. М. РИСЮК⁴

¹ ПАО «Киевсоюздорпроект», ул. Кудрявская 3/5, Киев, Украина, 04053, тел./факс + 38 (044) 272 08 29, эл. почта voitovych@kyivsdpr.com.ua

² ПАО «Киевсоюздорпроект», ул. Кудрявская 3/5, Киев, Украина, 04053, тел./факс + 38 (044) 272 08 29, эл. почта y.lototsky@kyivsdpr.com.ua

^{3*} ПАО «Киевсоюздорпроект», ул. Кудрявская 3/5, Киев, Украина, 04053, тел./факс + 38 (044) 272 08 29, эл. почта fal@kyivsdpr.com.ua

⁴ ПАО «Киевсоюздорпроект», ул. Кудрявская 3/5, Киев, Украина, 04053, тел./факс + 38 (044) 272 08 29, эл. почта b.rysuk@mostcenter.com.ua

ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ СООРУЖЕНИЙ НА ТРАНСПОРТНЫХ РАЗВЯЗКАХ В СТЕСНЕННЫХ УСЛОВИЯХ

Цель. Предложить новые подходы в проектировании транспортных развязок в разных уровнях в стесненных условиях. **Результаты.** Приведены примеры решения проектирования транспортных развязок в разных уровнях в стесненных условиях. **Практическая значимость.** Предложены инженерные решения по использованию мирового опыта проектирования транспортных развязок в разных уровнях и использования пост-напряженного монолитного бетона в пролетных строениях путепроводов сложной конфигурации в плане, обеспечения непрерывного движения транспорта по транспортному узлу, уменьшение государственных капиталовложений и обеспечения долговечности сооружений.

Ключевые слова: транспортная развязка; пост-напряженный железобетон; пролетное строение

IVAN VOYTOVICH¹, YURIY LOTOTSKIY², ANDREY FAL^{3*}, B. RISYK⁴

¹ Corporation «Kievsoyuzdorproekt», 3/5 Kudryavskaya str., Kiev, Ukraine, 04053, tel./fax + 38 (044) 272 08 29, e-mail voitovych@kyivsdpr.com.ua

² Corporation «Kievsoyuzdorproekt», 3/5 Kudryavskaya str., Kiev, Ukraine, 04053, tel./fax + 38 (044) 272 08 29, e-mail y.lototsky@kyivsdpr.com.ua

^{3*} Corporation «Kievsoyuzdorproekt», 3/5 Kudryavskaya str., Kiev, Ukraine, 04053, tel./fax + 38 (044) 272 08 29, e-mail fal@kyivsdpr.com.ua

⁴ Corporation «Kievsoyuzdorproekt», 3/5 Kudryavskaya str., Kiev, Ukraine, 04053, tel./fax + 38 (044) 272 08 29, e-mail b.rysuk@mostcenter.com.ua

FEATURES OF DESIGNING STRUCTURES ON THE TRANSPORTS INTERCHANGES IN CRAMPED CONDITIONS

Purpose. Offer new approaches in the design of road interchanges at different levels in cramped conditions. **Results.** Examples of design solution of road interchanges at different levels in cramped conditions. **Practical value.** Proposed engineering solutions using world experience designing road interchanges at different levels and the use of post-tension curved span bridges, uninterrupted traffic on transportation hub, reducing public investment and ensure the maintainance of bridges.

Keywords: road interchange; post-tension concrete; bridge span

Стаття рекомендована до публікації д.т.н., проф. А. І. Лантухом-Лященко (Україна), д.т.н., проф. В. Д. Петренко (Україна).

Надійшла до редколегії 28.06.2014.

Прийнята до друку 02.07.2014.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 624.21

Ю. М. ГОРБАТЮК^{1*}, В. М. ЯРМОЛЮК^{2*}, М. С. АРТЕМ'ЄВ^{3*}

^{1*} Каф. Військової підготовки спеціалістів Держспецтрансслужби, Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (093) 339 41 28, ел. пошта Yuri.Gorbatyuk@gmail.com

^{2*} Каф. Військової підготовки спеціалістів Держспецтрансслужби, Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (056) 373 15 92, ел. пошта admin_vk_diit@inbox.ru

^{3*} Каф. Військової підготовки спеціалістів Держспецтрансслужби, Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (056) 373 15 92, ел. пошта admin_vk_diit@inbox.ru

ЗАСТОСУВАННЯ НАПЛАВНИХ МОСТІВ НА СУЧАСНОМУ ЕТАПІ БУДІВНИЦТВА ЗБРОЙНИХ СИЛ УКРАЇНИ

Мета. Дослідження роботи конструкцій елементів наплавного мосту (понтони, прогонові споруди). **Методика.** Наведені приклади стосовно доцільності застосування та прийняття тих чи інших рішень згідно з вихідними даними на місцевості. **Результати.** Завдяки накопиченому досвіду в подібних ситуаціях є можливість швидкого, правильного і чіткого реагування на надзвичайні ситуації, які трапляються і можуть надати траплятися в зоні проведення АТО. Мається на увазі наведення переправ через водні перешкоди в безпосередній близькості (на обході) до зруйнованих повністю або частково пошкоджених мостів. **Наукова новизна.** Ведеться налагодження й відпрацьовування нових концепцій згідно з жорсткими технічними умовами відновлення транспортних споруд. **Практична значимість.** Результати досліджень застосовані при відновленні мостів в зоні АТО.

Ключові слова. Держспецтрансслужба; понтон; міст; понтонний міст; НЖМ-56; РЕМ-500

Вступ

Завдання відновлення залізничних мостів сформульовано самою необхідністю використання залізниць в військових цілях, а саме їх руйнування під час ведення бойових дій, як на території супротивника, так і власних залізничних ділянок з метою загородження.

Мета

З метою збільшення темпів проведення військових операцій, які потребують концентрації великих ресурсів в обмежений час є нагальна необхідність відновлення зруйнованих залізниць з відповідними темпами та дотриманням жорстких технічних умов. Велика увага повинна приділятися проблемі відновлення зруйнованих мостів, від вирішення якої залежить ступінь використання залізниць на театрі військових дій (ТВД).

Методика

Одним із напрямків тимчасового та короткотермінового відновлення мостових переходів є застосування інвентарних мостових конструкцій.

Перша серйозна практика забезпечення «живучості» залізниць на ТВД, та практика відновлення залізничних мостів, бере свій початок в 1914 році з початком Першої Світової війни. Військові операції планувались і проводились на великих територіях, в яких одночасно могли бути задіяні великі людські і матеріальні ресурси, підвезення яких до лінії фронту з тиллових районів могли забезпечити тільки залізничі широкі колії. В свою чергу таке масштабне використання залізниць в військових діях призвело до їх руйнування під час бойових дій та з метою загородження, та як наслідок необхідності ведення відновлювальних робіт. Для війни 1914-18 років характерне широке засто-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

сування короткотермінового відновлення залізничних мостів з використанням клітинних опор, надбудов на обрушених прогонових будовах. Не великі прольоти (до 25 м) перекривались пакетами із дерев'яних колод, прокатних балок, фермами. При відновленні на старій вісі використовували придатні обрушені прогонові будови, які підіймали за допомогою домкратів, консольними кранами, кранами-пілонами.

З часу існування залізниць розміри руйнувань і відновлення мостів не досягали таких значних масштабів, як в роки Великої Вітчизняної війни 1941–45 рр. Воюючі сторони під час відступу не залишали цілим ні одного великого чи середнього моста, мостові переходи в тилу знищувались авіацією і партизанами. За підрахунками з 1941 по 1945 роки залізничними військами Радянського Союзу та спеціальними формуванням Наркомату шляхів сполучень було відновлено малих мостів і труб – 13000 шт., середніх та великих мостів – 2700 шт., загальна довжина яких складає 250000 погонних метрів.

Після завершення Другої світової війни залізничні війська РСРС доклали максимум зусиль, щоб, спираючись на фронтовий досвід, значно поліпшити оснащення мостових військових частин інвентарними конструкціями, майном, технікою, обладнанням, інструментом для відновлення залізничних мостів. Без перебільшення можна сказати, що в післявоєнні роки було зроблено великий прорив в галузі військового мостобудування та закладена технічна база, яка і сьогодні багато в чому визначає виробничі можливості мостових загонів Держспецтрансслужби України.

Основним способом відновлення бар'єрних об'єктів (у тому числі і мостів), зруйнованих ядерною зброєю, є будівництво їх обходів. Тому вже з кінця 50-х років. Залізничні війська в основному орієнтувалися не на відновлення зруйнованих противником мостів на старій вісі, а на спорудження короткотермінових і тимчасових мостів на обходах бар'єрних місць, що в значній мірі визначило технічну політику в цьому напрямі. Зусилля вчених і конструкторів були зосереджені на створенні інвентарного мостового майна і конструкцій для короткострокового та тимчасового відновлення мостів, яке на той час практично було відсутнє. За результатами цієї роботи наприкінці 50-х і початку 60-х років. у Залізничні війська надійшло майно наплавного залізничного моста НЖМ-56.

Великий внесок у створення конструкції цього моста і в теорію його розрахунку внесли С. В. Завадський, А. І. Угличінін, В. І. Телов. З іменами цих вчених пов'язаний початок впровадження у залізничні війська РСРС наплавних залізничних мостів.

Дещо пізніше на виробництво було поставлено майно розбірної металевої естакади РЕМ-500, яка складається з прогонових будов довжиною 12,5 м і плоских рамних металевих опор з башмаками, які встановлюються на ґрунт. Монтаж РЕМ-500 виконується спеціальними збірно-розбірними кранами СРК-10 і СРК-20Л. Комплект естакади забезпечує спорудження короткотермінового моста довжиною до 500 м при обмежених глибинах води (до 4 м). Проектне завдання та передпроектні розробки на створення естакади були виконані ще в 1950 р. вченими ВТА С. В. Завадським, В. І. Крижанівським, А. І. Трусовим, А. П. Лукиним.

Після 1991 року на території України на базі 2-Київського залізничного корпусу сформовано залізничні війська України, які в 2004 році були переведені в підпорядкування міністерства транспорту України як Державна спеціальна служба транспорту (Держспецтрансслужба). Відповідно на озброєння понтонно-мостових підрозділів Держспецтрансслужби було передано інвентарне майно наплавних залізничних мостів НЖМ-56 та збірно-розбірних естакад РЕМ-500.

Майно НЖМ-56 призначено для наведення залізничних наплавних мостів і організації помірних переправ через широкі й глибокі водні перешкоди (глибиною не менше -1,2 м при скелястих ґрунтах дна).

Мости з НЖМ-56 можуть експлуатуватися при поверхневій швидкості течії води до 2 м/с і швидкості вітру до 12 м/с.

Мости зібрані з майна НЖМ-56 забезпечують пропуск залізничних поїздів колії 1520 та 1435 мм. з вагонним навантаженням 6,2 тс/м. пог. з двосекційним тепловозом ТЕ-3, а також подвійною тягою тепловозами ТЕ-2 і електровозами ВЛ-80. Швидкість руху потягів на мосту не повинна перевищувати при одиночній тязі 15 км / год., а при подвійній – 10 км/год.

При відсутності руху потягу на мосту НЖМ-56 по автопроїзду організовується рух колон з автомобілів масою до 17 т без обмеження дистанцій в звичайному маршовому складі та рух гусеничних машини масою до 50 т з дистанцією не менше 50 м.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Наплавний міст НЖМ-56 складається з річкової частини, двох перехідних і двох берегових частин.

Комплекту НЖМ-56 забезпечує наведення наплавного моста довжиною 531,8 м або кілька мостів меншої довжини, якщо таке наведення забезпечується наявністю підйомних опор у складі майна або вони можуть бути побудовані з місцевих матеріалів.

Для організації залізничної переправи з комплекту НЖМ-56 можуть бути зібрані 2...4 пристані і 7 поромів вантажопідйомністю 280 т і довжиною по 56,25 м. Можлива зборка 11...12 поромів вантажопідйомністю по 140 т [3].

З метою підтримання у високій бойовій готовності підрозділів залізничних військ СРСР на той час проводились навчання з наведення мостових переходів із майна НЖМ-56 на великих водних перешкодах, а саме:

- «Дельта» 1962 р. р. Волга, м. Астрахань. Будівництво короткотермінового залізничного мосту довжиною 1221 м з встановленням опор та монтажем контактної мережі. Вперше були використані інвентарні конструкції НЖМ-56 (довжина 866 м). Естакадна частина моста – із СРП-23, та НЖМ-56 довжиною 18,75 м, 19,5 м. Мета цих навчань – перевірка понтонної переправи із майна НЖМ-56.

- «Остров» 1963 р. р. Дніпро, м. Кременчук. Спорудження короткотермінового моста (Тимчасовий міст – 964 п. м., колія на острові 880,7 п. м., наплавний міст НЖМ-56 – 705,4 м). Частини військ були введені в роботу з ходу без попередньої підготовки.

- «Розлив» 1965 р. р. Волга, м. Свияжськ. Спорудження короткотермінового наплавного залізничного мосту з повною довжиною 1201,5 м із майна НЖМ-56.

- «Вісла-75» 1975 р. Вісла, Польща. За участю залізничних військ Війська Польського споруджено короткотерміновий низько водний залізничний міст довжиною 601 м (НЖМ-56, РЭМ-500).

- «Бар'єр -79 » 1979 р. р. Одер, на кордоні Німеччини і Польщі, біля м. Одра за участю Німецької народної армії та залізничних військ Війська Польського.

Споруджено комбінований короткотерміновий залізничний міст довжиною 1079,3 м (естакада РЕМ-500 – 820,2 м, НЖМ-56 – 258,1 м).

- «Волга-88» 1988 р. р. Волга, м. Ярославль. Споруджено короткотерміновий

залізничний міст довжиною 793,2 м під збільшене поїзне навантаження НЖМ-56 (вперше) та РЕМ-500. Були застосовані СРП-23 НС, СРП-33,6 НС (вперше), опора на гвинтових палях (вперше) [2].

В сучасній Україні майно НЖМ-56 знаходиться на забезпеченні підрозділів Держспецтрансслужби і використовується під час проведення військових навчань по відновленню залізничного та автомобільного сполучення через глибокі та широкі водні перешкоди в разі руйнування мостових переходів техногенного чи за умови ведення військових дій:

- «Десна-98» 1998 р. р. Десна, м. Чернігів. Проведено навчання Залізничних військ МО України. Під час навчань було споруджено на річці Десна наплавний залізничний міст із майна НЖМ-56 довжиною 800 м та забезпечено пропуск залізничних потягів і колони бронетанкової та автомобільної техніки.

- «Перспектива-2012» 2012 р. пройшли сумісні навчання у складі 194-го понтонно-мостового загону Державної спеціальної служби транспорту міністерства інфраструктури, підрозділу 25-ої окремої Дніпропетровської повітрянодесантної бригади, зенітно-ракетних підрозділів 6-го армійського корпусу Сухопутних військ і водолазів 8-го Чернігівського навчального центру. Під час цих навчань в районі смт. Гвардійське в акваторії штучного озера силами 194-го понтонно-мостового загону було наведено наплавний залізничний міст довжиною 325 м із майна НЖМ-56 та споруджено підходи до нього. По наведеному мосту було організовано рух військового ешелону, колон бронетанкової та автомобільної техніки і техніки на комбінованому ходу.

Результати

Отримані під час навчань «Перспектива-2012» практичні навички наведення наплавних мостів із майна НЖМ-56 забезпечили мостовим підрозділам Держспецтрансслужби можливість виконувати завдання в зоні проведення антитерористичної операції (АТО) за штатним призначенням – технічне прикриття, відбудова, встановлення загороджень на об'єктах національної транспортної системи України з метою забезпечення діяльності Збройних Сил України та інших військових формувань України [1].

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА



Рис. 1. Зруйнований терористами автодорожній міст

В зоні АТО зруйновано понад 40 мостів. Генеральний штаб Збройних Сил України (ГШ) проводить безпосереднє територіальне відстеження зруйнованих мостів та встановлює місця для наведення переправи через водні перешкоди.



Рис. 2. Генерал Мальков М. І. та міністр Бурбак М. Ю. на об'єкті

Згідно завдання ГШ підрозділи Держспецтрансслужби відновлюють мости з використанням наявного в Новомосковському понтонно-мостовому загоні комплекту майна наплавного залізничного моста НЖМ-56 та залізничної естакади РЕМ-500.

Відразу після звільнення від терористів населених пунктів, ділянок залізниці та автодоріг для пошуку та знешкодження мін направляєтья група розмінування Державної спеціальної служби транспорту. За час проведення АТО військовослужбовці Держспецтрансслужби перевірили на наявність мін сотні кілометрів залізничних колій, автомобільних доріг та десятки мостів, переїздів та інших об'єктів [6].



Рис. 3. Наведення наплавного моста НЖМ-56 на обході зруйнованого моста

Після проведення розмінування мостових переходів організовується їх відновлення.

Загалом за завданням ГШ 194-м понтонно-мостовим загonom Держспецтрансслужби було наведено із майна НЖМ 56 два мости: один в районі м. Слов'янська, інший – біля м. Красного Лиману, кожен з яких був зібраний за 3 доби. Наведені мости забезпечують автомобільне сполучення.



Рис. 4. В обхід зруйнованого моста наведено переправу НЖМ-56.

Наплавний залізничний міст НЖМ-56 та залізнична естакада РЕМ-500 як окремо, так і в поєднанні з іншими мостовими конструкціями є високоефективними при спорудженні короткопострокових залізничних мостів, залізничних поромних переправ і мостів для руху колон бронетанкової та автомобільної техніки. Що постійно підтверджується під час проведення військових навчань і при виконанні завдань ГШ в зоні АТО.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Наукова новизна і практична значимість

Застосування багаторічного досвіду накопиченого Залізничними військами і їх спадкоємцем – підрозділами Держспецтрансслужби України в поєднанні з сучасними технологіями дають можливість відновлювати рух залізничного та автомобільного транспорту через широкі та глибокі водні перешкоди в обхід зруйнованих штучних споруд. В зоні АТО на звільнених територіях це забезпечує безперебійне сполучення, що важливо як для військових, так і для місцевого населення.

Висновки

Генеральний штаб Збройних Сил України і підрозділи Держспецтрансслужби знаходяться у чіткій та злагодженій взаємодії.

Військовослужбовці 194-го понтонно-мостового загону Держспецтрансслужби проходять високу професійну підготовку в мирний час та забезпечують підтримання в готовності до застосування інвентарне майно залізничного наплавного моста НЖМ-56 та збірно-розбірної естакади РЕМ-500.

Актуальність забезпечення підрозділів Держспецтрансслужби інвентарними конструкціями для короткотермінового та тимчасового відновлення штучних споруд на залізницях і автомобільних дорогах підтверджена застосуванням на звільнених територіях в зоні АТО при будів-

ництві обходів зруйнованих автодорожніх мостів майна залізничного наплавного моста НЖМ-56.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Питання Державної спеціальної служби транспорту : Указ Президента України від 06.08.2004 № 873 [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <http://zakon2.rada.gov.ua/laws/show/873/2004>.
2. Квитко, А. В. Отечественное военное мостостроение [Электронный ресурс] / А. В. Квитко, В. А. Рыбицкий // Военно-исторический журнал. – 2007. – № 7. – Режим доступа: http://militera.lib.ru/periodic/0/v/voenno-istoricheskyy-zhurnal/vij_2007-07.pdf.
3. Наплавной железнодорожный мост НЖМ-56 [Текст]. – Москва : Военное изд-во, 1977. – 343 с.
4. Мальков, М. І. Державна спеціальна служба транспорту – історія і сьогодення. Перспективи та пріоритети розвитку [Текст] / М. І. Мальков. – Дніпропетровськ, 2013. – 143 с.
5. Про захист населення і територій від надзвичайних ситуацій техногенного та природного характеру : Закон України від 08.06.2000 № 1809-III [Електронний ресурс] // Інформаційно-пошукова правова система Нормативні акти України (НАУ). – Режим доступу : <http://www.nau.ua>.
6. Офіційний сайт Міністерства інфраструктури України. Фотографії. <http://www.mtu.gov.ua/uk/news/44019.html>. – Назва з екрану.

Ю. М. ГОРБАТЮК^{1*}, В. М. ЯРМОЛЮК^{2*}, М. С. АРТЕМЬЄВ^{3*}

^{1*}Каф. Военной подготовки специалистов Госспецтрансслужбы, Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (093) 339 41 28, эл. почта Yuri.Gorbatyuk@gmail.com

^{2*} Каф. Военной подготовки специалистов Госспецтрансслужбы, Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (056) 373 15 92, эл. почта admin_vk_diiit@inbox.ru

^{3*} Каф. Военной подготовки специалистов Госспецтрансслужбы, Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (056) 373 15 92, эл. почта admin_vk_diiit@inbox.ru

ПРИМЕНЕНИЕ НАПЛАВНЫХ МОСТОВ НА СОВРЕМЕННОМ ЭТАПЕ СТРОИТЕЛЬСТВА ВООРУЖЕННЫХ СИЛ УКРАИНЫ

Цель. Исследование работы конструкций элементов наплавного моста (понтон, пролетные строения). **Методика.** Приведены примеры относительно целесообразности применения и принятия тех или других решений в соответствии с исходными данными на местности. **Результаты.** Благодаря накопленному опыту в подобных ситуациях есть возможность быстрого, правильного и четкого реагирования на чрезвычайные ситуации, которые происходят и могут далее происходить в зоне проведения АТО. Имеется в виду наведе-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

ние переправ через водные преграды в непосредственной близости (на обходе) к разрушенному полностью или частично поврежденному мосту. **Научная новизна.** Ведется налаживание и отработка новых концепций согласно жестким техническим условиям восстановления транспортных сооружений. **Практическая значимость.** Результаты исследований применены при восстановлении мостов в зоне АТО.

Ключевые слова: Госспецтрансслужба; понтон; мост; понтонный мост; НЖМ-56; ПЕМ-500

Y. M. GORBATYUK^{1*}, V. M. YARMOLYUK^{2*}, M. S. ARTEMYEV^{3*}

^{1*} Department of Military Training of specialists of State Special of Transport Service, Dnepropetrovsk National University of Railway Transport named after Academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnepropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (093) 339 41 28, e-mail Yuri Gorbatyk@gmail.com

^{2*} Department of Military Training of specialists of State Special of Transport Service, Dnepropetrovsk National University of Railway Transport named after Academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnepropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (056) 373 15 92, e-mail admin_vk_diit@inbox.ru

^{3*} Department of Military Training of specialists of State Special of Transport Service, Dnepropetrovsk National University of Railway Transport named after Academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnepropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (056) 373 15 92, e-mail admin_vk_diit@inbox.ru

APPLICATION OF FLOATING BRIDGES AT THE PRESENT STAGE OF THE ARMED FORCES OF UKRAINE

Purpose. Study of structural elements of a floating bridge (pontoons, beam structures). **Methodology.** These are the examples regarding the usefulness and adoption of certain decisions pursuant to the original data on the ground. **Findings.** Thanks to the results obtained in such situations is a quick, correct and accurate response to emergency situations that may occur and continue to occur in the zone of АТО. It refers to the building of crossings over water obstacles in the vicinity (in traversal) to completely or partially destroyed damaged bridges. **Originality.** Testing and application of new concepts according to strict specifications of restoration of transport facilities. is being set up **Practical value.** The research results are applied in the reconstruction renewal of bridges in the area of АТО.

Keywords: State Special Transport; a pontoon; bridge, bridge of pontoon; НЖМ-56; ПЕМ-500

Стаття рекомендована до публікації д.т.н., проф. А. В. Радкевичем (Україна), д.т.н., проф. А. І. Пантухом-Ляценко (Україна).

Надійшла до редколегії 20.06.2014.

Прийнята до друку 02.07.2014.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 624.21

С. В. КЛЮЧНИК^{1*}, В. В. МАРОЧКА^{2*}

^{1*} Галузева науково-дослідна лабораторія штучних споруд, Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (0562) 33 58 12, ел. пошта ssse05@ukr.net

^{2*} Кафедра «Мости», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту ім. академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (097) 436-88-84, ел. пошта markay905@gmail.com

ОБЗОР ВАРИАНТОВ ПІДСИЛЕННЯ ТА РЕМОНТУ БАЛОК ПРОЇЗНОЇ ЧАСТИНИ ПОВЕРХОВОГО ТИПУ

Мета. Виявлення недоліків роботи проїзної частини поверхового типу отриманих при обстеженні прогонових будов. **Методика.** Для досягнення поставленої мети проведено аналіз підсилення балок поверхової проїзної частини. **Результати.** Виявлено недоліки в конструкціях прогонових будов запроєктованих ПСК. **Наукова новизна.** Об'єднані результати досліджень роботи балок проїзної частини поверхового типу. **Практична значимість.** Досвід досліджень та виправлень недоліків в роботі балок проїзної частини на залізниці можливо використати для сучасного усунення цих проблем.

Ключові слова: проїзна частина; прогонова будова; поздовжня балка; поперечна балка.

Вступ

В 1944 році проектним інститутом Проект-стальконструкція в умовах, коли в короткі строки необхідно було виготовити і встановити на мостах надзвичайно велику кількість зруйнованих металевих прогонових будов, були запропоновані нові типові проекти прогонових будов з їздою в рівні нижнього і верхнього поясів.

Прогонові будови ПСК з їздою низом були розроблені для прогонів 33,0; 44,0; 55,0; 66,0; 77,0; 88,0; 110 м, які були розбиті на дві серії. В першій серії для прогонів 33,0...55,0 м решітка головних ферм була прийнята трикутною з додатковими стійками і підвісками, а в другій серії з прогонами 77,0...110 м – двохрешітчаста з додатковими напівстійками і напівпідвісками. Висота ферм для першої серії прийнята 8,5 м, а для другої – 14,0 м. Відстань між осями ферм однакова і становить 5,784 м. Прогонові будови з їздою верхом мають розрахункові прогони 44,0; 55,0 і 66,0 м і висоту головних ферм 8,5 м (рис. 1).

Відстань між головними фермами 4,0 м. Для всіх прогонових будов ПСК довжина панелі становить 5,5 м. При розробці прогонових будов ПСК вирішення всіх питань (генеральних схем, типу решіток ферм, форми перерізу

елементів ферм, конструкції вузлів та стиків тощо) було підпорядковане головній ідеї – спростити виготовлення конструкцій на заводі з використанням машинного клепаання та максимальної уніфікації довжин елементів Н-подібного перерізу із чотирьох кутиків і горизонтального листа (або планок).

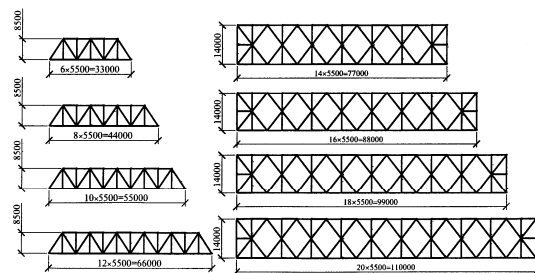


Рис. 1. Схеми головних ферм прогонових будов ПСК

Для найбільш навантажених елементів додавались два вертикальні листи. Розрахункове навантаження Н7. Основні принципи формування прогонових будов і їх елементів були збережені такими ж, як і в прогонових будовах з їздою низом. Відмітними особливостями прогонових будов ПСК з їздою верхом є зменшення відстані між головними фермами до 4,0 м, використання хрещатих поперечних в'язів головних ферм та зміна конструкції ба-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

лочної клітки проїзної частини, в якій було прийнято поверхове сполучення поздовжніх і поперечних балок. Конструкція обпирання поздовжніх балок на поперечні показана на рис. 2.

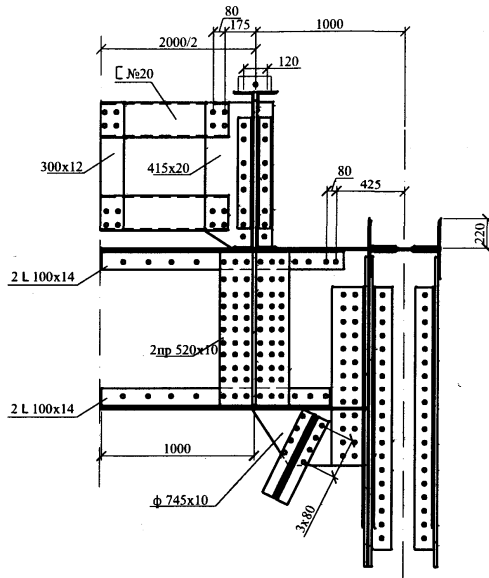


Рис. 2. Конструкція балочної клітки в прогонових будовах ПСК з їздою верхом

Висота перерізу поздовжніх і поперечних балок однакова і становить 1000 мм. Балки клепані і компонуються із чотирьох поясних кутиків і вертикального листа. Поздовжні балки мають також верхній горизонтальний лист, який закінчується на підході до верхніх «рибок».

Поздовжні балки з'єднуються поперечними в'язями у вигляді розпірок із швелерів № 20, які поставлені в середині панелей і над поперечними балками (рис. 3). Діагоналей поперечні в'язі між поздовжніми балками не мають ні в середині панелей, ні над поперечними балками.



Рис. 3. Об'єднання поперечних в'язів з поздовжніми

Поздовжні в'язі між поздовжніми балками також відсутні. Для зменшення вільної довжини діагоналей поздовжніх в'язів між фермами середні розпірки між поздовжніми балками з'єднуються з діагоналями поздовжніх в'язів (див. рис. 3).

Під поздовжніми балками на поперечних балках поставлені з двох сторін ребра жорсткості із спарених кутиків, які приторцьовуються до горизонтальних полицок верхніх поясних кутиків поперечних балок. Верхні і нижні поясні кутики поздовжніх балок в опорних перерізах над поперечними балками закінчуються. Прикріплення поздовжніх балок до поперечних здійснюється за допомогою чотирьох вертикальних заклепок (болтів), які розташовуються на кінцевих відрізках горизонтальних полицок нижніх поясних кутиків поздовжніх балок (рис. 4).

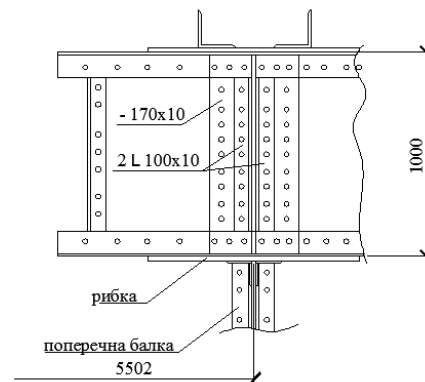


Рис. 4. Обпирання поздовжньої балки на поперечну

Мета

Для прогонових будов ПСК з поверховим сполученням балок проїзної частини основними дефектами і розладнаннями є наступні:

- ослаблення та розрив вертикальних заклепок або болтів прикріплення поздовжніх балок до поперечних;
- нещільність обпирання поздовжніх балок на поперечні, що приводить до більш інтенсивного зношення металу і збільшення динамічної дії рухомого складу;
- поздовжні тріщини в нижніх поясних кутиках поздовжніх балок уздовж обушків кутиків на їх кінцевих відрізках;

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

- збільшення довжини тріщин і поява виколів з повним відділенням частини горизонтальної полицки поясних кутиків;
- тріщини уздовж обушків верхніх поясних кутиків поперечних балок в місцях обпирання поздовжніх балок;
- виколи горизонтальних полицок верхніх поясних кутиків поперечних балок в зоні обпирання поздовжніх балок.

На всіх прогонових будовах дефектні заклепки прикріплення поздовжніх балок до поперечних замінюють на високоміцні болти, які в більшості з'єднань не затягнуті, а в багатьох місцях спостерігається нещільність обпирання поздовжніх балок на поперечні з величиною просвіту до 1,5...2,5 мм між нижніми «рибками» поздовжніх балок і верхніми поясними кутиками поперечних балок. При проході рухомого складу вказані просвіти закриваються, спостерігаються «виплески» і зношення металу. Разом з цим слід відзначити, що при повному затягненні болтів виникають умови, які сприяють виникненню місцевих перенапружень і тріщин в нижніх поясних кутиках поздовжніх і поперечних балок в умовах перемінного і знакоперемінного циклу навантажень.

Методика.**Тріщини в поясних кутиках поздовжніх і поперечних балок**

Як показують результати спостережень, поздовжні тріщини в нижніх поясних кутиках поздовжніх балок в місцях обпирання їх на поперечні балки починаються з торця і йдуть вздовж «обушка» кутиків. Досить швидко ці тріщини досягають довжини 100...150 мм. В окремих випадках тріщина просліджується від торця до крайнього отвору заклепки або болта. При подальшому розвитку довжина тріщини збільшується до 200 мм і більше і розвивається вздовж «обушка» кутика або відхиляється до отвору заклепки (або болта) прикріплення нижньої «рибки» поздовжньої балки. Ці тріщини можуть проходити по всій ширині горизонтальної полицки поясного кутика і повного її виколювання. Засвердлювання тріщин, як правило, не приводить до бажаного результату.

В місці обпирання поздовжньої балки на поперечну тріщини можуть виникати в усіх чотирьох нижніх поясних кутиках поздовжніх

балок сусідніх панелей, які обпираються на поперечну балку.

Більш небезпечними і значно впливаючими на зниження вантажопідйомності прогонових будов є тріщини і виколювання горизонтальних полицок поперечних балок в місцях обпирання на них поздовжніх балок. При наявності тріщин і виколювання горизонтальних полицок верхніх поясних кутиків ці полицки повністю виключаються із роботи. Слід відзначити, що тріщини в верхніх поясних кутиках поперечних балок виникають в розрахункових перерізах, де діють максимальні згинальні моменти і поперечні сили. Спочатку тріщини з'являються вздовж обушків кутиків, а потім переходять на горизонтальні полицки і з часом настає повне виколювання металу полицок. Тріщини розвиваються і після засвердлювання. Одним із способів боротьби з тріщинами пропонується установка кутових накладок на високоміцних болтах (рис. 5)

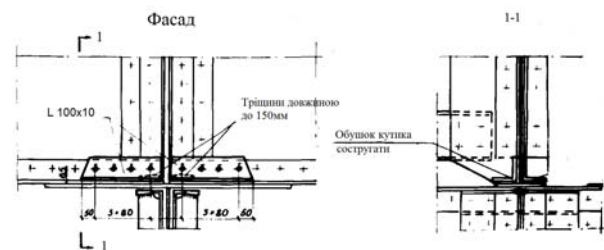


Рис. 5. Кутові накладки

Дефекти і розладнання в балках проїзної частини спостерігаються практично на всіх прогонових будовах ПСК з поверховим розміщенням поздовжніх та поперечних балок на мережі залізниць України, Росії та на залізницях інших регіонів. Це свідчить про те, що причиною вказаних дефектів і розладнань є недоліки прийнятих в проектах прогонових будов ПСК конструктивних рішень для проїзної частини з поверховим сполученням поздовжніх і поперечних балок.

Результати.**Проекти підсилення та ремонту**

У 1999 році «Дніпрозалізничпроект» був розроблений проект підсилення проїзної частини прогонових будов моста. Основні причини і конструктивні рішення підсилення проїзної частини прогонових будов моста, які прийняті в цьому проекті, аналогічні тим, що були

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

запропоновані раніше в проекті № 1822 інститутом «Гипротранспуть» і рекомендовані МПС СССР для впровадження на залізницях. Пізніше в Росії інститутом «Гипротранспуть» МПС для окремих мостів Московської та Горьківської залізниць на основі проекту № 1822 були розроблені робочі проекти капітального ремонту проїзної частини прогонових будов з поперковим обпиранням поздовжніх балок на поперечні балки.

В проекті Дніпрозалізничпроекта способи та конструктивні рішення підсилення базуються на ідеї забезпечення максимального наближення роботи проїзної частини з поперковим сполученням балок до роботи проїзної частини поздовжніх і поперечних балок при розташуванні їх в одному рівні.

Конструктивно це досягається тим, що під кожною поздовжньою балкою влаштовують додатковий пояс в рівні нижнього пояса поперечних балок даної панелі і з'єднують його та поздовжню балку з вертикальними стінками поперечних балок (рис. 6). Це з'єднання виконується за допомогою кутиків і накладок на

високоміцних болтах з установленням вертикальної опорної фасонки довжиною уздовж колії в межах від поперечної балки до першого ребра жорсткості поздовжньої балки і висотою, яка співпадає з висотою поперечної балки.

При цьому об'єднання поздовжніх балок і додаткових поясів підвищує вдвічі висоту поздовжніх балок біля поперечних, відповідно знижуючи розрахункові зусилля в поясах поздовжніх балок над поперечними, збільшує довжину обпирання поздовжніх балок і зону передачі від них зусиль на поперечну балку та знижує зусилля в поясах поздовжніх балок в середині панелей. Вказане підсилення балок проїзної частини доповнене установленням горизонтальних жорстких діафрагм, які з'єднують верхні пояси головних ферм з поздовжніми балками для включення останніх у сумісну роботу з поясами ферм від поїзного навантаження. Діафрагми горизонтальні зменшують горизонтальні згинальні моменти в поперечних балках і покращують умови роботи поперечних балок.

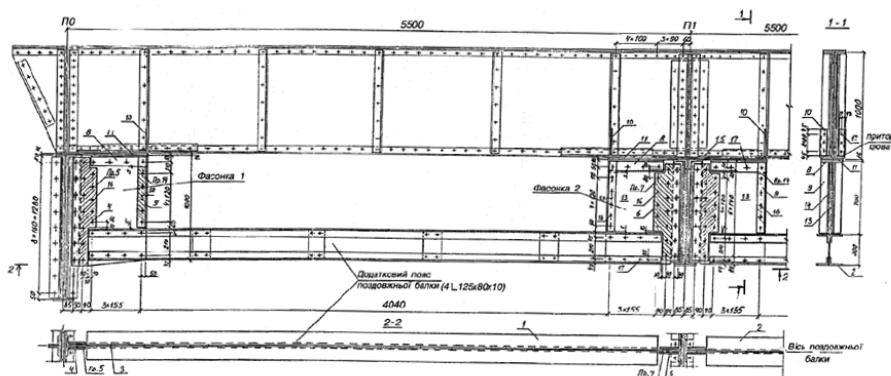


Рис. 6. Конструкція додаткового поясу підсилення між поперечними балками

Висновки

Для зменшення подовжніх переміщень балок щодо головних ферм і забезпечення інтенсивнішої спільної роботи балок і верхніх поясів головних ферм пропонується встановити горизонтальні шпренгельні ферми – діафрагми у всіх поперечних балок окрім кінцевих, використовуючи діагоналі існуючих верхніх подовжніх зв'язків між фермами (рис. 7, 8). Для зменшення нещільності обпирання поздовжніх балок на поперечні виконують приторцювання ребер жорсткості.

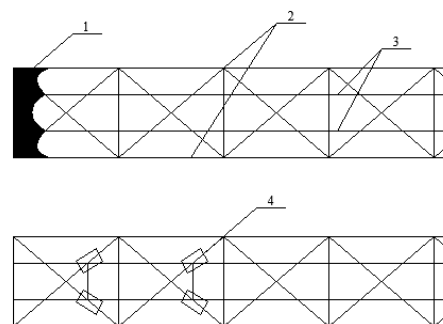


Рис. 7. Приопорні та проміжні діафрагми
1 – приопорні діафрагми; 2 – ферми; 3 – поздовжні балки; 4 – проміжні додаткові діафрагми

© С. В. Ключник, В. В. Марочка, 2014

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

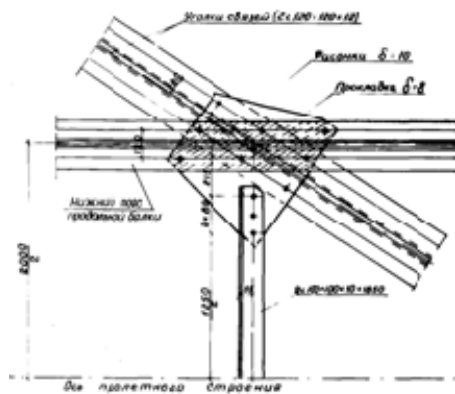


Рис. 8. Пристрій діафрагм

Для збільшення поперечної жорсткості встановлюють додаткові діагональні кутики між поздовжніми балками (рис. 9).

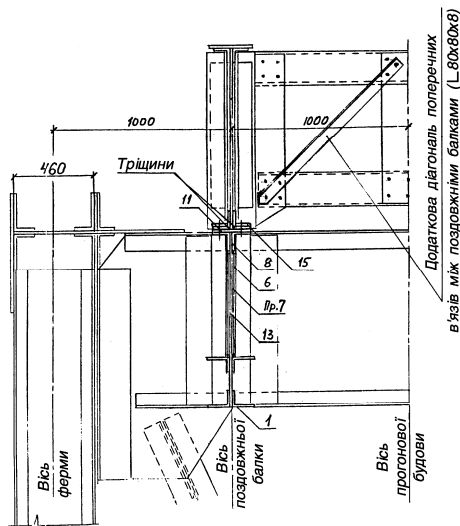


Рис. 9. Додаткові діагональні в'язи

У деяких випадках для зменшення впливу сумісної роботи балок проїзної частини з фермами виконують підрізування (вирізи уздовж поперечної балки) горизонтальних фасонки, при цьому вигиниста горизонтальна жорсткість поперечних балок знижується із збільшенням довжини верхнього поясу кожної балки на 40 см.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування [Текст]. – Чинні від 2007-02-01. – Київ : Мін. буд., архіт. та житл.-комун. госп-ва, 2006. – 359 с.
2. Ефимов, П. П. Проектирование мостов [Текст] / П. П. Ефимов. – Омск, 2006.
3. Бычковский, Н. Н. Металлические мосты [Текст] / Н. Н. Бычковский, А. Ф. Данковцев. – Саратов, 2005 – 130 с.
4. Проект Гипротранспуть № 1822. Усиление проезжей части этажного сопряжения [Текст].
5. Звіт ГНДЛ ШС ДНУЗТ № 603 по науковому дослідній роботі «Визначення вантажопідйомності прогонових будов $l=55,0$ м на мосту через ріку Південний Буг на 49 км лінії Вапнярка – Христинівка і розробка рекомендацій по підготовці мосту до швидкісного руху поїздів» [Текст].
6. Звіт ГНДЛ ШС ДНУЗТ № 604 по науковому дослідній роботі «Обстеження і випробування металевих прогонових будов з поверховою проїзною частиною моста 995 км лінії Шевченко – Помічна та розробка рекомендацій по підсиленню балок проїзної частини, в яких виникли і розвиваються тріщини» [Текст].

С. В. КЛЮЧНИК^{1*}, В. В. МАРОЧКА^{2*}

^{1*} Отраслевая научно-исследовательская лаборатория искусственных сооружений, Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (0562) 33 58 12, эл. почта ssser05@ukr.net

^{2*} Кафедра «Мосты», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта им. академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (097) 436-88-84, эл. почта markay905@gmail.com

ОБЗОР ВАРИАНТОВ УСИЛЕНИЯ И РЕМОНТА БАЛОК ПРОЕЗЖЕЙ ЧАСТИ ЭТАЖНОГО ТИПА

Цель. Выявление недостатков работы проезжей части этажного типа полученных при обследовании пролетных строений **Методика.** Для достижения поставленной цели проведен анализ усиления балок этажной проезжей части **Результаты.** Выявлены недостатки в конструкциях пролетных строений запроектированных ПСК **Научная новизна.** Объединены результаты исследований работы балок проезжей части этаж-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

ного типа **Практическая значимость.** Опыт исследований и исправлений недостатков в работе балок проезжей части на железной дороге возможно использовать для современного устранения этих проблем

Ключевые слова: проезжая часть; пролетные строения; продольная балка; поперечная балка

S. V. KLYUCHNIK^{1*}, V. V. MAROCHKA^{2*}

^{1*} Laboratory of Artificial Structures, The Dnepropetrovsk National University of Railway Transport named after academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana str., Dnepropetrovsk, Ukraine, 49010, tel.+38 (0562) 33 58 12, e-mail ssser05@ukr.net

^{2*} Dept. of Bridges, Dnepropetrovsk national university of railway transport named after academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnepropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (097) 436-88-84, e-mail markay905@gmail.com

REVIEW OF ENHANCEMENT AND REPAIR OPTIONS FOR ROADWAY BEAMS OF TWO-LEVEL TYPE

Purpose. Identifying of shortcomings of roadway of two-level type obtained during the survey of spans

Methodology. To achieve this goal the analysis of two-level roadway beams' reinforcement was conducted

Findings. Deficiencies in spans' designs by PSC were identified. **Originality.** The results of studies of two-level roadway beams were compiled **Practical value.** The experience of research and flaws' fixing of roadway beams on the railroad can be used for modern elimination of these problems

Keywords: roadway; span; lengthwise beams; transverse beams

Стаття рекомендована до публікації д.т.н., проф. В. Д. Петренко (Україна), д.т.н., проф. Й. Й. Лучко (Україна).

Надійшла до редколегії 20.09.2014.

Прийнята до друку 29.09.2014.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 725.95:[514.172.4:004.925.84]

А. В. КРАСНЮК¹, Н. П. БОЧАРОВА^{2*}

¹ Каф. «Графіка», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел./факс +38 (056) 373 15 38

^{2*} Каф. «Графіка», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (056) 373 15 59, ел. пошта Natulia-Bocharova@yandex.ru

КОМП'ЮТЕРНІ ПЕРЕТВОРЕННЯ ПРАВИЛЬНИХ МНОГОГРАННИКІВ (ТІЛ ПЛАТОНА) В НАПІВПРАВИЛЬНІ (ТІЛА АРХІМЕДА), ЗА ДОПОМОГОЮ СИСТЕМИ AUTOCAD НА ПРИКЛАДІ ГЕКСАЕДРА ТА ОКТАЕДРА

Мета. Дослідити взаємодію правильних многогранників, утворити нові, напівправильні, форми. Отримати формули співвідношення та наочні зображення многогранників. **Методика.** Дослідження проводились за допомогою просторового моделювання в системі «AutoCAD». **Результати.** Знайдені певні співвідношення розмірів та взаємного розташування тіл Платона – гексаедра і октаедра, при якому утворюються тіла Архімеда – зрізаний гексаедр, зрізаний октаедр, гексооктаедр, ромбогексооктаедр псевдоромбогексооктаедр та зрізаний гексооктаедр. Викладена послідовність побудов та отримані наочні зображення об'єктів, що вивчаються. **Наукова новизна.** Незважаючи на те, що многогранники вивчалися людством ще з часів Платона, використання комп'ютерних технологій дозволяє розглянути запропоновану тему з нової точки зору. Створюючи многогранники як твердотільні моделі, ми отримали можливість відстежити процес перетворення правильних многогранників в напівправильні. Розрахунки, наведені в статті, в літературі не зустрічаються, отже запропоновані вперше. **Практична значимість.** Відомо, що многогранні форми широко використовуються в архітектурі. Але креслення многогранників, виконані методами інженерної графіки, сприймаються досить складно. Тому актуальним є виготовлення просторових моделей многогранників. Використання комп'ютерних технологій значно зменшує час побудов і надає необмежені можливості для візуалізації. Матеріали статті також можна рекомендувати для використання при вивченні стереометрії та нарисної геометрії.

Ключові слова: гексаедр; октаедр; взаємодія; зрізаний гексаедр; зрізаний октаедр; гексооктаедр; ромбогексооктаедр; зрізаний гексооктаедр

Вступ

Многогранники оточують людину всюди: в природі, в архітектурі, в побуті. Вони віками ваблять людину своїми правильними формами і надихають на творчі пошуки. Використовувати многогранники в архітектурі люди почали ще до нової ери. З розвитком будівельної майстерності, в світі з'являлись нові шедеври, що мали за основу складні геометричні форми.

Одним з прикладів використання многогранників в сучасній архітектурі є Національна бібліотека Республіки Білорусь (рис. 1). Будівля висотою 73,6 м (23 поверхи) має форму ромбогексооктаедра. Це найбільший з архітектурних ромбогексооктаедрів на сьогоднішній день.

Ще одним прикладом використання многогранників є музей архітектури Тойо Іто на острові Омішима в Японії (рис. 2). В основі будівлі музею лежать октаедр, тетраедр та гексооктаедр.



Рис. 1. Національна бібліотека Республіки Білорусь

© А. В. Краснюк, Н. П. Бочарова, 2014

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА



Рис. 2. Музей архітектури Тойо Іто на острові Омішіма в Японії

Цікавим є і дерев'яний будинок у формі зрізаного ромбогексооктаедра, площею $7,5 \text{ м}^2$ (рис. 3), розроблений дизайн-студією Manuel Villa в Колумбії. Цей список можна було б продовжувати, але, здається, цих аргументів достатньо для того, щоб приділити увагу вивченню многогранників.



Рис. 3. Дерев'яний будинок у формі зрізаного ромбогексооктаедра

В попередніх роботах [2],[3] розглядалися комп'ютерні технології побудови твердотільних моделей правильних многогранників в системі AutoCAD та перетворення одного з тіл Платона – тетраедра в напівправильні форми. Повертаючись до цієї теми сьогодні, пропонується розглянути способи комп'ютерного перетворення інших тіл Платона в тіла Архімеда. Як відомо, для тіл Архімеда характерними є дві властивості: всі грані тіла є правильними многокутниками двох чи більше типів, та для будь-якої пари вершин існує симетрія многогранника, що переводить одну вершину в іншу.

Йоганн Кеплер (1571-1630) висловив таке зауваження: «Серед правильних тіл найперше, початок і батько інших – куб, а його, так-би мовити, дружина – октаедр, бо в октаедра сті-

льки ж кутів, скільки у куба граней» [5]. Тож розглянемо взаємодії саме гексаедра (куба) і октаедра, та спробуємо розібратись, які співвідношення многогранників дають нам нові, напівправильні форми. Подальший матеріал розглянемо як окремі задачі.

Зрізаний гексаедр

Мета

Для перетворення гексаедра необхідно зрізати верхівки його кутів таким чином, щоб 8 граней, що утворюються, були правильними трикутниками, а вихідні 6 граней перетворились на правильні восьмикутники.

Методика

Отже, спочатку треба побудувати гексаедр (куб) із величиною ребра a . В програмі AutoCAD можна скористуватись командою «ящик». Радіус описаного кола навкруг грані гексаедра при цьому буде дорівнювати $\frac{1}{2}$ діагоналі грані куба:

$$R = 0,7071 \cdot a. \quad (1)$$

Далі слід побудувати октаедр, який буде вписаний в сферу радіусом.

$$R_{\text{сф.}} = R + \frac{a}{2}. \quad (2)$$

Скористуємось примітивом «піраміда», радіус описаного кола основи якої, відповідно до наших розрахунків, буде дорівнювати:

$$R = R_{\text{сф.}} = 1,2071 \cdot a. \quad (3)$$

Висота піраміди такої ж величини як і радіус. Ребро піраміди при цьому буде:

$$b = 1,7071 \cdot a. \quad (4)$$

Користуючись інструментом «З-М обертання» – слід повернути піраміду на 45° відносно вертикальної осі Z (рис. 4).

Далі, за допомогою команди «З-М дзеркало», треба віддзеркалити піраміду відносно горизонтальної площини XY, та об'єднати обидві піраміди, користуючись відповідним інструментом панелі «моделювання» (рис. 5).

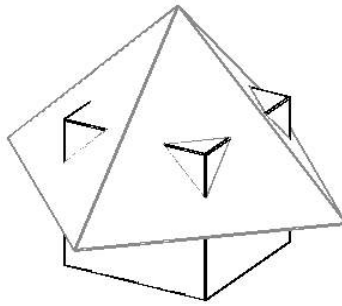
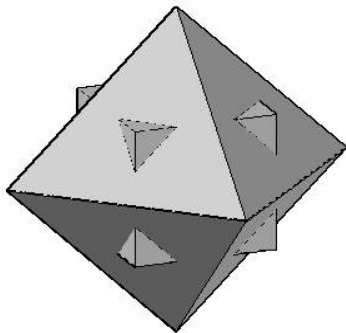
Рис. 4. Повернута на 45° піраміда відносно вертикальної осі Z 

Рис. 5. Об'єднані піраміди

Наступним кроком потрібно перевірити, чи відповідають побудовані тіла встановленим вимогам. Користуючись меню «Редагування», «3-D операції», «перевірка взаємодії», отримаємо тіло взаємодії (рис. 6). Можна зберегти отриманий результат в окремому шарі, або скористуватись командою «Переріз» з меню «Модельовання» (рис. 7).

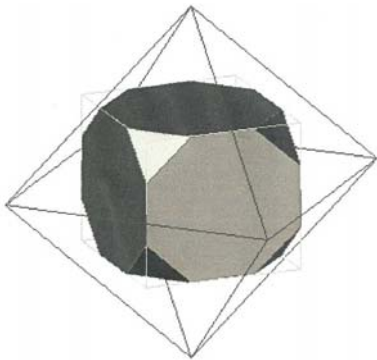


Рис. 6. Тіло взаємодії

Результат

Так, за допомогою простих інструментів побудови та певних розрахунків, отримано зрізаний гексаедр.

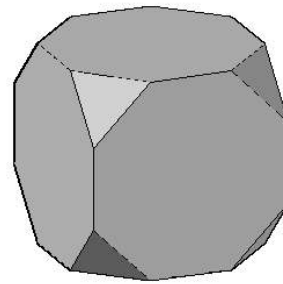


Рис. 7. Зрізаний гексаедр

Очевидно що отриманий многогранник можна розглядати як результат взаємодії гексаедра із стороною a та октаедра із стороною b (4), що повернуто відносно першого многогранника на кут 45° .

Зрізаний октаедр

Мета

Для перетворення октаедра в зрізану форму, потрібно відрізати вершини многогранника так, щоб утворились нові 6 граней – чотирикутники, а первинні 8 граней перетворились на правильні шестикутники.

Методика

Спочатку потрібно побудувати октаедр зі стороною a . Для цього слід повторити дії побудови октаедра з попередньої задачі, радіус описаної сфери приймається відповідно до формули (1):

$$R = 0,7071 \cdot a.$$

Далі будується куб, зі стороною b . (рис. 8). Сторона куба має відношення до радіусу описаної сфери октаедра 4:3, тобто:

$$b = \frac{4}{3} \cdot R = 0,9428 \cdot a \quad (5)$$

або:
$$R = \frac{3}{4} \cdot b. \quad (6)$$

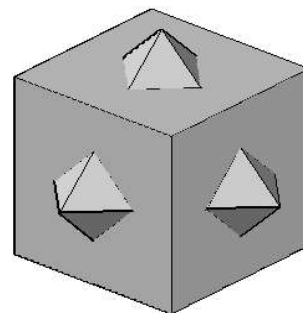


Рис. 8. Побудований куб

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Далі будується «тіло взаємодії» через меню «Редагування», «3-D операції», «Перевірка взаємодії» (рис. 9). Скористувавшись інструментом «Переріз», як в попередній задачі, отримаємо результат (рис. 10).

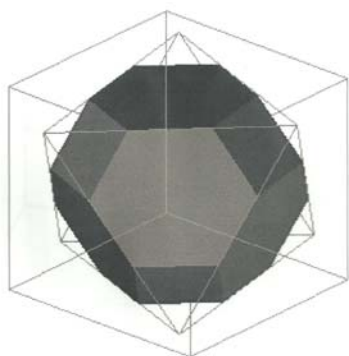


Рис. 9. Перевірка взаємодії

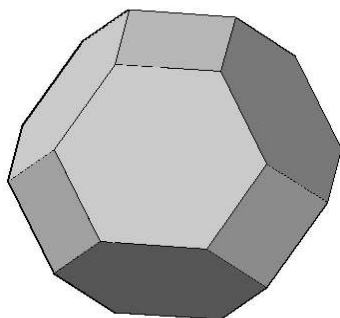


Рис. 10. Зрізаний октаедр

Результати

Отриманий многогранник відповідає визначеним вимогам, це зрізаний октаедр, і можна стверджувати, що знайдені співвідношення (5), (6) – є вірними.

Гексооктаедр (кубооктаедр)**Мета**

Наступний многогранник, який пропонується розглянути, також є результатом взаємодії гексаедра з октаедром, ребра яких перетинаються між собою посередині. Необхідно отримати многогранник у якого 6 чотирикутних граней та 8 трикутних.

Методика

Починати слід з побудови куба зі стороною a . Для того щоб ребра вихідних многогранни-

ків перетнулись між собою серединами, очевидно, що октаедр повинен бути по висоті вдвічі більший, ніж куб. А отже радіус сфери, в яку потрібно вписати октаедр, дорівнює:

$$R_{\text{сф.}} = a. \quad (7)$$

Всі побудови аналогічні викладеним раніше. Результат бачимо на рис. 11.

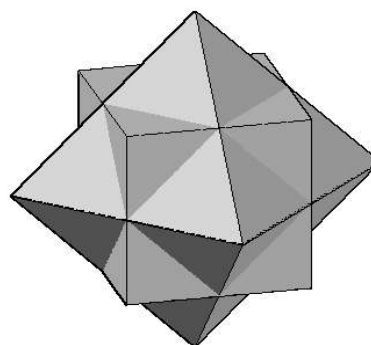


Рис. 11. Побудовані многогранники

Наступним кроком стане «перевірка взаємодії» побудованих многогранників (рис. 12). За допомогою меню «Редагування», «3-D операції», «Перевірка взаємодії».

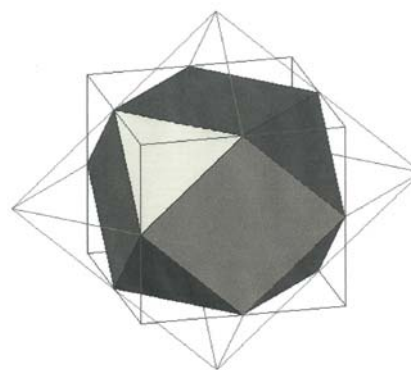


Рис. 12. Перевірка взаємодії побудованих многогранників

Результат

Переріз побудованих многогранників, дає просторову модель гексооктаедра (рис. 13). Співвідношення гексаедра і октаедра (7) знайдено вірно.

Можна зробити наступні висновки: всі три побудовані многогранники є результатом взаємодії гексаедра і октаедра, в різних співвідношеннях сторін.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

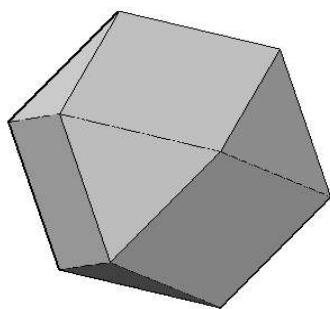


Рис. 13. Просторова модель гексооктаедра

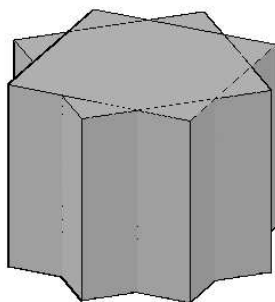
Ромбогексооктаедр (Ромбокубоктаедр)**Мета**

Для того щоб отримати модель ромбогексооктаедра, потрібно таким чином зрізати куб, щоб отримати 18 квадратних граней та 8 трикутних.

Методика

Знову побудови слід розпочинати з куба із стороною a . Потрібно зробити ще три копії цього куба, із розташуванням всіх чотирьох в одній точці простору, але в різних шарах.

Далі послідовно треба обертати другий, третій та четвертий куби на 45° відносно осі X для другого куба (рис. 14), відносно осі Y для третього (рис. 16), та відносно осі Z для четвертого з кубів (рис. 18). Всі дії виконуються за допомогою команди «3D-обертання» з меню «Редагування», «3D-операції».

Рис. 14. Послідовність обертання кубів відносно осі X

Що при цьому буде відбуватися, можна простежити, послідовно перерізаючи гексаедри між собою. На першому етапі будуть зрізані вертикальні ребра основного куба (рис. 15).

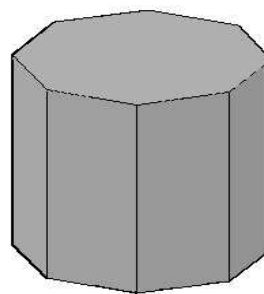


Рис. 15. Зрізані вертикальні ребра основного куба

На другому етапі будується третій куб (див. рис. 16), і будуть зрізані горизонтальні ребра першого куба, що паралельні осі Y (рис. 17).

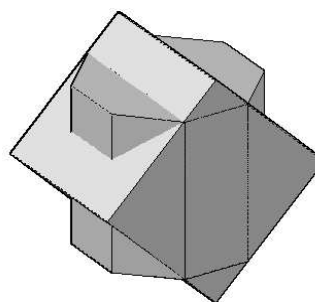
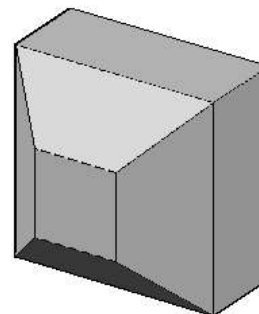
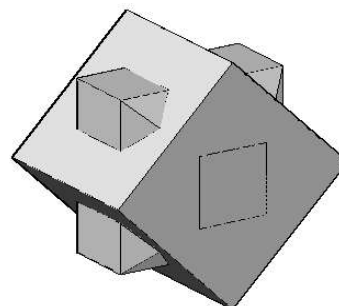
Рис. 16. Послідовність обертання кубів відносно осі Y 

Рис. 17. Зрізані горизонтальні ребра основного куба

Далі будується четвертий куб (див. рис. 18) за допомогою якого будуть відрізані ребра основного куба, що паралельні осі X (рис. 19).

Рис. 18. Послідовність обертання кубів відносно осі Z

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Наступним кроком потрібно побудувати октаедр, радіус описаної сфери якого буде:

$$R_{\text{сф.}} = 0,9142 \cdot a. \quad (8).$$

Результат побудови можна бачити на рис. 20.

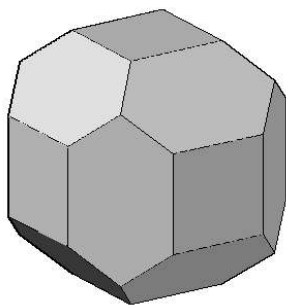


Рис. 19. Відрізані ребра основного куба

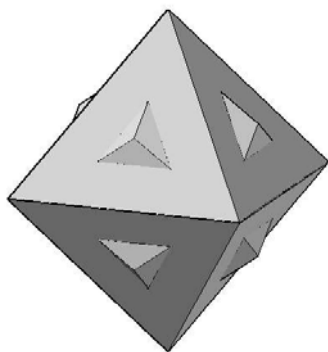


Рис. 20. Результат побудови октаедра

Залишається перевірити взаємодію побудованих тіл (рис. 21).

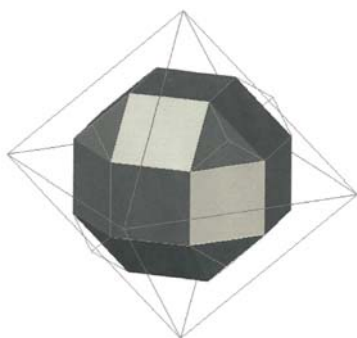


Рис. 21. Перевірка взаємодії побудованих тіл

Очевидно, що розрахунки (8) були вірними, і многогранник, який отримано є ромбогексооктаедр (рис. 22).

Існує думка, що ромбогексооктаедр буває двох видів: перший з них можна бачити на рис. 22, другий відносно недавно додали до раніше визначених 13 тіл Архімеда.

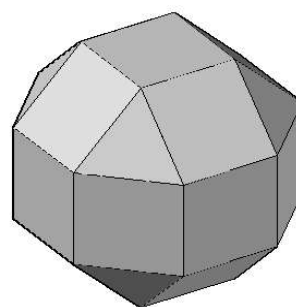


Рис. 22. Ромбогексооктаедр

Відрізняється він тим, що верхня і нижня частина многогранника розвернуті відносно одна одної на кут 45° . Цей многогранник ще називають псевдоромбогексооктаедр (рис. 23).

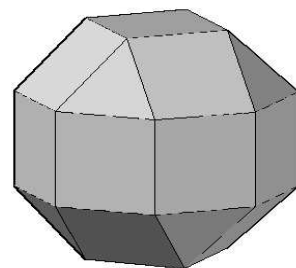


Рис. 23. Псевдоромбогексооктаедр

Трансформувати класичний вид ромбогексооктаедра в нову форму можна в такий спосіб: спочатку поділити модель многогранника на дві частини. Способи ділення можуть бути різні. Пропонується зробити два «ящика», що вміщують в себе кожний по половині многогранника та створити два «тіла взаємодії», раніше розглянутим способом. Бажано зберегти ці тіла взаємодії в окремому шарі, та вимкнути всі інші шари. Потім слід повернути одне з тіл взаємодії відносно осі Z на 45° через команду «3D-обертання», та об'єднати дві половини многогранника. Результат можна бачити на рис. 23.

Результат

Можна сказати, що ромбогексооктаедр є результатом перетину чотирьох гексаєдрів та октаедра, у знайденому співвідношенні (8).

Зрізаний ромбогексооктаедр

Мета

Для того, щоб отримати модель останнього з многогранників, який буде розглянуто в ме-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

жах даної статті, потрібно так зрізати грані куба, щоб утворились 6 восьмикутників, 8 шестикутників та 12 квадратів.

Методика

Всі побудови слід починати з куба із стороною a . Послідовність побудов схожа на попередню задачу. Спочатку так само потрібно зрізати грані головного куба трьома іншими, кожен раз обертаючи заданий допоміжний куб на кут 45° відносно однієї з осей X , Y або Z . Але різниця полягає в тому, що потрібно отримати замість однакових вісімнадцяти квадратів шість восьмикутників, що утворяться на гранях головного куба, та дванадцять квадратів на зрізах. Це означає, що допоміжні гексаедри повинні бути більшими за головний. Послідовні геометричні розрахунки дають таке співвідношення: сторона більшого куба b дорівнює:

$$b = 1,1530 \cdot a. \quad (9).$$

Перший етап побудови можна бачити на рис. 24.

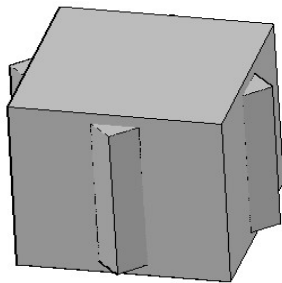


Рис. 24. Перший етап побудови ромбогексооктаедра

Доцільно одразу виконати переріз двох кубів, для спрощення подальшого сприйняття побудов. (рис. 25).

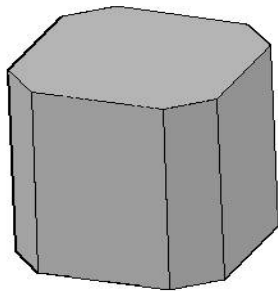


Рис. 25. Переріз двох кубів

Далі слід розгорнути копії більшого куба відносно осей X та Y на 45° , та послідовно виконати переріз побудованих тіл між собою (рис. 26 і 27).

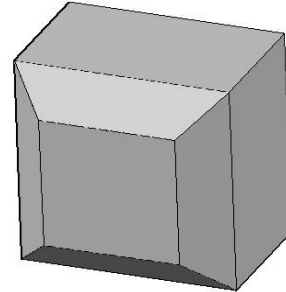


Рис. 26. Переріз побудованих тіл

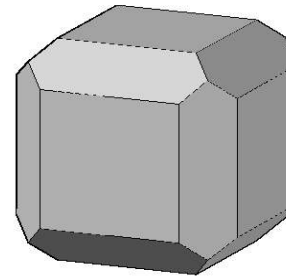


Рис. 27. Переріз побудованих тіл

Наступним етапом стане побудова октаедра, (як вже неодноразово було розглянуто), радіус описаної сфери якого буде:

$$R_{\text{сф.}} = 0,9459a. \quad (10).$$

Результат побудови можна побачити на рис. 28.

Наступним кроком слід перевірити взаємодії побудованих об'єктів, користуючись вже описаним раніше інструментом (рис. 29).

Останнім етапом побудови стане перетин зрізаного куба та октаедра, через команду «Переріз» панелі «Моделювання» (рис. 30).

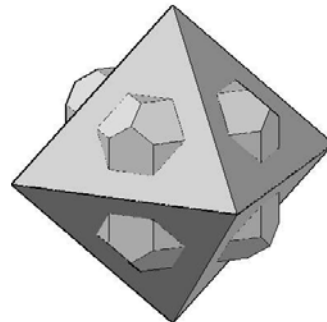


Рис. 28. Результат побудови ромбогексооктаедра



Рис. 29. Взаємодія побудованих тіл

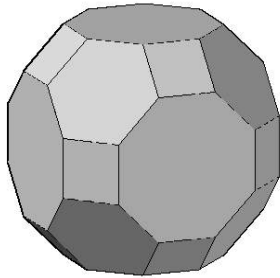


Рис. 30. Зрізаний ромбогексооктаедр

Результат

Ромбогексооктаедр є результатом перетину гексаедра зі стороною a , трьох гексаедрів зі стороною b (9), та октаедра (10).

Наукова новизна

Незважаючи на те, що многогранники вивчалися людством ще з часів Платона, використання комп'ютерних технологій дозволяє розглянути запропоновану тему з нової точки зору. Створюючи многогранники як твердотільні моделі, отримано можливість відстежити процес перетворення правильних многогранників в напівправильні. Розрахунки, наведені в статті, в літературі не зустрічаються, отже запропоновані вперше.

Практична значимість

Многогранні форми широко використовуються в архітектурі. Але креслення многогранників, виконані методами інженерної графіки, не завжди і не всіма сприймаються легко. Тому актуальним є виготовлення просторових моделей многогранників. Використання комп'ютерних технологій дає широкі можливості візуалізації та значно зменшує час побудов.

Матеріали статті також можна рекомендувати для використання при вивченні стереометрії та нарисної геометрії.

Висновки

В результаті виконаної роботи можна зробити такі висновки:

1. отримано експериментальне підтвердження, що п'ять тіл Архімеда, які розглядались в статті є результатом взаємодії тіл Платона – гексаедра і октаедра. Результат взаємодії цих двох многогранників залежить від співвідношення розмірів та взаємного розташування гексаедра і октаедра;
2. співвідношення розмірів, які розраховані в статті, полегшують побудови просторових моделей многогранників і значно зменшують час роботи;
3. для більшої наочності і можливості відстежити послідовність перетворення при побудові складних моделей, доцільно застосовувати інструмент «Перевірка взаємодії»

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Александров, П. С. Энциклопедия элементарной математики. Книга четвертая. Геометрия. Часть 1 [Текст] / П. С. Александров, А. И. Марушкевич, А. Я. Хинчин – Москва, Государственное издательство физико-математической литературы, 1963. – 569 с.
2. Бездітко, П. В. Просторове моделювання твердотільних многогранників тіл Платона в системі AutoCAD [Текст] / П. В. Бездітко, А. В. Краснюк, А. Д. Малий, Н. П. Бочарова // Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту ім. акад. В. Лазаряна. – Дніпропетровськ, 2009. – Вип. 27. – С. 167-170.
3. Бездітко, П. В. Комп'ютерні перетворення твердотільних правильних многогранників (тіл Платона) в системі AutoCAD. Тетраедр [Текст] / П. В. Бездітко, А. В. Краснюк, А. Д. Малий, Н. П. Бочарова // Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту ім. акад. В. Лазаряна. – Дніпропетровськ, 2010. – Вип. 34. – С. 127-130.
4. Ванін, В. В. Комп'ютерна інженерна графіка в середовищі AutoCAD : Навч. посібник для вузів [Текст] / В. В. Ванін, В. В. Перевертун, Т. М. Надкернична. – Київ : Каравела, 2008. – 336 с.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

5. Веннинджер, М. Модели многогранников. [Текст] / Веннинджер М. – Москва : Мир, 1974. – 112 с.
6. Гончар, В. В. Модели многогранников [Текст] / В. В. Гончар – Ростов на Дону : Феникс, 2010. – 143 с.
7. Єгорова, І. Н. Дослідження програмних середовищ 3-D моделювання [Електронний ресурс] / І. Н. Єгорова, А. В. Гайдамачук // Технологічний аудит та резерви виробництва – Харків, 2013. – Том 6., № 1 (14) – С. 11–14. Режим доступу: <http://journals.urau.ua/tarp/article/view/19536>.
8. Микша, О. Многогранники в архитектуре. Блог «Твоя столица» [Электронный ресурс]. Дата доступа: 29.11.2013. Режим доступа: <http://www.t-s.by/blog/2013/11/mnogogranniki-v-arxitekture/>
9. Михайленко, В. Є. Інженерна та комп'ютерна графіка [Текст] / В. Є. Михайленко, В. В. Ванін, С. М. Ковальов – 6-е вид. – Київ : Каравела, 2012. – 368 с.
10. Тиморин, В. А. Комбинаторика выпуклых многогранников [Электронный ресурс]. / В. А. Тиморин. — МЦНМО, 2002. — 16 с. <http://www.mccme.ru/dubna/2001/material/timorin.pdf>
11. Хоменко, І. В. Еквівалентні перетворення геометричних моделей [Електронний ресурс] / І. В. Хоменко // Східно-Європейський журнал передових технологій. – Харків, 2013. – Том 1., №4(61) – С. 34–37. Режим доступу: <http://journals.urau.ua/eejet/article/view/9153/7937>
12. Pankaj, K. A. On polyhedra induced by point sets in space [Virtual Resource] / K. A. Pankaj, H. Ferran, T. Godfried, J. T. Toussaint // Discrete Applied Mathematics – Vol. 156, Issue 1, 2008 – 1 January, p. 42–54. Available at: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0166218X07003496>

А. В. КРАСНЮК¹, Н. П. БОЧАРОВА^{2*}

¹ Каф. «Графика», Днепровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепровск, Украина, 49010, тел./факс +38 (056) 373 15 38

^{2*} Каф. «Графика», Днепровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепровск, Украина, 49010, тел. +38 (056) 373 15 59, эл. почта Natulia-Bocharova@yandex.ru

КОМПЬЮТЕРНЫЕ ПРЕОБРАЗОВАНИЯ ПРАВИЛЬНЫХ МНОГОГРАННИКОВ (ТЕЛ ПЛАТОНА) В ПОЛУПРАВИЛЬНЫЕ (ТЕЛА АРХИМЕДА), С ПОМОЩЬЮ СИСТЕМЫ AUTOCAD НА ПРИМЕРЕ ГЕКСАЭДРА И ОКТАЭДРА

Цель. Исследовать взаимодействие правильных многогранников, образовать новые, полуправильные формы. Получить формулы соотношений и наглядные изображения многогранников. **Методика.** Исследования проводились с помощью пространственного моделирования в системе «AutoCAD». **Результаты.** Найдены определенные соотношения размеров и взаимного расположения тел Платона – гексаэдра и октаэдра, при которых образуются тела Архимеда – усеченный гексаэдр, усеченный октаэдр, гексооктаэдр, ромбогексооктаэдр псевдоромбогексооктаэдр и усеченный гексооктаэдр. Изложена последовательность построений, получены наглядные изображения изучаемых объектов. **Научная новизна.** Несмотря на то, что многогранники изучались человечеством еще со времен Платона, использование компьютерных технологий позволяет рассмотреть предложенную тему с новой точки зрения. Создавая многогранники как твердотельные модели, мы получили возможность проследить процесс преобразования правильных многогранников в полуправильные. Расчеты, приведенные в статье, в литературе не встречаются, следовательно предлагаются впервые. **Практическая значимость.** Известно, что многогранные формы широко используются в архитектуре. Однако изображения многогранников, выполненные методами инженерной графики, воспринимаются достаточно сложно. Поэтому актуальным является изготовление пространственных моделей многогранников. Использование компьютерных технологий значительно сокращает время работы и предоставляет практически неограниченные возможности визуализации. Материалы статьи также можно рекомендовать для использования при изучении стереометрии и начертательной геометрии.

Ключевые слова: гексаэдр; октаэдр; взаимодействие; усеченный гексаэдр; усеченный октаэдр; гексооктаэдр; ромбогексооктаэдр; усеченный гексооктаэдр

A. V. KRASNYUK¹, N. P. BOCHAROVA^{2*}

¹Department of graphic arts, The Dnepropetrovsk National University of Railway Transport named after Academician V. Lazaryan, Lazaryan st. 2, Dnepropetrovsk, Ukraine, 49010, tel./fax +38 (056) 373 15 38

^{2*}Department of graphic arts, The Dnepropetrovsk National University of Railway Transport named after Academician V. Lazaryan, Lazaryan st. 2, Dnepropetrovsk, Ukraine, 49010, tel./fax +38(056) 373 15 59,
e-mail Natulia-Bocharova@yandex.ru.

COMPUTER TRANSFORMATIONS OF CORRECT POLYHEDRA (BODIES OF PLATO) TO THE SEMICORRECT POLYHEDRONS (BODIES OF ARCHIMED), BY THE DINT OF AUTOCAD SYSTEM ON THE EXAMPLE OF HEXAHEDRON AND OKRAHEDRON

Purpose. To probe interaction of correct polyhedra, to form new, semicorrect forms. To get the formulas of correlations and visual images of polyhedra. **Methodology.** Researches were conducted by a spatial design in the AutoCAD system. **Findings.** Certain correlations of sizes and mutual location of bodies of Plato are found – hexahedron and octahedron, at which the bodies of Archimedes are forming. There are truncated hexahedron, truncated octahedron, hexaoktahedron, rombohexaoktahedron, psevdorombohexaoktahedron and truncated hexaoktahedron. The sequence of constructions is expounded, the visual images of the studied objects are got. **Originality.** In spite of the fact that polyhedra were studied by humanity from times of Plato, the use of computer technologies allows to consider the offered theme from the new point of view. Creating polyhedra as hardbodies models, we have got possibility to trace the process of transformation of correct polyhedra in semicorrect. Calculations, resulted in the article, does not meet in literature, consequently offered first. **Practical value.** It is known that multifaceted forms are widely use in architecture. However, images of polyhedra, executed the methods of engineering graphic arts, are perceived rather difficultly. Therefore the making of spatial models of polyhedra is actual. And the use of computer technologies considerably reduce operating time and gives practically unlimited possibilities of visualization. Materials of the article also can be recommended for the study of stereometry and descriptive geometry.

Keywords: hexahedron; octahedron; interaction; truncated hexahedron; truncated octahedron; hexaoktahedron; rombohexaoktahedron; truncated hexaoktahedron

Стаття рекомендована до публікації д.т.н., проф. В. Д. Петренко (Україна), д.т.н., проф. А. І. Лантухом-Лященко (Україна).

Надійшла до редколегії 20.06.2014.

Прийнята до друку 02.07.2014.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 691:699.86.002.3

А. Д. МАЛЫЙ¹, Ю. Я. ПОПУДНЯК², Т. В. УЛЬЧЕНКО^{3*}, Т. В. СТАРОСОЛЬСКАЯ⁴

¹ Каф. «Графика», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (095) 554 83 32

² Каф. «Графика», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (067) 774 17 47

³ Каф. «Графика», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (063) 774 66 58, эл. почта ulchenkovt@ya.ru

⁴ Каф. «Графика», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (066) 791 35 94

КВАЗИЛИНЕЙНЫЕ ГРАФИЧЕСКИЕ МОДЕЛИ ПРОСТРАНСТВА

Цель. Целью настоящей работы является исследование квазилинейных моделей пространства. **Методика.** Вопросы моделирования пространства, в том числе построение графических плоскостных моделей пространства, актуальны, как в теоретическом плане, так и в плане применения исследованных на их основе нелинейных поверхностей для конструирования технических форм деталей и агрегатов рабочих органов строительных машин, срединных поверхностей оболочек, поверхностей турбулентных лопаток и др. **Результаты.** В статье решались задачи: 1. каким требованиям должны удовлетворять проецирующие кривые, другими словами, какого типа кривые могут быть использованы для создания квазилинейной модели пространства; 2. исследовалось пространственное преобразование, порождаемое квазимоделью преобразования двух совмещенных пространств; поданы конструктивные способы осуществления указанного преобразования на эюре Монжа. **Практическая значимость.** Рассмотренное преобразование пространства может быть применено для конструирования технических форм, поверхностей сложных деталей и конструкций для строительства тоннелей и мостов.

Ключевые слова: моделирование пространства; квазилинейные модели; преобразование пространства; нелинейные поверхности; графическая конструкция; аксиоматическая конструкция

Постановка проблемы

Вопросы моделирования пространства, в том числе построение графических плоскостных моделей пространства, актуальны, как в теоретическом плане, так и в плане применения исследованных на их основе нелинейных поверхностей для конструирования технических форм деталей и агрегатов рабочих органов строительных машин, срединных поверхностей оболочек, поверхностей турбулентных лопаток и др.

Анализ предварительных исследований

Проведенный анализ использования прямолинейных конгруэнций в целях проецирования исследован довольно полно [1], [2], [3], [4], [6] а применение конгруэнций кривых – в отдельных, частных случаях [7] и указал на проблемы использования

Цель работы

Целью настоящей работы является исследование квазилинейных моделей пространства

Изложение основного материала

Любая графическая модель точечного пространства состоит из двух частей: графической конструкции, моделирующей произвольную точку пространства, и аксиоматической, содержащей сведения об аппарате отображения, с помощью которого получена графическая конструкция модели. Например, в методе двух изображений графической конструкцией, моделирующей произвольную точку трехмерного пространства, является пара символизированных точек, лежащих на одной прямой плоского пучка прямых, а аксиоматическая содержит данные об аппарате проецирования. В частном случае метода двух изображений – методе Монжа графической частью модели точки про-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

пространства является пара точек лежащих на одной прямой перпендикулярной к фиксированной прямой плоскости отображения. Аксиоматическая часть содержит сведения о том, что в этом методе проектирования на плоскости проекций ортогональное и способ совмещения плоскостей проекций в одну плоскость.

Внесем добавление в аксиоматическую часть модели Монжа. Будем считать, что пара прямоугольных проекций A_1, A_2 точки A пространства R^3 , получена проектированием элементами прямолинейных или криволинейных конгруэнций линии иной точки A' пространства R^3 (рис. 1).

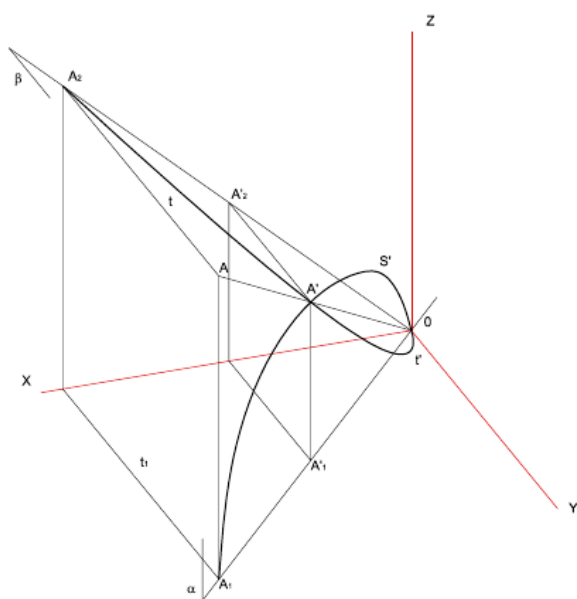


Рис. 1. Аксиоматическая модель Монжа

В этом случае как бы линейная, по своей графической конструкции модель, будет моделью нелинейных образов пространства (квазилинейная).

Целью настоящей работы является исследование квазилинейных моделей пространства для случая, когда проектирующие кривые $s'i, t'i$ (см. рис. 1) являются плоскими, расположенными в пучках плоскостей с осями Oz и Oy соответственно и преобразования пространства R в совмещенное с ним пространство R' и наоборот.

Для достижения этой цели необходимо решить задачи:

1. Каким требованиям должны удовлетворять проектирующие кривые, другими словами, какого типа кривые могут быть использованы

для создания квазилинейной модели пространства.

2. Исследовать синтетически и аналитически пространственное преобразование, порождаемое квазимоделью преобразования двух совмещенных пространств.

3. Дать конструктивные способы осуществления указанного преобразования на эюре Монжа.

В качестве проектирующей линии будем использовать алгебраические кривые. Они должны удовлетворять двум требованиям. Во-первых каждая такая кривая должна пересекать соответствующую плоскость проекций только в одной точке, кроме точки O (см. Рис. 1). Иначе модель не будет однозначной. Следовательно для каждой кривой $s'i, t'i$ точка O должна быть $(n-1)$ -кратной точкой кривой порядка n .

Во вторых, каждая из этих кривых должна обладать свойством, распадаться в плоскостях проекций на прямые $s'i_2, t'i_2$ и оси Oz и Oy , считаемы $(n-1)$ раз соответственно. Графическая конструкция изображенная на рис. 1 допускает такую возможность. В самом деле, если плоскость α вращать вокруг оси Oz в направлении к плоскости xOz , то расстояние между соответственными точками A и A' будет уменьшаться, кривая $s'i$ порядка n будет становиться все «круче», а при совмещении плоскости α с плоскостью Oz она распадется на прямую $s'i_2$ и ось Oz , считаемую $(n-1)$ раз, так как точка O $(n-1)$ -кратна.

Указанным требованиям удовлетворяют плоские кривые, задаваемые уравнениями:

$$F_n(x, y) + F_{n-1}(x, y) = 0 \quad (1)$$

относительно декартовой прямоугольной системы координат с началом координат в точке кратности $(n-1)$. В уравнении (1) F_n и F_{n-1} — однородные многочлены относительно x и y степени n и $(n-1)$ соответственно.

Для проектирования элементов пространства на две плоскости проекций можно использовать любую пару конкретных кривых (1) одного и того же порядка или разных порядков. Можно также использовать проектирование на одну плоскость проекций кривой (1), на другую — лучами линейной конгруэнции прямых.

Изучим модель, в которой проектирование на фронтальную плоскость проекций осуществля-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

ется лучами параболической линейной конгруэнции с фокальной прямой Oy (рис. 2) перспективными относительно плоскости xOz (П2) множеству фронтально проецирующих прямых.

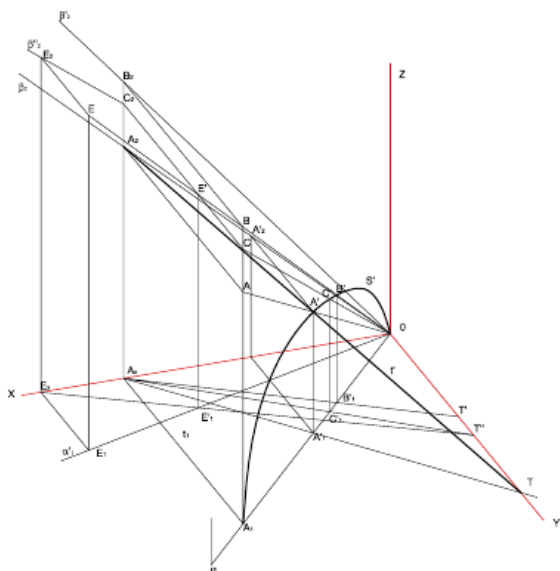


Рис. 2. Проецирование на фронтальную плоскость лучами параболической линейной конгруэнции с фокальной прямой Oy

Проецирование на горизонтальную плоскость проекций xOy (П1) будем осуществлять множеством коник s' касательных в начале координат оси Oz и перспективных относительно горизонтальной плоскости проекций множеству горизонтально проецирующих прямых.

Зададим в системе двух взаимно перпендикулярных плоскостей проекций произвольную точку A (см. рис. 2) и проведем через нее две проецирующие плоскости, α – горизонтально проецирующую, β – фронтально проецирующую, проходящие через оси Oz и Oy соответственно. Соединив точку A с началом координат O , получим линию пересечения этих плоскостей OA . В плоскости β через фронтальную проекцию A_2 точки проведем произвольную прямую t' , которая пересечет ось Oy в какой-то точке T . Прямая t' пересечет линию OA в точке A' . Точка A' определит единственную конику s' касательную к Oz в точке O и к проецирующей прямой AA' в точке A_1 .

Примем конику s' и прямую t' за обобщенные проецирующие линии на П1 и П2 соответственно. В таком случае с прямоугольными

проекциями A_1, A_2 совпадут обобщенные проекции другой точки A' , т. е. прямоугольные проекции точки A становятся моделью иной точки пространства R^3 совмещенного с пространством R^3 .

В плоскости α устанавливается взаимно-однозначное центральное преобразование с центром O , в котором горизонтально проецирующей прямой AA_1 соответствует коника s' и наоборот. В плоскости β в этом преобразовании соответственным является фронтально проецирующая прямая AA_2 и прямая t' .

Вращая плоскость α вокруг оси Oz будем получать новые точки A'_i аналогичные точке A' и новые коники s'_i , которые составят непрерывный каркас поверхности Γ' соответственной дважды проецирующей плоскости A_1AA_2 . Поверхность Γ' будем называть обобщенной проецирующей поверхностью. Это будет линейчатая поверхность третьего порядка.

Действительно рассмотрим линейную конгруэнцию $Kg_{1,1}$ первого порядка и первого класса с фокальными прямыми Oy и A_2Ax . Коника s' погруженная в эту конгруэнцию выделит линейчатую поверхность, порядок которой равен сумме класса и порядка $Kg_{1,1}$ и порядка погружаемой в конгруэнцию кривой т. е. порядок поверхностей равен $1+1+2=4$. Поскольку коника s' пересекает фокальную прямую Oy , то в этом случае порядок поверхностей снизится на единицу. Таким образом, обобщенная проецирующая поверхность Γ' – третьего порядка. Любая плоскость пересекает такую поверхность по кривой третьего порядка γ' . В плоскостях α_i эта кривая распадается на конику s'_i и ось Oz . В горизонтальной плоскости проекций кривая γ' распадается на три прямые – A_1Ax и дважды считаемую ось Oy . Во фронтальной плоскости проекций она также распадается на три прямые A_2Ax и дважды считаемую ось Oz .

Исследуем вопрос, что представляет собой множество прямых t'_i пространства? Это важно для построения соответственных точек произвольным точкам пространства.

В плоскости β лежит пучок прямых с центром T , т. е. плоскости β соответствует точка T , как центр пучка прямых. Проведем плоскость β' и возьмем в ней точку B , лежащую на одной горизонтально проецирующей прямой с точкой A . Точке B на конике s' соответствует точка B' (рис. 3).

Прямая $B_2 B'$ пересекает ось Oy в точке T' . В этой же точке ось Oy пересекает и проекция $Ax B'_1$ прямой $B_2 B'$. Следовательно, плоскости β' на оси Oy соответствует точка T' , как центр пучка прямых, лежащих в плоскости β' . Поскольку плоскость β' произвольная, то мы можем утверждать, что каждой плоскости β_i на оси Oy соответствует точка, в каждой плоскости пучка с осью Oy лежит один пучок прямых с центром в соответствующей этой плоскости точке. Множество прямых таких пучков является параболической линейной конгруэнцией.

Возьмем произвольную точку Е пространства R3 и построим соответственную ей точку пространства R'3. Через точку Е проведем плоскость β'' из пучка плоскостей с осью Оу и найдем на этой оси точку Т'' соответствующую плоскости β'' . Плоскость β'' пересекает дважды проецирующую плоскость A1AxA2A по фронтально проецирующей прямой C2C. Точке С на конике s' соответствует точка С', лежащая на луче ОС. Прямая C2C' пересекает ось Оу в точ-

Рассмотренные построения просто осуществляются на комплексном чертеже. На рис. 3 заданы проекциями $S1'S2'$ коника s' и прямая t' — проекциями $t1'$ и $t2'$, а также точка $A(A1,A2)$. Для построения точки B' соответствующей произвольной точке $B(B1,B2)$ пространства $R3$, через последнюю проведем плоскость β' . Плоскость β' пересекает конику s' в точке $C'(C1',C2')$. Проекция Ax $C1'$ луча проецирующей конгруэнции пересекает ось Oy в точке $T1'$ соответствующей плоскости β' . Горизонтальная проекция $T1'Bx$, проецирующего луча $Kg1,1$ на $\Pi2$ точку B' , пересекает проекцию $\alpha1'$ плоскости α' , проведенной через точку B и ось Oz , в точке $B1'$, являющейся горизонтальной проекцией точки B' соответствующей точке B в преобразовании W . Фронтальная проекция $B2'$ точки B' находится на фронтальной проекции луча $OB2$. Таким образом, умея строить соответствующие точки в преобразовании W , можно построить образ пространства $R'3$ соответствующий любому образу пространства $R3$.

Рассмотренное преобразование пространства может быть применено для конструирования технических форм, поверхностей сложных деталей и агрегатов.

1. Джапаридзе, И. С. Конструктивное отображение проективных преобразований пространства [Текст] / И. С. Джапаридзе. – Тбилиси, ГПИ, 1964. – 124 с.
2. Джапаридзе, И. С. Основные плоскостные модели пространства и их производные [Текст] /

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

- И. С. Джапаридзе. – Тбилиси, ГПИ, 1964. – № 3. – 96 с.
3. Михайленко, В. Е. Формообразование оболочек в архитектуре [Текст] / В. Е. Михайленко, В. С. Обухова, А. Л. Подгорный. – Киев : Будивельник, 1972. – 205 с.
 4. Иванов, Г. С. К вопросу модулирования алгебраических поверхностей центральными кремновыми преобразованиями [Текст] / Г. С. Иванов // Научные труды Московского лесотехнического института. Взаимнозначные соответствия в проектировании машин лесной промышленности. – Москва, 1973. – Вып. 54. – 141 с.
 5. Hohenberg, F. Projektionen proektiver raume [Text] / F. Hohenberg. – Montsch. Math., 1957. – N1. – P. 61.
 6. Малый, А. Д. Система дуосеовых проекций с двойными осями [Текст] / А. Д. Малый, В. С. Обухова // Сборник Прикладная геометрия и инженерная графика. – Киев : Будивельник, 1967. – Вып. V. – 172 с.
 7. Малый, А. Д. Нелинейные преобразования с двумя плоскостями двойных точек [Текст] / А. Д. Малый // Сборник Прикладная геометрия и инженерная графика. – Киев : Будивельник, 1971. – Вып. XII. – 168 с.
 8. Михайленко, В. Є. Інженерна та комп'ютерна графіка [Текст] / В. Є. Михайленко, В. В. Ванін, С. Н. Ковальов. – Киев : Каравела, 2003. – 343 с.

А. Д. МАЛИЙ¹, Ю. Я. ПОПУДНЯК², Т. В. УЛЬЧЕНКО^{3*}, Т. В. СТАРОСОЛЬСЬКА⁴

¹ Каф. «Графіка», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (095) 554 83 32

² Каф. «Графіка», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (067) 774 17 47

^{3*} Каф. «Графіка», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (063) 774 66 58, ел. пошта ulchenkotv@ua.ru

⁴ Каф. «Графіка», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (066) 791 35 94

КВАЗІЛІНІЙНІ ГРАФІЧНІ МОДЕЛІ ПРОСТОРУ

Мета. Метою цієї роботи є дослідження квазілінійних моделей простору. **Методика.** Питання моделювання простору, в тому числі побудова графічних площинних моделей простору, актуальні, як в теоретичному плані, так і в плані застосування досліджених на їх основі нелінійних поверхонь для конструювання технічних форм деталей і агрегатів робочих органів будівельних машин, серединних поверхонь оболонок, поверхонь турбулентних лопаток та ін. **Результати.** У статті вирішувалися завдання: 1. Яким вимогам повинні задовольняти проєктуючі криві, іншими словами, якого типу криві можуть бути використані для створення квазілінійної моделі простору; 2. Досліджувалось просторове перетворення, породжене квазімоделлю перетворення двох суміжних просторів; подані конструктивні засоби здійснення зазначеного перетворення на епюрі Монжа. **Практична значимість.** Розглянуте перетворення простору може бути застосоване для конструювання технічних форм, поверхонь складних деталей і конструкцій для будівництва тунелів і мостів.

Ключові слова: моделювання простору; квазілінійні моделі; перетворення простору; нелінійні поверхні; графічна конструкція; аксіоматична конструкція

A. D. MALYI¹, YU. YA. POPUDNIAK², T. V. ULCHENKO^{3*}, T. V. STAROSOL'SKA⁴

¹ Dep. «Graphics», Dnipropetrovsk national university of railway transport named after academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnipropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (095) 554 83 32

² Dep. «Graphics», Dnipropetrovsk national university of railway transport named after academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnipropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (067) 774 17 47

^{3*} Dep. «Graphics», Dnipropetrovsk national university of railway transport named after academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnipropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. 38 (063) 774 66 58 e-mail ulchenkotv@ya.ru

⁴ Dep. «Graphics», Dnipropetrovsk national university of railway transport named after academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnipropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (066) 791 35 94

QUASILINEAR GRAPHIC MODELS OF SPACE

Purpose. The aim of this work is to study quasilinear space models. **Methodology.** Questions of space modeling, including the construction of graphical models of planar space are actual both in theoretical terms and in terms

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

of their application investigated on basis of nonlinear surfaces to construct forms of technical details and units of construction machinery, middle surfaces of shells, turbulent surfaces of the blades etc. **Findings.** The article solves the following problems: 1. what requirements must satisfy projecting curves as well as what type of curves can be used to create a quasi-linear model of the space; 2. spatial transformation generated by kvazimodelyu convert two Joint-substituted spaces and filed constructive ways to implement this transformation on the diagram Monge were investigated. **Practical value.** The considered conversion of space can be used for the construction of technical forms, surfaces of complex parts and designs for the construction of tunnels and bridges.

Keywords: modeling of space; kazilinear model transformation of the space; nonlinear surface; graphic design; axiomatic design

Статья рекомендована к публикации, д. т.н., проф. В. Д. Петренко (Украина); д.т.н., проф. С. С. Тищенко (Украина).

Поступила в редколлегию 27.06.2014.

Принята к печати 02.07.2014.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 666.972.16

В. О. МОМОТ*

* Каф. «Будівельне виробництво та геодезія», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (050) 500 89 75, ел. пошта arnik2004@mail.ru

ПРОБЛЕМИ УПРАВЛІННЯ ТЕХНОЛОГІЧНИМИ ВЛАСТИВОСТЯМИ ГІДРОТЕХНІЧНИХ БЕТОННИХ СУМІШЕЙ

Мета. Структура бетонної суміші, починаючи з процесу її перемішування, знаходиться у постійному розвитку. Головними умовами управління процесом змішування є максимально можлива дезагломерація часток, зниження в'язкості суміші й підвищення її однорідності. **Методика.** Виконані експериментальні дослідження структури цементно-піщаного розчину підвищеної рухливості для трубопровідного транспорту. **Результати.** Досліджено особливості структуроутворення цементного каменю з мікронаповнювачем і пластифікуючими добавками в умовах підводного твердіння. На основі аналізу проведених досліджень встановлено, що отримання гідротехнічного бетону із заданими властивостями можливо в результаті застосування спеціальної технології бетонування з використанням високорухливого цементно-піщаного розчину, наповненого активним мікронаповнювачем в комплексі з модифікованим для умов підводного застосування пластифікатором. **Наукова новизна.** Експериментально підтверджена ефективність використання високо рухливого цементно-піщаного розчину для ін'єктування міжзернових просторів крупного заповнювача при підводному бетонуванні. **Практична значимість.** Проведені дослідження структури підводного бетону й обґрунтована технологія ін'єкційного методу підводного бетонування.

Ключові слова: хімічні добавки; суперпластифікатори; високорухливі суміші; міцність; підводні бетони; модифікатор; наповнювач; ін'єктування

Вступ

Основним завданням в області будівництва є створення і впровадження прогресивних технологій. При цьому повинно бути значно поліпшені якість робіт, підвищена продуктивність праці, понижені витрати цементу.

Мета

Забезпечити високу якість гідротехнічних бетонних конструкцій і споруд можливо в результаті комплексу заходів: призначення оптимального складу бетонної суміші з метою досягнення необхідних її технологічних властивостей і фізико-механічних характеристик затверділого бетону, належної організації виробництва робіт і використання обґрунтованих технологічних прийомів приготування, транспортування, укладання бетонної суміші і догляду за гідротехнічним бетоном. В даний час ці питання залишаються відкритими і потрібне рішення даної проблеми при зведенні підводних споруд.

Методика

Методи визначення складу гідротехнічного бетону базуються на фундаментальних дослідженнях зв'язків між характеристиками і співвідношеннями складових його матеріалів, з одного боку, і властивостями бетонної суміші і затверділого гідротехнічного бетону – з іншою [1].

Проектування складу бетону для підводних робіт починається з вибору оптимального складу цементно-піщаного розчину, призначеного для трубопровідного транспорту до місця формування підводної конструкції. Залежно від дальності транспортування, діаметру подаючої труби і типу перекачувального пристрою рухливість розчину повинна знаходитися в межах 12...16 см (по зануренню конуса БУДЦНДЛ).

Основною технологічною характеристикою бетонної суміші при трубопровідному транспортуванні є її консистенція. Для такого способу транспортування звичайно застосовують високорухливі бетонні суміші. Консистенція бетонної суміші повинна забезпечувати надійність

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

транспортування і можливість укладання її в опалубку підводної конструкції. Тому консистентцію слід призначати з урахуванням умов бетонування і форми конструкції [2-6].

Управління технологічними властивостями бетонних сумішей для підводних робіт в основному здійснюється застосуванням різних хімічних добавок і їх комплексів і композицій.

Для отримання бетонів із заданими технологічними властивостями необхідне встановлення закономірностей в регулюванні параметрів цементних систем на стадії взаємодії цементу з водою. Хімічні процеси, визначальні ці властивості, обумовлені, в основному, молекулярними силами, що діють на межі розділу фаз. Вказані взаємодії формують такі властивості дисперсних систем, як в'язкість, пептизація, гранична змащувальна дія, коагуляція, структуроутворення та інші.

Характерними явищами в дисперсних системах є створення і розвиток просторових структур. У основі їх лежить термодинамічна нестійкість мікрогетерогенних дисперсних систем як наслідок надмірної вільної енергії розвинених міжфазних поверхонь розділу. Взаємодія мікрооб'єктів в значній мірі визначає протікання процесів пептизації, коагуляції, структуроутворення. Можливість управління цими процесами лежить в основі направленої зміни в'язкості цементно-водних систем, регулювання таких важливих технологічних властивостей гідротехнічних бетонів, як розрідження і збереження рухливості в часі, розшарування і водовідділення.

В даний час робота в області фізико-хімічних поверхневих явищ і теорії контактних взаємодій направлена на дослідження особливості структуроутворення цементного каменя з мікронаповнювачем і пластифікуючими добавками в умовах підводного твердіння.

Для прийнятих високорухливих бетонних сумішей необхідне застосування комплексних поліфункціональних добавок. Найважливішими з них є:

- високий пластифікуючий ефект;
- надійна здатність до стабілізації.

Перший пункт забезпечує збільшення рухливості суміші, другий – надає властивості нерозшарувальності.

У якості поліфункціональної добавки прийняті суперпластифікатор С-3 (Росія) + мікронаповнювач, суміш пластифікатора ПФМ-БС, модифікування якого проведене д.т.н. М.Ш. Файнером (Україна) і мікронаповнювача, а також суміш комплексної добавки ПК з мікронаповнювачем.

У якості мікронаповнювачів композицій в дослідженнях використовувалися: андезитова мука, мелений кварцовий пісок і пил газоочищення виробництва феросиліцію.

Основні характеристики модифікованого пластифікатора ПФМ-БС приведені в табл. 1.

Таблиця 1

Характеристика модифікованого пластифікатора ПФМ-БС

Компонент	Вміст, %
Суша речовина	37,6
Зола сірчанокисла	48,4
Азот загальний	2,6
Бетаїн	3,9
Гліцерин	0,42
Карбонові кислоти	1,31
Нафталін формальдегідний олігомер	4,41
Щільність робочого розчину 10 % концентрації	1,05 г/см ³

Суперпластифікатор С-3 – продукт, що одержується при багатостадійному синтезі. Основу суперпластифікатора С-3 складають натрієві солі продукту конденсації нафталінсульфо кислоти і формальдегіду. Екологічно нешкідливий, відноситься до 3 класу небезпеки. Випускається у вигляді порошку світло-коричневого кольору, повністю розчинного у воді, не змінює своїх властивостей в сухому вигляді при температурі від +85 °С до –40 °С з подальшим повним відтаванням, пожежо- і вибухобезпечний.

Основні технічні характеристики суперпластифікатора С-3 приведені в табл. 2.

Модифікована добавка ПК є побічним продуктом виробництва смол карбомідформальдегідів, які достатньо широко випускаються хімічними заводами України. Має пластифікуючі властивості.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Таблиця 2

Технічні характеристики суперпластифікатора С-3

Найменування параметра	Показник (норма)
Зовнішній вигляд	Порошок світло-коричневого кольору
Масова частка активної речовини в перерахунку на сухий продукт, % не менше	69
Масова частка води, % не більше	10
Масова частка золи в перерахунку на сухий продукт, % не більше	38
Показник активності водневих іонів (РН) водного розчину з масовою часткою речовини 2,5 %	7...9

Основні характеристики пластифікатора ПК приведені табл. 3.

Таблиця 3

Основні характеристики пластифікатора ПК

Показник	Величина
Щільність, г/см ³	1,230
Масова доля, %: Сухого залишку, не менше	67,04
Вільного формальдегіду, не більше	0,112
В'язкість, мПа·с	49
Концентрація водневих іонів, рН	7,7
Час желатинізації при 100 °С, с	48

При поєднанні прийнятого пластифікатора з мікронаповнювачем утворюється гелеподібна суспензія, що має поліфункціональні властивості, підвищену пластифікуючу здатність при одночасному запобіганні розшарування бетонної суміші, а також бере активну участь в структуроутворенні бетону підводного твердіння.

Призначення складу бетону заданого класу при роздільному способі підводного бетону-

вання характерно рядом особливостей. До них відносяться: роздільне призначення складу цементно-піщаної суміші, призначеної для трубопровідного транспорту, а також призначення кінцевого складу бетону із заданими властивостями (табл. 4).

Таблиця 4

Оптимальні склади бетону для підводних робіт

Витрати складових на 1 м ³ бетону, кг				Клас бетону
Цемент	Пісок	Щебінь	Вода	
330	708	1183	126	B20
324	775	1214	123	B20
302	772	1129	121	B15
286	620	1168	118	B15
267	598	1223	109	B10

На підставі проведених комплексних лабораторних випробувань розроблені і запропоновані граничні значення складових і властивостей розчинів з пластифікатором ПК (табл. 5).

Таблиця 5

Оптимальні склади бетону для підводних робіт

Найменування показника	Показники
Кількість цементу, кг/м ³	470...566
Кількість пластифікатора, кг/м ³	7...15
Кількість наповнювача (пил газоочищення), кг/м ³	35...75
Кількість води, кг/м ³	290...370
Рухливість, см	12...19
Міцність при стисненні у віці 28 діб при твердінні у воді, МПа	28...39
Морозостійкість, циклів	150...200
Адгезійна міцність, МПа	1,6...2,1

На властивості високорухливих бетонних сумішей для підводних робіт, окрім виду і властивостей матеріалів, великий вплив мають методи проектування складу бетону, технологічні

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

прийоми виготовлення, транспортування та його укладання.

Виготовлення розчинної і бетонної суміші без добавок і з добавками проводилося на сухих заповнювачах механізованим способом, в змішувачі місткістю 15 л, час перемішування – 5 хв.

При проведенні досліджень виготовляли серії розчинних і бетонних зразків-кубів з розмірами сторін 7, 10 і 15 см. Призми того ж перетину мали співвідношення сторін 1:4. Для експериментів готувалися високо рухливі бетонні суміші. Зразки при випробуванні у віці до 180 діб витримувалися по двох режимах твердіння: у природних умовах підводного твердіння і в нормальних легко-вологих умовах.

Реологічні властивості цементного тіста і цементно-піщаних розчинів досліджували по зміні термінів схоплювання і нормальній густині цементного тіста, а також по зміні в'язкості розчинних і бетонних сумішей.

В'язкість цементного тіста вимірювалася за допомогою кулькового віскозиметра, робота якого заснована на фізичних закономірностях руху кулі у в'язкому середовищі, що описуються законом Стоксу. Віскозиметр є посудиною діаметром 10 см і заввишки 15 см, яка закріплюється на лабораторному вібростолі і наповнюється досліджуванним матеріалом. На дно посудини опускається сталевий куля діаметром 20 мм, сполучена через блоки ниткою із противагою. При включенні вібромайданчика розпочинається рух кулі, швидкість якої залежить від в'язкості досліджуваного матеріалу. Рух кулі обмежений кінцевим вимикачем, оснащеним реле часу, що спрощує відлік від початку руху кулі у в'язкому середовищі і вихід з нього.

Про кінетику структуроутворення цементних систем і цементного тіста звичайного приготування судили по величині пластичної міцності, визначуваної на консистометрі П.А. Ребіндера.

Для визначення величини зчеплення нового бетону із старою бетонною поверхнею використовували спеціально розроблену і апробовану методику кафедри «Будівлі і будівельні матеріали» Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна. При цьому випробувальний зразок складається з основ-кубів розміром $10,05 \times 10,05 \times 10,05$ см – старий бетон, прибетонуваними до них зразками-кубами досліджу-

ваного ремонтного матеріалу розміром $7,07 \times 7,07 \times 7,07$ см – новий бетон. При формуванні основ по центру встановлювався арматурний стрижень діаметром 10...12 мм. Розпалубка зразків проводилася на другу добу, стрижень виймався, і гирло отвору закладалося гіпсовим розчином. Зразки четвертого типу приз-призначені для випробувань на чистий відрив.

У приведених способах прибетонування зразків бетону досліджуваного ремонтного складу проводилося в дві партії: перша характеризувалася прибетонуванням до основ зразків бетону на активованому в'язучому (основна), а в другій – контрольній – прибетонування велося бетоном звичайного приготування. Зразки витримувалися в умовах наближених до реальних умов експлуатації ремонтного шару в конструкції, у воді і на суші. Перед прибетонуванням основи також зберігалися у воді і в умовах лабораторії при температурі 20 °С.

Результати

Автором експериментально підтверджена ефективність використання високорухливого цементно-піщаного розчину для ін'єктування міжзернових просторів крупного заповнювача при підводному бетонуванні. Для отримання високорухливих сумішей розроблена модифікуюча добавка – полімер-карбамідний модифікатор (ПК).

Встановлено, що введення в цементно-піщаний розчин у якості мікронаповнювача ПГПФ спричиняє зміну кінетики гідратації в'язучого в підводному середовищі, вміст гідросилікатів кальцію збільшується на 13...18 % порівняно з матеріалом без наповнювача, що пояснюється збуджуючим ефектом ПГПФ.

Висновки

Комплекс технологічних заходів дозволив забезпечити отримання бетонів із заданими властивостями для підводних робіт класів В15...В25 при зниженні витрати цементу на 15...20 % порівняно з традиційною технологією.

Таким чином, отримання гідротехнічного бетону із заданими властивостями можливо в результаті застосування спеціальної технології бетонування з використанням високорухливого цементно-піщаного розчину, наповненого активним мікронаповнювачем в комплексі з модифікованим для умов підводного застосування пластифікатором.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Батраков, В. Г. Модифицированные бетоны. Теория и практика [Текст]: / В. Г. Батраков. – Москва : Технопроект, 1998. – 768 с.
2. Салия, М. Г. Физико-химические исследования цементного камня с химическими и минеральными добавками, повышающими трещиностойкость и водонепроницаемость [Текст] / М. Г. Салия, Т. А. Костюк, Ю. А. Спирин, А. А. Плагин // Збірник наук. праць УДАЗТ. – 2012. – № 130. – С. 49-56.
3. Нікіфорова, Н. А. Вплив комплексних модифікованих добавок на морозостійкість важких бетонів [Текст] / Н. А. Нікіфорова, В. О. Момот, О. О. Вергун // Збірник наук. праць ДНУЗТ. – 2012. – № 2. – С. 41-44.
4. Коваленко, В. В. Исследование структуры и свойств минеральных добавок для бетонов и строительных растворов [Текст] / В. В. Коваленко, С. В. Коваленко, А. И. Вовк, Ю. Л. Заяц // Збірник наук. праць ДНУЗТ. – 2012. – № 1. – С. 28-32.
5. Чуб, А. А. Исследование морозостойкости, прочностных и деформативных свойств бетона от технологических характеристик бетонных смесей [Текст] / А. А. Чуб // Збірник наук. праць ДНУЗТ. – 2012. – № 1. – С. 120-125.
6. Романенко, О. В. Фізико-хімічні дослідження цементного каменю з добавками суперпластифікатора та прискорювача твердіння [Текст] / О. В. Романенко // Збірник наук. праць УДАЗТ. – 2012. – № 130. – С. 40-49.
7. Приходько, А. П. Вибровакуумированные шлакозолобетоны и золобетоны [Текст] / А. П. Приходько, Т. М. Павленко, А. Р. Аббасова // Вісн. ДНУЗТ. – 2011. – № 38. – С. 165-169.

В. А. МОМОТ*

* Каф. «Строительное производство и геодезия», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (050) 500 89 75, эл. почта arnik2004@mail.ru

ПРОБЛЕМЫ УПРАВЛЕНИЯ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИМИ СВОЙСТВАМИ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ БЕТОННЫХ СМЕСЕЙ

Цель. Структура бетонной смеси, начиная с процесса ее перемешивания, находится в постоянном развитии. Главными условиями управления процессом смешивания является максимально возможная дезагломерация частиц, снижение вязкости смеси и повышение ее однородности. Выполнены экспериментальные исследования структуры цементно-песчаного раствора повышенной подвижности для трубопроводного транспорта. **Результаты.** Исследованы особенности структурообразования цементного камня с микронаполнителем и пластифицирующими добавками в условиях подводного твердения. На основе анализа проведенных исследований установлено, что получение гидротехнического бетона с заданными свойствами возможно в результате применения специальной технологии бетонирования с использованием высокоподвижного цементно-песчаного раствора с активным микронаполнителем в комплексе с модифицированным для условий подводного применения пластификатором. **Научная новизна.** Экспериментально подтверждена эффективность использования высокоподвижного цементно-песчаного раствора для инъектирования межзерновых пространств крупного заполнителя при подводном бетонировании. **Практическая значимость.** Проведены исследования структуры подводного бетона и обоснована технология инъекционного метода подводного бетонирования.

Ключевые слова: химические добавки; суперпластификаторы; высокоподвижные смеси; прочность; подводные бетоны; модификатор; наполнитель; инъектирование

VITALIY MOMOT*

* Dept. of Building production and geodesy, Dnipropetrovsk national university of railway transport named after academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnipropetrovs'k, Ukraine, 49010, tel. +38 (050) 500 89 75, e-mail ap-nik2004@mail.ru

PROBLEMS OF MANAGEMENT BY TECHNOLOGICAL PROPERTIES OF HYDROTECHNICAL CONCRETE MIXTURES

Purpose. Structure of concrete mix starting with the process of its preparation is in constant development. Key conditions of displacement process control is the highest possible disagglomeration of particles, reduction of mix viscosity and increase of its homogeneity. **Methodology.** The structure of cement-sandy solution of enhanceable mobility is investigational experimentally for a pipeline transport. Findings. In work are explored particularities of structuring of cement stone with the filler and rolling additives in conditions of undersea repeating over and over again. It is set on the basis of analysis of the conducted researches, that the receipt of hydrotechnical concrete with the set properties is possible as a result of application of the special technology of concreting with the use of high-mobile cement-sandy solution with active one micro by filling in a complex with the plasticizer modified for the terms of submarine application. **Originality.** Experimental confirm efficiency of using highrolling cement-sandy dissolve for injecting intercom spaces large filling under undersea concreting. **Practical value.** Conduct structure studies of undersea concrete and is motivated technology injecting method of undersea concreting.

Keywords: chemical additions; super plasticizers; high rolling mixtures; toughness; undersea concretes; modifier; filler; injecting

Стаття рекомендована до публікації д.т.н., проф. М. І. Нетесою (Україна), д.т.н., проф. А. А. Плугіним (Україна).

Надійшла до редколегії 20.06.2014.

Прийнята до друку 02.07.2014.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 624.191.044

В. Д. ПЕТРЕНКО^{1*}, О. Л. ТЮТЬКІН^{2*}, Є. Ю. КУЛАЖЕНКО^{3*}

^{1*} Каф. «Тунелі, основи та фундаменти», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (050) 708 50 69, ел. пошта petrenko1937@mail.ru

^{2*} Каф. «Тунелі, основи та фундаменти», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (066) 290 45 18, ел. пошта tutkin@mail.ru

^{3*} Каф. «Тунелі, основи та фундаменти», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (098) 768 49 21, ел. пошта jaksson777@rambler.ru

ПРОБЛЕМА ВИЗНАЧЕННЯ ДЕФОРМАЦІЙ ОПРАВИ ПЕРЕГІННИХ ТУНЕЛІВ ПРИ СУТТЄВІЙ ЗМІНІ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИХ УМОВ

Мета. На ділянці суттєвої зміни інженерно-геологічних умов можуть виникати значні деформації конструкції перегінних та станційних тунелів. Необхідно виявити причину розвитку деформацій, розробити шляхи її мінімізації та на основі моделювання і розрахунків та з'ясувати можливість зміни осі тунелю відносно до інженерно-геологічних умов. **Методика.** Для вирішення проблеми аналізу деформованого стану системи «конструкція-масив» проведено числове моделювання методом скінчених елементів (МСЕ), на основі отриманих результатів побудовані графіки та встановлені залежності деформування оправ тунелів при суттєвій зміні інженерно-геологічних умов. **Результати.** Наявність слабких водонасичених ґрунтів в лотковій частині тунелів при суттєвій зміні інженерно-геологічних умов викликає підвищення деформацій конструкції тунелів, а також загальні віброосідання в ґрунтовій основі. Крім того зміна фізико-механічних характеристик ґрунтів в межах оправ тунелів значно впливає на рівень деформованого стану самих оправ. Покращення деформованого стану оправ тунелів на ділянках зміни характеристик ґрунтів навколишнього масиву (особливо підстеляючих оправу) може бути досягнуто шляхом хімічного закріплення слабких ґрунтів або загальною зміною осі тунелю в плані та профілі для того, щоб максимально використати міцність та стійкість шару ґрунту з більшими деформаційними характеристиками. Вибір рішення з двох наведених варіантів підвищення експлуатаційних характеристик оправ перегінного тунелю з одночасним подовженням його довговічності та зменшенням міжремонтних термінів слід обґрунтовувати із залученням економічних розрахунків. **Наукова новизна.** Виявлена основна причина значних деформацій на ділянці переходу від глин до пісків, що пояснюється явищем віброосідання водонасиченої основи під тунелем. **Практична значимість.** Запропоновані підходи по зменшенню деформацій при будівництві перегінних тунелів Київського метрополітену при суттєвій зміні інженерно-геологічних умов.

Ключові слова: осідання водонасиченої основи; метод скінчених елементів; деформований стан; зміна інженерно-геологічних умов; аналіз деформацій

Вступ

Розпочато підготовку до проектування і будівництва перегінних та станційних тунелів Подільсько-Вигурівської лінії Київського метрополітену. На даному напрямку інженерно-геологічні умови відрізняються дуже високим рівнем складності, особливо в перехідних зонах від твердих або тугопластичних спондилових глин до водонасичених пісків. Визначення деформованого стану оправ в цих зонах є актуа-

льною задачею, яка полягає у розрахунку деформацій при суттєвій зміні інженерно-геологічних умов і потребує свого вирішення.

Мета

Перегінні тунелі в спондилових глинах знаходяться в достатньо стійкому стані і деформації не перевищують гранично допустимі для даних ґрунтів [6, 10]. Однак в перехідній зоні від спондилових глин до водонасичених пісків

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

виникають суттєві навантаження, які призводять до значних деформацій [2, 4]. Тому метою даного дослідження є вирішення задачі будівництва перегінних тунелів зі збірною оправою в складних інженерно-геологічних умовах, які досить часто зустрічаються в м. Києві.

Методика

В основу методики розрахунку покладено метод скінчених елементів на основі розрахункового комплексу Structure CAD (SCAD) [7, 9, 11]. Тип скінченого елемента, який застосовано у розрахунку, визначається його формою, функціями, які визначають залежність між переміщеннями в вузлах скінченого елемента і вузлів системи, фізичним законом, який визначає залежність між внутрішніми зусиллями і внутрішніми переміщеннями, і набором параметрів (жорсткостей), які входять в опис цього закону та інше [11-12].

Для дослідження деформованого стану перегінного тунелю, створено просторову модель із об'ємних елементів (рис. 1).

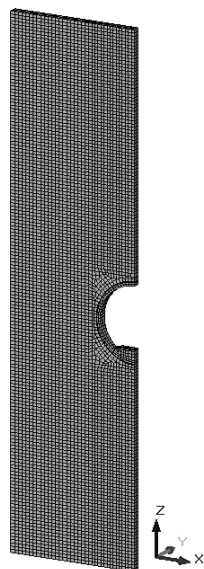


Рис. 1. Скінчено-елементна модель (СЕ-модель) перегінного тунелю із взаємодією оточуючого масиву

Модель побудована із ізопараметричних скінчених елементів типу призма (34 та 36 тип елемента у комплексі SCAD) із узгодженими вузлами [11]. В моделі застосовувалися елементи таких розмірів в площині XZ: $0,24 \times 0,24$ м (більше 95 % від об'єму СЕ схеми – весь ґрунтовий масив та оправа); $0,1 \times 0,25$ м (2,5 % від

схеми – моделювання шару нагнітання за оправою). Вона найбільше відображає наступні особливості реальної конструкції [1, 5, 11].

По осі Y (по довжині тунелю) розмір елементів складав 0,3 м, що обґрунтовується меншим впливом розміру СЕ в цьому напрямку, хоча для моделювання розрахункової області таких розмірів можна було б застосовувати і елементи більш значних розмірів, що пропонується в роботах [1, 5, 11], в яких надана рекомендація визначати розмір елемента як $1/20$ від характерного розміру розрахункової області.

СЕ-модель, яка застосовувалася у всіх дослідженнях має наступні розміри: по осі X – 10,0 м, по осі Y – 0,6 м; по осі Z – 40,0 м. Тобто нормальним розміром СЕ можливо було б прийняти $2 \times 2 \times 2$ м, але це не дозволило більш точно відтворити специфічні особливості системи «оправа–тунель», наприклад, випадок первинного нагнітання. Загальне число вузлів СЕ-моделі – 18 246, загальне число СЕ – 11 736 штук. Кількість СЕ свідчить про те, що задача, що вирішувалася, є задачею середньої розмірності (до 20 тисяч скінчених елементів).

Модель була створена таким чином, щоб відтворити всі геометричні розміри перегінного тунелю: діаметр внутрішній – 5,6 м, діаметр зовнішній – 6,04 м (залізобетонні блоки В30).

На схему накладені граничні умови: верх моделі – без закріплень; сторони, паралельні осі тунелю (площина YZ) – заборона переміщень по осям X та Y; сторони перпендикулярні осі тунелю (площина XZ) – заборона переміщень по осі Y (це найбільш точно відповідає умові плоскої деформації); низ моделі – заборона переміщень по осям X, Y та Z. Ці граничні умови найбільш точно дозволяють відтворити реальну картину деформування моделі [7, 9].

Моделям були надані деформаційні властивості, які отримані із реальних досліджень матеріалів, стратиграфічна колонка відображає частину масиву, яка оточує досліджуваний тунель. Жорсткість цементно-піщаного розчину, який подається за оправу при первинному нагнітанні або тампонажі, була такою: усереднена товщина 0,1 м, модуль пружності – $E = 20000$ МПа, коефіцієнт Пуассона $\mu = 0,2$, густина $\rho = 2,2$ т/м³. Деформаційні властивості залізобетону отримані як приведені характеристики, і для залізобетону на основі бетону В30 складала: модуль пружності $E = 35000$ МПа

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

(при відсотку армування – 1...3 %), коефіцієнт Пуассона $\mu = 0,2$, густина $\rho = 2,5 \text{ т/м}^3$.

Розрахунок всіх моделей виконувався на два навантаження: 1) дію метропоїзду; 2) власну вагу оточуючого масиву та конструкції. Урахування дії метропоїзду відтворено в нормативних документах, наприклад, в ДБН В.2.3-7-2010. Метрополітени, п. 9.44. [3]. Але розрахунки впливу рухомого складу залишаються дещо перевірочними, так як однозначно відомо, що вага потягу складає не більш ніж 5...10 % від дії гірського тиску [7, 8].

Результати

Виконані дослідження деформованого стану оправи в зоні переходу від глини (ІГЕ 73; позначення інженерно-геологічного розрізу ситуації м. Києва) до піску (ІГЕ 78а; позначення інженерно-геологічного розрізу ситуації м. Києва). Для цього виконується серія розрахунків:

1) Варіант 1 – реальний випадок, при якому тунель перетинає два шари ґрунту (ІГЕ 73 та ІГЕ 78а, рис. 2, а);

2) Варіант 2 – можливий випадок, при якому тунель залягає лише в одному шарі ґрунту (ІГЕ 73, рис. 2, б);

3) Варіант 3 – можливий випадок, при якому тунель залягає лише в одному шарі ґрунту (ІГЕ 78а, рис. 2, в).

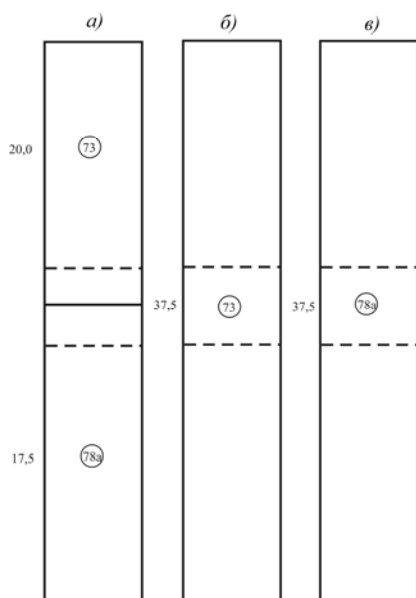


Рис. 2. Стратиграфічні колонки із розміщенням тунелю (пунктиром позначено положення замка і лотка):

а – варіант 1; б – варіант 2; в – варіант 3

Варіант 2 та 3, які є гіпотетичними, надають змогу подальшого порівняння деформованого стану оправи і масиву, оскільки вони є однорідними. Розрахунок деформованого стану цих двох випадків дозволяє порівняти значення деформацій із Варіантом 1 та зробити висновок щодо впливу шаруватості на розвиток осадок. В основу розрахунку покладено метод скінченних елементів на основі розрахункового комплексу Structure CAD (SCAD).

Після створення СЕ-моделей, проводився їх розрахунок, результати якого наведені на рис. 3 і 4.

Аналіз завантаження моделі саме дією метропоїзду дозволяє відділити її від дії власної ваги масиву та конструкції, яка за принципом суперпозиції може бути додана до неї. Випадок дії метропоїзду демонструє стан конструкції, яка взаємодіє із оточуючим масивом, коли всі процеси формування гірського тиску закінчилися. Результати розрахунку показали, що вплив метропоїзду на горизонтальні переміщення оправи майже не відчувається, оскільки значення деформацій у всіх трьох варіантах є однаковим (максимальне – 0,4 мм на горизонтальному діаметрі оправи). Горизонтальні деформації в моделі, тобто в оправі, що взаємодіє з масивом якісно практично ідентичні, а кількісно змінюються незначно (0,4...0,5 мм).

Таку ж незначну зміну в моделі можна засвідчити і для викликаних дією масиву горизонтальних деформацій, які якісно співпадають в моделі та в фрагменті моделі (оправі).

Аналіз рис. 3 і 4 свідчить про те, що вплив метропоїзду на вертикальні переміщення оправи є відчутним, оскільки значення деформацій у всіх трьох варіантах знаходиться в межах 10 мм (варіант 1 – -9,5 мм, варіант 2 – -7,2 мм, варіант 3 – -9,7 мм). В цій компоненті різниця між варіантами вже значна і складає 1,32 рази між варіантом 1 та 2 та 1,35 рази між варіантами 2 та 3, тобто можна свідчити, що закладення масиву варіанту 2 (закладення в глині) є найбільш оптимальним, причому різниця між варіантами 1 та 2 є незначною. Таким чином, часткове закладення тунелю в глині, коли пісок є підстилаючим шаром, практично не впливає позитивно на деформований стан, що пояснюється більшою деформаційною здатністю піску. Вертикальні деформації від дії масиву якісно практично співпадають в моделі та в фрагменті моделі (оправі), але кількісно вони підтверджують те, що було відмічено у випадку дії метропоїзду.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

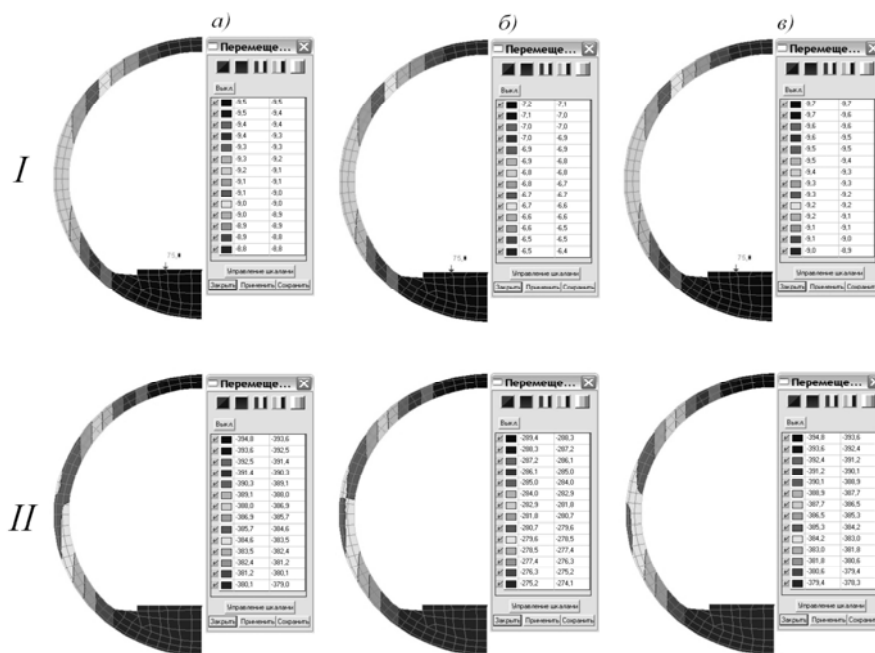


Рис. 3. Ізолінії та ізополя вертикальних переміщень оправи тунелю від дії метропоїзду (I) та власної ваги моделі (II):

а – варіант 1; б – варіант 2; в – варіант 3

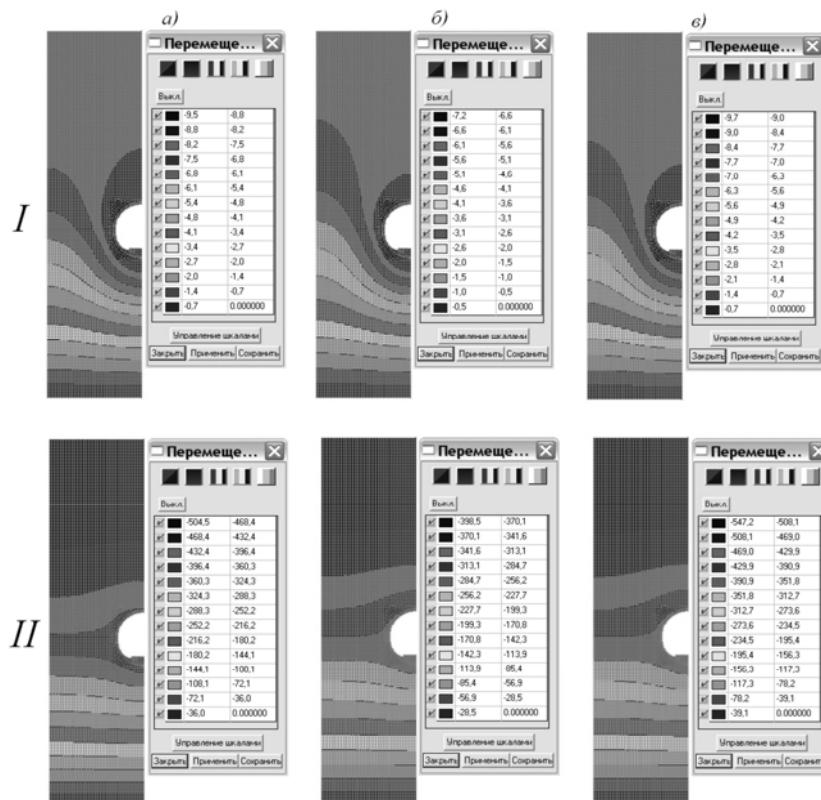


Рис. 4. Ізолінії та ізополя вертикальних переміщень масиву навколо тунелю від дії метропоїзду (I) та власної ваги моделі (II):

а – варіант 1; б – варіант 2; в – варіант 3

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Але слід відмітити відповідну зміну у кількісних максимальних значеннях вертикальних деформацій (верх моделі): варіант 1 – -394,8 мм, варіант 2 – -289,3 мм, варіант 3 – -394,8 мм.

Для того, щоб знайти абсолютні деформації точок оправи, наприклад, в замку, слід відняти значення деформації в ньому від значення в лотку. Таким чином, максимальні значення вертикальних деформацій в замку складають: варіант 1 – $-394,8 - (-379) = -15,4$ мм, Варіант 2 – $-289,3 - (-274,1) = -15,2$ мм, Варіант 3 – $-394,8 - (-378,3) = -16,5$ мм. Це також свідчить про більшу деформаційну здатність масиву у варіанті 1 та 3, хоча варіант 1 у цьому випадку дії навантаження ближче до варіанту 2.

Одним із важливих факторів, який впливає на розвиток деформацій, є зміна деформаційних властивостей, особливо модуля деформації ґрунту, наприклад, під впливом ґрунтових вод, тим більше, що шар піску (ІГЕ 78а) позначений наявністю підземних вод, приурочених до буцацько-канівського водонесного горизонту, який мають схильність до підйому.

Проведено розрахунок реального випадку закладення тунелю (Варіант 1), але із зміною модуля деформації піску. Вже було розраховано модель із модулем деформації $E = 20$ МПа,

тому проведено ще шість розрахунки Варіанту 1 – із $E = 17,5$ МПа (Підваріант 1), 2 – $E = 15$ МПа (Підваріант 2), 3 – $E = 12,5$ МПа (Підваріант 3), 4 – $E = 10$ МПа (Підваріант 4), 5 – $E = 7,5$ МПа (Підваріант 5), 6 – $E = 5$ МПа (Підваріант 6), результати розрахунків яких наведено у порівнянні із Варіантом 1. Аналогічно попередньому розрахунку визначено максимальні вертикальні деформації в замку оправи. Окрім того варто зазначити, що якісна картина розподілення ізополів переміщень не змінилася, змінилися лише кількісні значення.

Аналізуючи абсолютні вертикальні деформації оправи варто зазначити, що зменшення модулю пружності піску (моделювання замочування) суттєво впливає на вертикальні деформації оправи. Також слід відмітити, що даний розрахунок проводився в статичній постановці, хоча в реальних умовах динамічна дія від руху метропоїзду викликає віброосідання замоченого піску під оправою тунелю.

Крім того залежність між модулем пружності піску і деформація має цілком закономірний характер, який можна відстежити за допомогою побудови графіка (рис. 5).

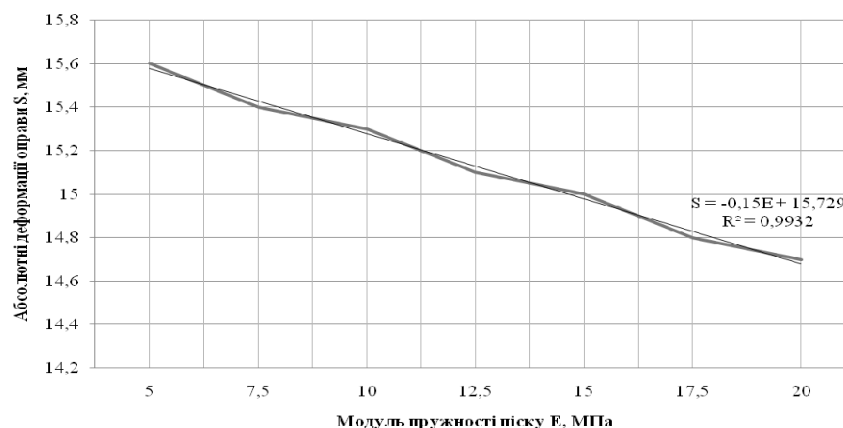


Рис. 5. Графік залежності вертикальних деформацій оправи від модулю пружності піску

В якості апроксимуючої функції була вибрана лінійна залежність, яка відображається рівнянням $y = -0,15x + 15,729$, величина достовірності апроксимації становить $R^2 = 0,9932$, що вказує на дуже високе співпадіння із апроксимуючою лінійною функцією.

Максимальні вертикальні деформації оправи становлять 15,6 мм при найменшому заданому модулю пружності піску – 5 МПа.

В реальних умовах додаткова динамічна дія від руху метропоїзду призведе до ще більшого зростання деформацій, які призведуть до встановлення обмеження швидкості метропоїзду на даній ділянці перегінного тунелю. Покращення деформованого стану оправи тунелів на ділянках зміни характеристик ґрунтів навколишнього масиву (особливо підстеляючих оправу) може бути досягнуто шляхом хімічного закріплення слабких ґрунтів або загальною зміною

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

осі тунелю в плані та профілі для того, щоб максимально використати міцність та стійкість шару ґрунту з більшими деформаційними характеристиками.

Наукова новизна та практична значимість

В роботі виявлена основна причина значних деформацій на ділянці переходу від спондилових глин до водонасичених пісків, що пояснюється явищем віброосідання водонасиченої основи під тунелем і визначає наукову новизну проведених досліджень. Запропоновані підходи по зменшенню деформацій при будівництві перегінних тунелів на ділянці переходу від спондилових глин до водонасичених пісків Київського метрополітену і це є практичною значимістю роботи.

Висновки

На основі проведеного дослідження перегінних тунелів Подільсько-Вигурівської лінії Київського метрополітену зроблені такі висновки:

1. Наявність слабких водонасичених ґрунтів в лотковій частині тунелів на ділянці переходу від спондилових глин до водонасичених пісків викликає суттєве підвищення деформацій як конструкції тунелів, а також загальні віброосідання в ґрунтовій основі.

2. Виконане наукове дослідження доводить, що зміна фізико-механічних характеристик ґрунтів в межах оправи тунелів суттєво впливає на рівень деформованого стану самих оправ.

3. Результати математичного моделювання свідчать, що найбільш оптимальним закладенням перегінних тунелів є ІГЕ 73 (глина спондилова), оскільки деформований стан при такому заляганні відрізнявся найменшими значеннями перемішень.

4. Замочування піщаного шару у разі підняття рівня підземних вод призведе до збільшення осідання оправи в наслідок зменшення модуля пружності піску. Залежність між деформаціями оправи і зменшенням модулю пружності піску має лінійний характер.

5. Покращення деформованого стану оправи тунелів на ділянках зміни характеристик ґрунтів навколишнього масиву (особливо підстиляючих оправу) може бути досягнуто шляхом хімічного закріплення слабких ґрунтів або загальною зміною осі тунелю в плані та профілі для

того, щоб максимально використати міцність та стійкість шару ґрунту з більшими деформаційними характеристиками.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Баженов, В. А. Полуаналитический метод конечных элементов в механике деформируемых тел [Текст] / В. А. Баженов, А. И. Гуслер, А. С. Сахаров. – Киев : НИИ строительной механики, 1993. – 376 с.
2. Вознесенский, Е. А. Поведение грунтов при динамических нагрузках [Текст] / Е. А. Вознесенский. – Москва : Изд-во МГУ, 1997. – 286 с.
3. ДБН В.2.3-7-2010. Споруди транспорту. Метрополітени [Текст]. – Київ : ДП «Укрархбудінформ», 2011. – 195 с.
4. Кудрявцев, И. А. Влияние вибрации на основания сооружений [Текст] / И. А. Кудрявцев. – Гомель : БелГУТ, 1999. – 274 с.
5. Перельмутер, А. В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа [Текст] / А. В. Перельмутер, В. И. Сливкер. – Киев : Сталь, 2002. – 600 с.
6. Петренко, В. И. Современные технологии строительства метрополитенов в Украине [Текст] / В. И. Петренко, В. Д. Петренко, А. Л. Тюткин. – Днепропетровск : Наука і освіта, 2005. – 252 с.
7. Петренко, В. Д. Комплексний аналіз колонної станції із варіацією глибини закладення [Текст] / В. Д. Петренко, О. Л. Тюткін, В. І. Петренко // Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна. – Дніпропетровськ : Вид-во ДНУЗТу, 2011. – Вип. 39. – С. 138-143.
8. Петренко, В. Д. Обзор аналитических и экспериментальных методов исследования взаимодействия массива и крепи [Текст] / В. Д. Петренко, А. Л. Тюткин, В. И. Петренко // Зб. наук. праць Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна «Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика». – Дніпропетровськ : Вид-во ДНУЗТу, 2012. – Вип. 1. – С. 75-81.
9. Тюткін, О. Л. Розробка теоретичних основ модифікованого методу розрахунку тунелів колового окреслення [Текст] / О. Л. Тюткін, В. А. Мірошник // Зб. наук. праць Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна «Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика». – Дніпропетровськ : Вид-во ДНУЗТу, 2012. – Вип. 2. – С. 96-100.
10. Фролов, Ю. С. Метрополитены. Учебник для вузов [Текст] / Ю. С. Фролов, Д. М. Голицын-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

- кий, А. П. Ледяев. – Москва : Желдориздат, 2001. – 528 с.
11. SCAD для пользователя [Текст] / В. С. Карпиловский, Э. З. Криксунов, А. В. Перельмутер и др. – Киев : ВВП «Компас», 2000. – 332 с.
 12. Ali Ghorbani Buckling of the steel liners of underground road structures: the sensitivity analysis of geometrical parameters / Ali Ghorbani, Hadi Hsanzadehshooili, Antanas Šapalas, Ali Lakirouhani – The Baltic Journal of Road and Bridge Engineering, Vilnius: Technika, 2013, Vol. VIII, No 4, p. 250-254.
 13. Gang Zheng. Numerical analyses of influence of overlying pit excavation on existing tunnels / Gang Zheng, Shao-wei Wei – Journal of Central South University, Tianjin: Central South University, 2008, Vol. 15, Issue 2 Supplement, p. 69-75.
 14. Hamid Chakeri. Analysis of interaction between tunnels in soft ground by 3D numerical modeling / Hamid Chakeri, Rohola Hasanpour, Mehmet Ali Hindistan, Bahtiyar Ünver – Bulletin of Engineering Geology and the Environment, Berlin: Springer Berlin Heidelberg, 2011, Vol. 70, Issue 3, p. 439-448.

В. Д. ПЕТРЕНКО^{1*}, А. Л. ТЮТЬКИН^{2*}, Е. Ю. КУЛАЖЕНКО^{3*}

^{1*} Каф. «Тоннели, основания и фундаменты», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (050) 708 50 69, эл. почта petrenko1937@mail.ru

^{2*} Каф. «Тоннели, основания и фундаменты», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (066) 290 45 18, эл. почта tutkin@mail.ru

^{3*} Каф. «Тоннели, основания и фундаменты», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (098) 768 49 21, эл. почта jaksson777@rambler.ru

ПРОБЛЕМА ОПРЕДЕЛЕНИЯ ДЕФОРМАЦИЙ ОБДЕЛКИ ПЕРЕГОННЫХ ТОННЕЛЕЙ ПРИ СУЩЕСТВЕННОМ ИЗМЕНЕНИИ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ

Цель. На участке существенного изменения инженерно-геологических условий могут возникать значительные деформации конструкции перегонных и станционных тоннелей. Необходимо выявить причину развития деформаций, разработать пути ее минимизации и на основе моделирования и расчетов и выяснить возможность изменения оси тоннеля относительно к инженерно-геологическим условиям. **Методика.** Для решения проблемы анализа деформированного состояния системы «конструкция-массив» проведено численное моделирование методом конечных элементов (МКЭ), на основе полученных результатов построены графики и установлены зависимости деформации обделок тоннелей при существенном изменении инженерно-геологических условий. **Результаты.** Наличие слабых водонасыщенных грунтов в лотковой части тоннелей при существенном изменении инженерно-геологических условий вызывает повышение деформаций конструкции тоннелей, а также общие виброосадки в грунтовом основании. Кроме того, изменение физико-механических характеристик грунтов в пределах обделки тоннелей значительно влияет на уровень деформированного состояния самих обделок. Улучшение деформированного состояния обделки тоннелей на участках изменения характеристик грунтов окружающий массив (особенно подстилающих обделку) может быть достигнут путем химического закрепления слабых грунтов или общим изменением оси тоннеля в плане и профиле для того, чтобы максимально использовать прочность и устойчивость слоя грунта с большими деформационными характеристиками. Выбор решения из двух приведенных вариантов повышения эксплуатационных характеристик обделки перегонного тоннеля с одновременным повышением его долговечности и уменьшением межремонтных сроков следует обосновывать с привлечением экономических расчетов. **Научная новизна.** Выявлена основная причина значительных деформаций на участке перехода от глин к пескам, что объясняется явлением виброосадок водонасыщенного основания под тоннелем. **Практическая значимость.** Предложены подходы по уменьшению деформаций при строительстве перегонных тоннелей Киевского метрополитена при существенном изменении инженерно-геологических условий.

Ключевые слова: оседание водонасыщенного основания; метод конечных элементов; деформированное состояние; изменение инженерно-геологических условий; анализ деформаций

V. D. PETRENKO^{1*}, O. L. TYUTKIN^{2*}, YE. YU. KULAZHENKO^{3*}

^{1*} Department «Tunnels bases and foundations of Dnepropetrovsk National University of Railway Transport named after Academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnepropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (050) 708 50 69, e-mail petrenko1937@mail.ru

^{2*} Department «Tunnels bases and foundations of Dnepropetrovsk National University of Railway Transport named after Academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnepropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (066) 290 45 18, e-mail tutkin@mail.ru

^{3*} Department «Tunnels bases and foundations of Dnepropetrovsk National University of Railway Transport named after Academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnepropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (098) 768 49 21, e-mail jaksson777@rambler.ru

ANALYSIS OF DEFORMED STATE STRUCTURES KIEV SUBWAY TUNNELS ON AN AREA OF TRANSITION FROM SPONDYLOV'S CLAY TO BUCHATSKIY SANDS

Purpose. The considerable deformations of construction of running and station tunnels on the area of substantial change of engineering and geological terms may be arise. It is necessary to expose the reason of development of deformations, to develop the ways of its minimization and on the basis of design and calculations and to find out possibility of change of axis to the tunnel relatively to the engineering-geological terms. **Methodology.** For the decision of the deformed state analysis problem of the system «construction-array» the numeral analysis by using the finite element method (FEM) is conducted. On the basis of the got results the graphs are built and dependences of tunnels support deformation at the substantial change of engineering and geological terms are established. **Findings.** The presence of the weak watersaturated soils in tray part of tunnels at the substantial change of engineering-geological terms causes the increase of deformations of tunnels construction, and also vibrodeformations in the ground bases. In addition, the change of physical and mechanical characteristics of soils within the limits of support of tunnels considerably influences on the level of the supports deformed state. The improvement of the deformed state of tunnels support on the areas of change of soils characteristics surrounding array (especially lay of support) can be attained by the chemical fixing of weak soils or common change of tunnel axis in a plan and profile in order to maximally use durability and stability of soil layer with biggest deformation characteristics. The choice of decision from two resulted variants of increase of operating characteristics of running tunnel support of his durability and decreasing of between repair terms follows to ground with bringing in of economic calculations. **Originality.** The principal reason of considerable deformations on the area of transition from clays to sands is exposed, that is explained by the phenomenon of the watersaturated base vibrodeformations under a tunnel. **Practical value.** Offered approaches on diminishment of deformations at building of running tunnels of Kiev underground passage at the substantial change of engineering and geological terms.

Keywords: settling of the watersaturated base; finite element method; strain state; change of engineering and geological terms, analysis of strains

Стаття рекомендована до публікації д.т.н., проф. М. М. Біляєвим (Україна), д.т.н., проф. Й. Й. Лучко (Україна).

Надійшла до редколегії 26.06.2014

Прийнята до друку 02.07.2014

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 624.21.01/09

М. М. ПОПОВИЧ¹, Д. Ю. ІГНАТЕНКО^{2*}

¹ Каф. «Мости», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (096) 649 32 92

^{2*} Каф. «Мости», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (067) 181 02 11, ел. пошта dola1992@i.ua

МЕТОДИКА РОЗРАХУНКУ ТА ВИЗНАЧЕННЯ ВАНТАЖОПІДЙОМНОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ АРКОВИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВ З ЇЗДОЮ ПОВЕРХУ МЕТОДОМ КЛАСИФІКАЦІЇ

Мета. Порівняння класів рухомого складу з класами елементів прогонових будов дозволяє судити про можливість та умови пропуску його по мостах. **Методика.** Для головних балок прогонової будови визначають максимальну інтенсивність тимчасового вертикального рівномірно розподіленого навантаження, яка не викликає наступ граничного стану при нормальній експлуатації моста. Розраховану таким чином інтенсивність надалі для стислості називають допустимим тимчасовим навантаженням. **Результати.** За виведеними формулами були отримані класи головних балок проїзної частини Дарницького залізничного моста. **Наукова новизна.** Виведено формули для визначення класів головних балок проїзної частини арокних залізобетонних прогонових будов з їздою поверху і визначені способи навантажування багатозначних ліній впливу у разі різних варіантів розрахунку. Порівняння отриманих класів дозволяє оцінити точність і похибку у визначенні за різними розрахунковими схемами. **Практична значимість.** За цією методикою були визначені класи головних балок проїзної частини Дарницького моста, як приклад.

Ключові слова: вантажопідйомність; класифікація; залізобетонні мости; проїзна частина; головна балка

Вступ

Всі мости залізничної мережі класифікують за вантажопідйомністю з метою визначення умов пропуску по ним різних поїзних навантажень та вирішення питань про підсилення, ремонт або заміну прогонових споруд. Методика визначення вантажопідйомності залізобетонних аркових прогонових будов з їздою поверху включає в себе перелік інженерних розрахунків, які враховують фактичний фізичний стан споруди.

Мета

Метою дослідження є отримання та порівняння результатів розрахунку вантажопідйомності аркових залізобетонних мостів з їздою по верху за розробленою методикою з результатами розрахунку елементів за методом, який не враховує сумісну роботу проїзної частини, стійок та арки як системи. Визначення несучої

спроможності окремих елементів споруди дозволяє оцінити можливість та умови пропуску тимчасового навантаження і виявити необхідність підсилення конструкції моста.

Методика

Методика розрахунку вантажопідйомності передбачає побудову розрахункової просторової стержневої скінчено-елементної моделі моста (рис. 1) у програмному комплексі, який дозволяє змодельовати рухоме тимчасове вертикальне навантаження на конструкцію моста у вигляді одиничної сили та отримати необхідні лінії впливу зусиль в усіх елементах.

Методика визначає способи та варіанти завантаження знакозмінних ліній впливу на основі проведеного аналізу результатів дослідження. Всі розрахунки вантажопідйомності зводяться до визначення максимального тимчасового навантаження – несучої здатності прогонової будови.

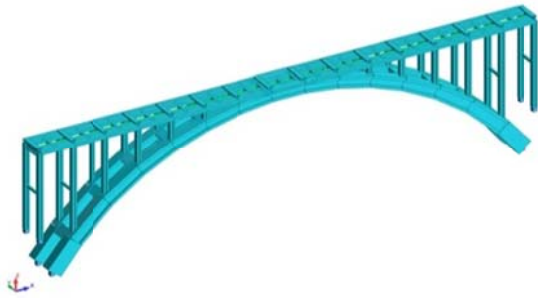


Рис. 1. Розрахункова модель аркової прогонової будови Дарницького моста

Класифікація проїзної частини

Для визначення несучої здатності перерізів головних балок проїзної частини і плити баластового корита прогонової будови необхідно провести розрахунок найбільш небезпечних перерізів на міцність за згинальним моментом, поперечною силою, а також на витривалість (рис. 2).

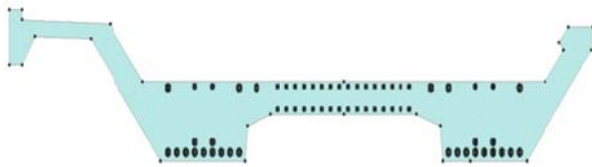


Рис. 2. Поперечний переріз проїзної частини – плитна прогонова будова у вигляді баластного корита

Класифікація головних балок

Спочатку визначається переріз головної балки і приводиться до таврового (рис. 3).

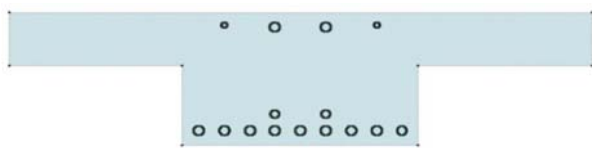


Рис. 3. Приведений тавровий переріз головної балки проїзної частини

Далі визначається висота стиснутої зони бетону

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b} = \frac{19 \cdot 64,47}{1,2 \cdot 65} = 15,71 \text{ см},$$

де R_s – розрахунковий опір розтягнутої арматури; A_s – площа поперечного перерізу розтягнутої арматури; R_b – розрахунковий опір бетону на стиск; b – ширина стінки головної балки.

Розрахунок головної балки за згинальним моментом (за нерозрізною схемою)

Клас головної балки за нерозрізною схемою на міцність за несучою здатністю визначається із наступної формули

$$\varepsilon_k K_n k_n (1 + \mu) n_k \Omega_{\kappa_1} - \varepsilon_k k_{nn} (1 + \mu) \Omega_{\kappa_2} + \varepsilon_k k_n (1 + \mu) n_k \Omega_{\kappa_3} + \varepsilon_p p \Omega_p = R_b b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right),$$

де K_n – клас поїзного навантаження; $k_{nn} = 14$ кН/м – навантаження від порожнього рухомого складу.

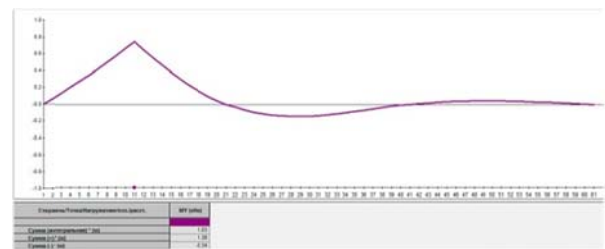


Рис. 4. Лінія впливу згинального моменту в головній балці за нерозрізною схемою ($l = 3 \times 3,71$)

Площа лінії впливу для навантаження від власної ваги

$$\Omega_p = \Omega_{\kappa_1} - \Omega_{\kappa_2} + \Omega_{\kappa_3}.$$

Якщо прийняти $K_n = K$, тобто клас елемента, що розраховується

$$k_n \varepsilon_k K_n (1 + \mu) n_k \Omega_{\kappa_1} - k_n \varepsilon_k (1 + \mu) n_k \Omega_{\kappa_2} = R_b b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + k_{nn} \varepsilon_k (1 + \mu) n_k \Omega_{\kappa_2} - \varepsilon_p p \Omega_p.$$

Отримаємо клас головної балки з розрахунку на міцність

$$K = \left(R_b b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + k_{nn} \varepsilon_k (1 + \mu) n_k \Omega_{\kappa_2} - \varepsilon_p p \Omega_p + k_n \varepsilon_k (1 + \mu) n_k \Omega_{\kappa_3} \right) / k_n \varepsilon_k (1 + \mu) n_k \Omega_{\kappa_1}.$$

де k_n – еквівалентне тимчасове вертикальне навантаження Н1 (за схемою поїзда 1931 р.) при $\lambda = \lambda_1$, $\alpha = \alpha_1$; $1 + \mu$ – динамічний коефіцієнт до тимчасового навантаження при $\lambda = \lambda_1$, $\alpha = \alpha_1$.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

$$K = \left(12000 \cdot 0,65 \cdot 0,1571 \cdot \left(0,345 - \frac{0,1571}{2} \right) + \right. \\ \left. + 14 \cdot 0,51,6411,150,34 - \right. \\ \left. - 12,441,03 + 24,7 \cdot 0,51,6411,150,11 \right) / \\ / 24,7 \cdot 0,51,6411,151,26 = 11,27$$

Розрахунок головної балки за згинальним моментом (за схемою, яка складається з арки, стійок та проїзної частини)

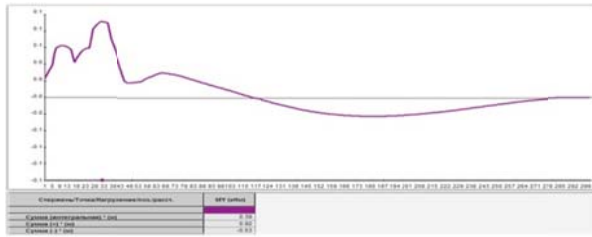


Рис. 5. Лінія впливу згинального моменту за сумісною схемою арка-стійка-балка (найбільше значення площі лінії впливу на опори зі стійкою Р-1)

Клас головної балки з розрахунку на міцність

$$K = \frac{R_b b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) - \varepsilon_p p \Omega_p + k_n \varepsilon_k (1 + \mu) n_k \Omega_{k_2}}{k_n \varepsilon_k (1 + \mu) n_k \Omega_{k_1}}$$

$$K = \left(12000 \cdot 0,65 \cdot 0,1571 \cdot \left(0,345 - \frac{0,1571}{2} \right) - \right. \\ \left. - 12,44 \cdot 0,39 + 16,9 \cdot 0,51,6411,150,53 \right) / \\ / 18,4 \cdot 0,51,6411,150,92 = 19,99$$

В результаті порівняння класів тимчасового вертикального навантаження за розрізною і нерозрізною схемами із загальною розрахунковою схемою для визначення класу отримуємо у відсотках

$$\frac{19,99 - 11,27}{19,99} \cdot 100\% = 43,6$$

$$\frac{19,99 - 5,38}{19,99} \cdot 100\% = 73,1\%$$

Визначення класу головної балки за розрахунком на витривалість

Умова міцності за бетоном

$$\frac{M^e}{I_{red}} x' = m_{b_1} R_b$$

Згинальний момент в головній балці з розрахунку на витривалість

$$M^e = k_n \varepsilon_k K_n \left(1 + \frac{2}{3} \mu \right) \varepsilon \Omega_{k_1} - k_{nn} \varepsilon_k \left(1 + \frac{2}{3} \mu \right) \varepsilon \Omega_{k_2} + \\ + \varepsilon_k K_n \left(1 + \frac{2}{3} \mu \right) \varepsilon \Omega_{k_3} + \varepsilon_p p \Omega_p$$

З умови міцності маємо:

$$M^e = \frac{m_{b_1} R_b I_{red}}{x'}$$

Умова міцності перерізу

$$k_n \varepsilon_k K_n \left(1 + \frac{2}{3} \mu \right) \varepsilon \Omega_{k_1} - k_{nn} \varepsilon_k \left(1 + \frac{2}{3} \mu \right) \varepsilon \Omega_{k_2} + \\ + \varepsilon_k K_n \left(1 + \frac{2}{3} \mu \right) \varepsilon \Omega_{k_3} + \varepsilon_p p \Omega_p = \frac{m_{b_1} R_b I_{red}}{x'} \\ K_n = K$$

Клас головної балки з розрахунку на витривалість

$$K = \left(m_{b_1} R_b I_{red} \right) / \\ / x' \left(\varepsilon_k \left(1 + \frac{2}{3} \mu \right) \varepsilon \left(k_n \Omega_{k_1} + \Omega_{k_3} \right) - \right. \\ \left. - k_{nn} \varepsilon_k \left(1 + \frac{2}{3} \mu \right) \varepsilon \Omega_{k_2} + \varepsilon_p p \Omega_p \right)$$

Коефіцієнт умов роботи бетону, що враховує вплив багаторазового повторюваного навантаження

$$m_{b_1} = 0,6 \beta_b \varepsilon_b$$

$$\sigma_{b_1} = \frac{M}{I_{red}} \cdot x = \frac{32650,25}{517222} \cdot 15,71 = 0,99 \text{ кН/см}^2$$

$$\sigma_{b_2} = \frac{M_p}{I_{red}} \cdot x = \frac{465}{517222} \cdot 15,71 = 0,014 \text{ кН/см}^2$$

Коефіцієнт відношення мінімального напруження до максимального

$$p_b = \frac{\sigma_{b,min}}{\sigma_{b,max}} = \frac{0,014}{0,99} = 0,014$$

Коефіцієнт, який залежить від асиметрії циклу повторюваних напружень

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

$$\varepsilon_b = 1,0$$

Коефіцієнт, що враховує збільшення міцності бетону в часі

$$\beta_b = 1,31$$

$$m_{b_1} = 0,6 \cdot 1,31 \cdot 1,0 = 0,786$$

Висота стиснутої зони бетону

$$x' = -\frac{n'(A_s + A'_s)}{b} + \sqrt{\left(\frac{n'(A_s + A'_s)}{b}\right)^2 + \frac{2n'(A_s h_0 + A'_s a'_s)}{b}}$$

де n' – коефіцієнт – умовне відношення модулів пружності арматури та бетону

$$x' = -\frac{25(64,47 + 16,34)}{65} + \sqrt{\left(\frac{25(64,47 + 16,34)}{65}\right)^2 + \frac{2 \cdot 25(64,47 \cdot 34,5 + 16,34 \cdot 3)}{65}} = 21$$

$$K = (0,786 \cdot 12000 \cdot 0,00517222) /$$

$$/ \left(0,21 \left(0,685 \left(1 + \frac{2}{3} \cdot 0,641 \right) 0,5(18,4 \cdot 1,26 + 0,11) - \right. \right.$$

$$\left. - 14 \cdot 0,685 \left(1 + \frac{2}{3} \cdot 0,641 \right) 0,5 \cdot 0,34 + 1 \cdot 2,44 \cdot 0,39 \right) = 23,21$$

Умова міцності за арматурою:

$$n' \frac{M}{I_{red}} (h - x' - a_u) \leq m_{as1} R_s$$

Звідси маємо

$$M = \frac{m_{as1} R_s I_{red}}{n' (h - x' - a_u)}$$

де n' – коефіцієнт – умовне відношення модулів пружності арматури та бетону; m_{as1} – коефіцієнт, що враховує асиметрію циклу напружень у бетоні й у не напружуваній арматурі; a_u – відстань від зовнішньої розтягнутої грані до осі найближчого ряду арматури.

$$m_{as1} = \varepsilon_{ps} \beta_{pw}$$

$$\sigma = \frac{M}{I_{red}} \cdot x$$

$$\sigma_{max} = \frac{M}{I_{red}} \cdot x = \frac{32650,25}{517222} \cdot 15,71 = 0,99 \text{ кН/см}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{M_p}{I_{red}} \cdot x = \frac{465}{517222} \cdot 15,71 = 0,014 \text{ кН/см}^2$$

$$p = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}} = \frac{0,014}{0,99} = 0,014$$

$$\varepsilon_{ps} = 0,81 \quad \beta_{pw} = 0,75$$

$$m_{as1} = 0,81 \cdot 0,75 = 0,608$$

Згинальний момент з розрахунку на витривалість

$$M^e = k_n \varepsilon_k K_n \left(1 + \frac{2}{3} \mu \right) \varepsilon \Omega_{k_1} - k_{nn} \varepsilon_k \left(1 + \frac{2}{3} \mu \right) \varepsilon \Omega_{k_2} +$$

$$+ \varepsilon_k K_n \left(1 + \frac{2}{3} \mu \right) \varepsilon \Omega_{k_3} + \varepsilon_p p \Omega_p$$

$$k_n \varepsilon_k K_n \left(1 + \frac{2}{3} \mu \right) \varepsilon \Omega_{k_1} - k_{nn} \varepsilon_k \left(1 + \frac{2}{3} \mu \right) \varepsilon \Omega_{k_2} +$$

$$+ \varepsilon_k K_n \left(1 + \frac{2}{3} \mu \right) \varepsilon \Omega_{k_3} + \varepsilon_p p \Omega_p = \frac{m_{as1} R_s I_{red}}{n' (h - x' - a_u)}$$

Клас головної балки з розрахунку на витривалість

$$K = m_{as1} R_s I_{red} / n' (h - x' - a_u) \times$$

$$\times \left(\varepsilon_k \left(1 + \frac{2}{3} \mu \right) \varepsilon (k_n \Omega_{k_1} + \Omega_{k_3}) - k_{nn} \varepsilon_k \left(1 + \frac{2}{3} \mu \right) \varepsilon \Omega_{k_2} + \varepsilon_p p \Omega_p \right)$$

$$K = 12,86$$

Висновки

Для отримання точних результатів розрахунку вантажопідйомності та визначення класів головних балок проїзної частини необхідно правильно побудувати розрахункову модель, яка б відповідала конструкції моста у дійсності, а також враховувала умови взаємного розташування елементів та в'язей. Неврахування взаємного впливу роботи арки з проїзною частиною досить сильно спотворює результати розрахунку, тому при визначенні вантажопідйомності це необхідно враховувати розрахунком загальної системи. Методика розрахунку дозволяє провести класифікацію головних балок проїзної частини аркових залізобетонних прогонових будов з їздою поперху аналітично, а також визначити

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

фактичні класи для визначення умов пропуску рухомого складу.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Руководство по определению грузоподъемности железобетонных пролетных строений железнодорожных мостов [Текст] – МПС. Москва : Транспорт, 1989. – 125 с.
2. Руководство по определению грузоподъемности металлических пролетных строений железнодорожных мостов [Текст]. – МПС. Москва : Транспорт, 1987. – 272 с.
3. ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування [Текст]. – Чинні від 2007-02-01. – Київ : Мін. буд., архіт. та житл.-комун. госп-ва, 2006. – 359 с.
4. Поливанов, Н. И. Проектирование и расчет железобетонных и металлических автодорожных мостов [Текст] Учебн. пособие / Н. И. Поливанов. – Москва : Транспорт, 1970. – 516 с.
5. Кириллов, В. С. Строительство мостов и труб. (Справочник инженера) [Текст] / В. С. Кириллов. – Москва : Транспорт, 1975. – 600 с.

Н. Н. ПОПОВИЧ¹, Д. Ю. ИГНАТЕНКО^{2*}

¹ Каф. «Мосты », Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, 49010 Днепропетровск, Украина, тел. +38 (096) 649 32 92

^{2*} Каф. «Мосты », Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, 49010 Днепропетровск, Украина, тел. +38 (067) 181 02 11, эл. почта dola1992@i.ua

МЕТОДИКА РАСЧЕТА И ОПРЕДЕЛЕНИЯ ГРУЗОПОДЪЕМНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ АРОЧНЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ С ЕЗДОЙ ПОВЕРХУ МЕТОДОМ КЛАССИФИКАЦИИ

Цель. Сравнение классов подвижного состава с классами элементов пролетных строений позволяет судить о возможности и условиях пропуска его по мостам. **Методика.** Для главных балок пролетного строения определяют максимальную интенсивность временной вертикальной равномерно распределенной нагрузки, которая не вызывает наступление предельного состояния при нормальной эксплуатации моста. Рассчитанную таким образом интенсивность в дальнейшем для краткости называют допустимой временной нагрузкой. **Результаты.** По выведенным формулам были получены классы главных балок проезжей части Дарницкого железнодорожного моста. **Научная новизна.** Выведены формулы для определения классов главных балок проезжей части арочных железобетонных пролетных строений с ездой поверху и определены способы загрузки многозначных линий влияния в случае различных вариантов расчета. Сравнение полученных классов позволяет оценить точность и погрешность в определении по разным расчетным схемам. **Практическая значимость.** По этой методике были определены классы главных балок проезжей части Дарницкого моста, как пример.

Ключевые слова: грузоподъемность; классификация; железобетонные мосты; проезжая часть; главная балка

N. N. POPOVICH¹, D. YU. IGNATENKO^{2*}

¹ Dept. of Bridges, Dnepropetrovsk national university of railway transport named after academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnepropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (096) 649 32 92

^{2*} Dept. of Bridges, Dnepropetrovsk national university of railway transport named after academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnepropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (067) 181 02 11, e-mail dola1992@i.ua

THE TECHNIQUE OF CALCULATION AND DETERMINATION OF THE CARRYING CAPACITY OF REINFORCED CONCRETE ARCHED CONSTRUCTIONS WITH RIDING SURFACE ACCORDING TO THE CLASSIFICATION METHOD

Purpose. Comparing Classes rolling elements with classes superstructures gives an indication of the possibilities and conditions of his passes over the bridge. **Methodology.** For the main beams span determine the maximum inten-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

sity of temporary vertical uniformly distributed load that does not cause a limiting condition during normal operation of the bridge. Thus calculated intensity for brevity called allowable time - viscous heating. **Findings.** The formulas were derived classes of the main beams carriageway Darnytsia railway bridge. **Originality.** The formulas for determining the classes of the main beams of the roadway arch concrete superstructures with riding on top and defined ways of loading multivalued lines of influence in the case of different variants of calculation. Comparison of the class to evaluate the accuracy and error in determining for various design schemes. **Practical value.** By this procedure the major classes were defined by the beams of the bridge roadway Darnytsia as an example.

Keywords: load; classification; reinforced concrete bridges; roadway; the main beam

Стаття рекомендована до публікації д.т.н., проф. О. С. Распоповим (Україна), д.т.н., проф. Лантухом-Лященко (Україна).

Надійшла до редколегії 20.06.2014.

Прийнята до друку 02.07.2014.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 504.06

О. С. РАСПОПОВ, О. Г. МАРИНІЧЕНКО*

* Каф. «Мости», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (063) 183 96 41, ел. пошта alexeimar@mail.ru

РЕКОМЕНДАЦІЇ ПО ВПРОВАДЖЕННЮ ШВИДКІСНОГО РУХУ НА ІСНУЮЧИХ НЕРОЗРІЗНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПРОГОВНОВИХ БУДОВАХ

Мета. Аналіз існуючого швидкісного залізничного руху України, придатності колії і інженерних споруд для високошвидкісних потягів, визначення можливості впровадження швидкісного залізничного руху на існуючих залізобетонних мостах з нерозрізними прогоновими будовами. Визначення чинників впливу на динамічну поведінку мостів під рухомим навантаженням, вплив параметрів конструкції і рухомого складу. Взаємодія потягу і прогонової будови. **Методика.** Вибір залізобетонних нерозрізних прогонових будов для аналізу, розробка моделі прогонової будови для проведення динамічного розрахунку, динамічний розрахунок і аналіз поведінки прогонових будов під швидкісним навантаженням. **Результати.** Проаналізовано роботу нерозрізної залізобетонної прогонової будови під навантаженням в залежності від швидкості руху. Отримані величини прогинів і прискорень прогонової будови для різних швидкостей руху. Визначено можливість пропуску високошвидкісних потягів з різними швидкостями руху. **Наукова новизна.** Визначено можливість пропуску швидкісних потягів по існуючим прогоновим будовам по параметрам напружено-деформованого стану від рухомого навантаження (максимальні переміщення і прискорення прогонової будови). **Практична значимість.** Визначення придатності існуючих нерозрізних залізобетонних прогонових будов для руху швидкісних пасажирських потягів з різною швидкістю.

Ключові слова: динаміка мостів; залізобетонні мости; нерозрізні прогонові будови; високошвидкісний рух; Belinda Structure

Вступ

На даний час в Україні швидкість руху пасажирських потягів не перевищує 160 км/год (швидкісні поїзди «Інтерсіті+»: «Hyundai» і «Skoda»), а вантажних – 100 км/год [8]. З розвитком і модернізацією транспортної мережі, впровадженням нових технологій швидкість руху буде поступово збільшуватись [3]. У зв'язку з цим постає питання допустимої швидкості руху по інженерним спорудам, яка не буде викликати негативних наслідків (резонанс, вихід за допустимі межі прискорення мостового настилу та інші динамічні впливи).

Мережа УЗ складається з ліній, що побудовані та експлуатуються відповідно до нормативів СНД і має за основу режим експлуатації залізниць колишнього Радянського Союзу. Майже всі основні магістралі мережі електрифіковані, як правило, повітряними лініями змінного струму 25 кВ, хоча мережі на Сході та Донецькій та Південній залізницях електрифі-

ковані контактною мережею постійного струму 3000 В, щоб відповідати стандартам електрифікації Росії, які використовуються для сусідніх залізниць. Така ж система 3000 В постійного струму застосовується на Львівській залізниці на маршрутах від Львова до Польщі та Словаччини відповідно до мереж сусідніх залізниць.

Майже всі залізничні колії в Україні прокладені широкою колією СНД (1520 мм), а не стандартною європейською шириною колії 1435 мм (хоча 120 км колії стандартної ширини є на заході України). Кілька сусідніх ліній в Польщі, до Катовіце, та Словаччині до Кошице, також прокладені широкою колією, але усі інші лінії у цих країнах прокладені з дотриманням розмірів стандартної колії.

Максимально допустиме навантаження на вісь основних ліній УЗ становить 22 тонни, що майже дорівнює найважчому допустимому навантаженню на вісь – 22,5 тонни на більшості залізниць ЄС. Максимальна швидкість лінії на основних магістральних коридорах становить

© О. С. Распопов, О. Г. Мариниченко, 2014

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

до 120 км/год для пасажирських поїздів та 90 км/год для вантажних перевезень. За західно-європейськими стандартами ця максимальна швидкість пасажирських потягів є порівнянною із другорядними магістралями, а не з класичними основними магістралями, де максимальна швидкість лінії зазвичай становить близько 160 км/год.

На високошвидкісних лініях максимальний розмір поїздів – 400 метрів завдовжки, вагою 1,000 тонн бруто (відповідно до ТСЕС (інфраструктура – 2008/217/ЕС), які набрали чинності з 1 липня 2008 року) [9].

Штучні споруди є невід’ємною і важливою складовою транспортної мережі країни. На даний час в Україні відсутні чіткі рекомендації по визначенню швидкісних режимів руху потягів. Більше 12 % залізничних мостів України через наявність дефектів і невідповідність вимогам ДБН є «бар’єрними» об’єктами, що змушує експлуатаційні служби вводити відповідні обмеження швидкості, що суттєво зменшує об’єми вантажних і пасажирських перевезень.

Динаміка прогонових будов залізничних мостів визначається як динамічними характеристиками самих прогонових будов, конструкцією і станом верхнього шляху на мостах, так і швидкістю руху і параметрами рухомого складу.

В плані динаміки, нерозрізні прогонові будови мають певні переваги перед розрізними: крім більшої вертикальної і горизонтальної жорсткості, нерозрізними прогоновими будовами створюється більш плавний обрис кривої прогину під тимчасовими навантаженнями [2].

Нерозрізні прогонові будови мостів, особливо великих прольотів, займають окреме місце серед стержневих будівельних конструкцій. Являючи собою статично невизначені системи, нерозрізні прогонові будови досить чутливі до нерівномірного вертикального переміщення опор, особливо різко це проявляється в мостах з відносно невеликими прольотами. Але для таких конструкцій відмічається плавність епюру згинальних моментів в місцях переломів на проміжних опорах, що підвищує комфорт їзди в порівнянні зі звичайними розрізними балками.

Динамічна робота нерозрізних прогонових будов мостів вивчена ще не в повному обсязі. Поява локальних тріщин в елементах сталевих ферм, виникнення ексцентриситетів мостового

полотна, зниження загальної вантажопідйомності прогонової будови з високою вірогідністю можна вважати наслідком динамічних навантажень [4].

Для вивчення динамічного впливу навантаження на мости необхідне вивчення параметрів вільних коливань прогонових будов. Випробування рухомим навантаженням для дослідження просторових коливань і амплітуд горизонтальних коливань металевих мостів з нерозрізними прогоновими будовами описані в [5, 6].

Основними формами поперечних коливань нерозрізних прогонових будов є вертикальні, горизонтальні і крутильні коливання, аналогічні коливанням розрізних прогонових будов. Вертикальні коливання в більшості дослідів супроводжувались незначними горизонтальними переміщеннями або закручуванням прогонової будови [5]. Основними факторами, визначаючими величину горизонтальних переміщень, є конструктивні і якісні характеристики рухомого складу. Величини горизонтальних переміщень прогонових будов залежать від швидкості руху навантаження по мосту. При певних швидкостях спостерігаються резонансні явища, коли амплітуди вимушених горизонтальних коливань досягають максимального значення [6].

Важливий вплив на роботу конструкції має кількість прольотів нерозрізної прогонової будови. Дослідження власних коливань несиметричних нерозрізних прогонових будов наведено в [7]. У роботі на прикладі нерозрізних прогонових будов мостів досліджено вплив несиметричності схеми на частоти і форми власних коливань. Показано, що за певних довжин прогонів регулярних схем можливе їх використання для визначення частот прогонових будов.

Динамічні характеристики прогонових будов потрібно назначати так, щоб виключити вірогідні резонансні коливання прогонових будов при високих швидкостях руху потягів.

Резонанс може призводити до тріщиноутворення в бетоні; стирання, зношення баласту внаслідок високим прискоренням; нерівностей шляху.

Найголовнішими чинниками, що впливають на динамічну поведінку, є такі [1]:

- 1) швидкість руху по мосту;
- 2) довжина прогону L елемента і вплив довжини на прогин розглядуваного елемента;
- 3) маса конструкцій;

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

- 4) власні частоти конструкції в цілому і визначальних елементів моста, а також відповідні форми коливань (власні форми) по довжині моста;
- 5) кількість осей, осьові навантаження і відстані між осями;
- 6) демпфування конструкцій;
- 7) вертикальні нерегулярності рейкового шляху;
- 8) характеристики ресор і конструкція підвісок транспортних засобів;
- 9) наявність регулярно розташованих опор плити і колії (поперечні балки, шпали тощо);
- 10) недосконалості рухомого складу (плоскі ділянки, відхилення від кругової форми, дефекти підвіски тощо);
- 11) динамічні характеристики колії (балас-ту, шпал. компонентів рейкового шляху тощо).

Мета

Метою даної статті є визначення можливості впровадження високошвидкісного руху на існуючих залізобетонних прогонових будовах та аналіз впливу швидкості на роботу прогонової будови.

Методика

Основою для розвитку динаміки мостів є наукові дослідження, пов'язані з моделюванням процесів взаємодії рухомого навантаження і пружної стержневої системи. Узагальнюючи результати цих досліджень, умовно можна виділити чотири групи динамічних моделей. В моделях першої групи стержнева система і навантаження приймаються безінерційними, тобто враховуються тільки пружні властивості основи. В моделях другої групи стержнева система не володіє інерцією, але інерційні властивості має об'єкт, моделюючий зовнішній вплив (в простому випадку маса рухається по балці). Моделі третьої групи описують динамічну роботу стержневої системи, яка володіє інерцією, при взаємодії з групою силових факторів. В моделях четвертої групи всі взаємодіючі елементи володіють інерцією. В загальному випадку, питання вибору динамічної моделі залежить від співвідношення мас її елементів, а також цілей випробування. Динамічні моделі взаємодії залізничного потягу з прогоновими будовами, прийняті в цій роботі, відповідають моделям третьої групи.

Для вибору параметрів прогонової будови для дослідження було проаналізовано нижче наведені рекомендації по проектуванню нерозрізних залізобетонних прогонових будов.

У залізобетонних мостах влаштовують дво-, три- і багатопрогонові нерозрізні балки. Два прольоти переважно роблять однаковими. При більшій кількості прогонів, крайні доцільно виконувати дещо коротшими від середніх. Зазвичай крайні прогони беруть у межах 0,7...0,8 довжини середніх.

Нерозрізною системою перекривають прогони завдовжки 50...60 м, в окремих випадках до 100 м і більше. Поперечний переріз великих прогонів часто виконують коробчастим. Висота головних балок 1/16...1/20 від довжини прогону. На середніх опорах висота балок традиційно збільшується на 20...40 % проти висоти посередині прольоту за допомогою влаштування кутів з нахилом не більше 1:3, а для великих прогонів нижній грані балок надають криволінійного обриса.

Над проміжними опорами нижня грань балки повинна мати горизонтальні площини завдовжки 0,6...1,0 м для розміщення опорних частин.

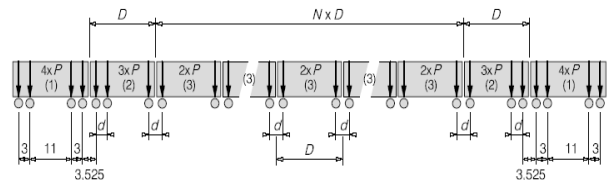


Рис. 1. Модель HSLM-A для динамічного розрахунку

Таблиця 1

Характеристики моделі HSLM-A1

Універсальний потяг	Кількість проміжних вагонів N	Довжина вагона D [м]	Відстань між осями візка d [м]	Зосереджена сила P [кН]
A1	18	18	2,0	170

Складання динамічної розрахункової моделі прогонової будови.

Методи динамічного розрахунку можна розділити на два класи: методи, засновані на прямому інтегруванні рівнянь руху (методи центральних різниць, Хоболта, θ -метод Вілсона, Ньюмарка та ін.) і методи розкладання по

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

власним формам (гармонічний аналіз) [10]. Методи другого класу мають велику перевагу по кількості обчислювальних операцій, швидкості розрахунку, об'єми займаємої оперативної пам'яті комп'ютера і простоті алгоритму. Крім того, на більшість будівельних конструкцій, будівель і споруд мають вплив постійні і довготривалі навантаження, які можуть бути враховані в моделі у вигляді приєднаних мас. Це пояснює причину переважної реалізації методів розкладання по власним формам у багатьох сучасних програмних комплексах.

Але для нерозрізних прогонових будов, працюючих в умовах складного динамічного навантаження, особливо під дією рухомих навантажень, застосування гармонічного аналізу викликає суттєві складності, а в деяких випадках й узагалі є неможливим. Для динамічного розрахунку прогонових будов мостів на ВСМ більш ефективними є методи прямого інтегрування, які дозволяють визначити не тільки основні параметри напружено-деформованого стану споруди в даний момент часу, але і встановити «критичні» швидкості руху навантаження. Цей метод називається розрахунком у часовій області [10].

В дискретній стержневій системі усі розподілені силові фактори зводяться до характерних вузлових точок, а силові і кінематичні параметри передаються від одного вузла іншому за допомогою зв'язуючих елементів – стержнів. Для виконання розрахунку такої системи спочатку визначають зусилля і деформації в кінцевих перерізах окремих стержнів (перший етап), після чого вирішують сполучену систему рівнянь руху інерційних елементів (другий етап). При цьому перший етап є статичним розрахунком, а динамічна система – миттєво нерухомою.

Для розрахунків використовується програмний комплекс для динамічного розрахунку балочних мостів Belinda Structure 2014.

Серед параметричного моделювання та інженерного аналізу Belinda Structure – професійна комп'ютерна програма, яка призначена для:

- статичного розрахунку деформованих систем, визначення параметрів їх напружено-деформованого стану;
- динамічного розрахунку деформованих систем, моделювання завдань взаємодії транспортних засобів з пружними елементами;
- вирішення завдань оптимізації, аналізу поведінки деформованих систем у часі;

– інших прикладних і дослідницьких завдань математичної фізики.

Програма Belinda Structure відноситься до класу систем автоматизованого проектування / розрахунку САЕ, але також володіє функціями середовища програмування, математичного аналізу і візуалізації. Для визначення параметрів напружено-деформованого стану механічної системи в програмі реалізований універсальний метод вирішення завдань будівельної механіки – метод кінцевих елементів.

Робота з програмою Belinda Structure заснована на технології параметричного моделювання, яка реалізується за допомогою мови програмування (скрипта). Для побудови розрахункової моделі користувачеві наданий широкий набір різних команд. Програма володіє розвиненими засобами скриптового аналізу і дозволяє проектувальнику моделювати механічні системи зі складними взаємозв'язками, нелінійними компонентами, статичними і динамічними навантаженнями, іншими особливостями.

Спеціалізовані команди по роботі з циклами, доступні в програмі, відкривають воістину необмежені можливості для оптимізації будь-яких параметрів будівельних конструкцій, будівель і споруд.

Моделювання в програмі Belinda Structure ведеться у Світі механічних систем (ММС) – єдиному віртуальному просторі з різними конструкціями (підсистемами). Концепція ММС дозволяє проектувальнику створювати мультиконструкційні моделі, в яких окремі конструкції (підсистеми) не обов'язково повинні бути пов'язані між собою. Прикладом такої моделі можна вважати Багатоугоновий міст, що складається з окремих прогонових будов, не пов'язаних один з одним.

Робота в мультиконструкційному режимі дозволяє, в першу чергу, вирішувати задачі динаміки будівельних конструкцій в часі і досліджувати їх взаємодію з рухомими навантаженнями. Так, кожна окрема конструкція в ММС представляється у вигляді класичної кінцево-елементної моделі (без розривів між її окремими частинами), а її аналіз проводиться незалежно від інших систем. Фактично, кожна конструкція ММС являє собою індивідуальну розрахункову модель.

Конструкція в термінології програми Belinda Structure являє собою класичну кінцево-елементну модель, що складається з вузлів і

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

сполучних кінцевих елементів. Технологія мультіконструкційного моделювання дозволяє проектувальнику створювати різні конструкції (тобто окремі моделі споруд) у просторі ГСК і проводити їх одночасний аналіз.

Для розрахунку було обрано нерозрізний двопрогоновий залізобетонний міст коробчастого перерізу. Прогони рівні і мають довжину 50 м.

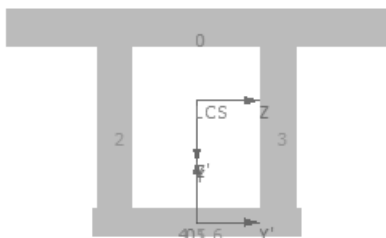


Рис. 2. Поперечний переріз досліджуваної прогонової будови

Таблиця 2

Характеристики перерізу прогонової будови

Характеристика	Значення
Приведена площа, м^2	3,403
Приведений момент інерції I_z , м^4	3,57
Приведений момент інерції I_y , м^4	2,808

Було проаналізовано значення амплітуд і прискорень у середині прогону при швидкостях 200, 300 і 400 км/год.

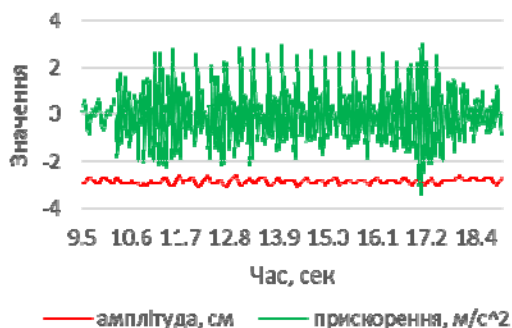


Рис. 3. Графік амплітуд і прискорень у середині прогону при швидкості 200 км/год



Рис. 4. Графік амплітуд і прискорень у середині прогону при швидкості 300 км/год



Рис. 5. Графік амплітуд і прискорень у середині прогону при швидкості 400 км/год

Отримані амплітуди переміщень не перевищують 3,1 см, а прискорення $4,9 \text{ м/с}^2$.

Результати

В результаті аналізу можливості введення швидкісного руху і дослідження динаміки нерозрізних залізобетонних будов, було встановлено наступне:

1. На Україні ще немає досвіду впровадження високошвидкісного залізничного руху зі швидкістю більше 176 км/год.

2. Перешкодою для високошвидкісного руху є велика існуюча кількість споруд, які не відповідають вимогам нормативних документів і потребують ремонту.

3. Розрахунок показав, що залізобетонна нерозрізна прогонова будова під високошвидкісним навантаженням має малі прогини, які набагато менші максимально допустимих [1].

Висновки

1. Розрахунок показав, що існуючі залізобетонні прогонові будови, які побудовані під

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

навантаження і від вантажних поїздів, і від пасажирських, можуть бути придатними для швидкісного руху. Вони мають малу амплітуду коливань за рахунок великої жорсткості.

2. Важливим завданням є розробка нової конструкції прогонових будов спеціально під швидкісні пасажирські потяги.

3. При розрахунку потрібно обчислювати прискорення прогонової будови, знаючи конкретні характеристики баласту. Для запобігання порушення стійкості баласту рекомендується прискорення не більше $3,5 \text{ м/с}^2$.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Взаимодействие неразрезного пролетного строения с подвижным составом [Текст] / М. М. Бреслер, Ю. А. Радзиховский, З. Г. Ройтбурд, Э. М. Тененбаум // Вопросы динамики мостов и теории колебаний. – Днепропетровск, 1982. – Вып. 222/26. – С. 90-104.
2. ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування [Текст]. – Чинні від 2007-02-01. – Київ : Мін. буд., архіт. та житл.-комун. госп-ва, 2006. – 359 с.
3. Інструкція по устрою та утриманню колії залізниць України ЦП-0050 [Текст].
4. ДБН В.2.3-19:2008. Споруди транспорту. Залізничні колії 1520 мм. Норми проектування [Текст].
5. ДСТУ-Н Б EN 1991-2:2010 Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 2. Рухомі навантаження на мости (EN 1991-2:2003, ЮТ) [Текст].
6. Взаимодействие неразрезного пролетного строения с подвижным составом [Текст] / М. М. Бреслер, Ю. А. Радзиховский, З. Г. Ройтбурд, Э. М. Тененбаум // Вопросы динамики мостов и теории колебаний. – Днепропетровск, 1982. – Вып. 222/26. – С. 90-104
7. Костюк, М. Д. Будівництво та реконструкція залізничної мережі України для збільшення пропускної спроможності та запровадження швидкісного руху поїздів [Текст] / М. Д. Костюк, В. В. Козак, В. О. Яковлев та ін. – Київ : ІЕЗ ім. Є. О. Патона, 2010. – 216 с.
8. Артемов, В. Е. Гармонический анализ изгибных колебаний неразрезных пролетных строений мостов [Текст] / В. Е. Артемов, И. Г. Мудрая // Вісн. Дніпропетр. нац. ун-та заліз. трансп. ім. акад. В. Лазаряна, 2010. – Вип. 31. – С. 157-160.
9. Запорожец, Д. К. Исследования пространственных колебаний металлических мостов с неразрезными пролетными строениями [Текст] / Д. К. Запорожец // Теория колебаний и динамика мостов. – Днепропетровск, 1969. – Вып. 89. – С. 101-112.
10. Запорожец, Д. К. Амплитуды горизонтальных колебаний мостов с неразрезными пролетными строениями [Текст] / Д. К. Запорожец // Теория колебаний и динамика мостов. – Днепропетровск, 1969. – Вып. 89. – С. 112-119.
11. Солдатов, К. І. Дослідження динаміки нерегулярних по довжинах прогонів мостових конструкцій [Текст] / К. І. Солдатов, Г. С. Железняк, К. В. Гуржий // Вісник ДНУЗТ, 2004. – Вип. 4. – С. 221-226.
12. Наказ № 436/Н от 06.08.2013. Про встановлення допустимих швидкостей руху поїздів на Придніпровській залізниці [Текст].
13. Підтримка інтеграції України до Транс-Європейської транспортної мережі ТЕМ-Т. РК 2. Швидкісний залізничний транспорт [Текст]. Заключний звіт 2.1. Грудень 2010 року.
14. Новые технологии в мостостроении: мосты на высокоскоростных железнодорожных магистралях: сборник трудов [Текст] / Федеральное агентство ж.-д. трансп., Федеральное гос. бюджетное образовательное учреждение высш. проф. образования Петербургский гос. ун-т путей сообщ.; под ред. В. Н. Смирнова [Текст]. – Санкт-Петербург : Петербургский гос. ун-т путей сообщ., 2013. – 60 с.
15. Lena Björklund. Dynamic Analysis of a Railway Bridge subjected to High Speed Trains [Text] / Lena Björklund // Borlänge, December 2004.
16. Vertical dynamic interaction of trains and rail steel bridges [Text] / Yan Q Sun, Colin Cole, Maksym Spiriyagin, Manicka Dhanasekar // Electronic Journal of Structural Engineering 13(1) 2013.
17. Dynamic analysis of high speed railway bridge under articulated trains [Text] / He Xia, Nan Zhang, Guido De Roeck // Computers and Structures 81, (2003).
18. Бате, К. Численные методы анализа и метод конечных элементов [Текст] / К. Бате, Е. Вилсон. – Москва : Стройиздат, 1982. – 448 с.
19. Ржаницын, А. Р. Строительная механика: Учеб. пос. для вузов [Текст] / А. Р. Ржаницын. – Москва : Высш. шк., 1982. – 400 с.
20. Розин, Л. А. Стержневые системы как системы конечных элементов / Л. А. Розин. – Ленинград : Изд. Ленингр. ун-та, 1975. – 237 с.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

А. С. РАСПОПОВ, А. Г. МАРИНИЧЕНКО*

* Каф. «Мости», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (063) 183 96 41, эл. почта alexeimar@mail.ru

РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ВНЕДРЕНИЮ ВЫСОКОСКОРОСТНОГО ДВИЖЕНИЯ НА СУЩЕСТВУЮЩИХ НЕРАЗРЕЗНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЯХ

Цель. Анализ существующего скоростного железнодорожного движения Украины, пригодности пути и инженерных сооружений для высокоскоростных поездов, определение возможности внедрения скоростного железнодорожного движения по существующим железобетонным мостам с неразрезными пролетными строениями. Определение факторов влияния на динамическое поведение мостов под подвижной нагрузкой, влияние параметров конструкции и подвижного состава. Взаимодействие поезда и пролетного строения. **Методика.** Выбор железобетонных неразрезных пролетных строений для анализа, разработка модели пролетного строения для проведения динамического расчета, динамический расчет и анализ поведения пролетных строений под скоростными нагрузками. **Результаты.** Проанализирована работа неразрезного железобетонного пролетного строения под нагрузкой в зависимости от скорости движения. Получены величины прогибов и ускорений пролетного строения для различных скоростей движения. Определена возможность пропуска высокоскоростных поездов с различными скоростями движения. **Научная новизна.** Определена возможность пропуска скоростных поездов по существующим пролетным строениям по параметрам напряженно-деформированного состояния от подвижной нагрузки (максимальные перемещения и ускорения пролетного строения). **Практическая значимость.** Определение пригодности существующих неразрезных железобетонных пролетных строений для движения скоростных пассажирских поездов с разной скоростью.

Ключевые слова: динамика мостов; железобетонные мосты; неразрезные пролетные строения; высокоскоростное движение; Belinda Structure

А. RASPOPOV, A. MARINICHENKO*

* Dept. of Bridges, Dnepropetrovsk national university of railway transport named after academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnepropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (063) 183 96 41, e-mail alexeimar@mail.ru

GUIDELINES FOR IMPLEMENTATION OF HIGH SPEED TRAINS ON EXISTING CONTINUOUS CONCRETE SPAN

Purpose. Analysis of existing high-speed railway traffic Ukraine, fitness track and engineering structures for high-speed trains, determine the possibility of the introduction of high-speed railway traffic on existing reinforced concrete bridge with a continuous spans. Determination of factors influencing the dynamic behavior of bridges under moving loads, influence design parameters and rolling stock. Interaction train and span. **Methodology.** The choice of a continuous reinforced concrete spans for the analysis, development models span for dynamic analysis, dynamic analysis and calculation behavior spans under high-speed loading. **Findings.** Analyzed the work of continuous reinforced concrete span under load depending on the speed. These values deflections and accelerations span for different speeds. The possibility of crossing high-speed trains with different speeds. **Originality.** The possibility of crossing high-speed trains on the existing span of the parameters of the stress-strain state of a moving load (maximum displacement and acceleration span). **Practical value.** Determination of the suitability of existing reinforced concrete spans of continuous movement for high-speed passenger trains at different speeds.

Keywords: dynamic interaction; concrete bridges; continuous bridge; high speed train; Belinda Structure

Стаття рекомендована до публікації д.т.н., проф. В. Д. Петренко (Україна), д.т.н., проф. А. І. Лантухом-Лященко (Україна).

Надійшла до редколегії 20.08.2014.

Прийнята до друку 20.09.2014.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 621.791:69

А. Г. СИНЕОК^{1*}, А. М. ГЕРАСИМЕНКО², В. Д. РЯБОКОНЬ³, К. В. РЯБЦЕВ⁴,
А. А. ГОЦУЛЯК⁵

^{1*} Інститут електросварки імені Е. О. Патона НАН України, ул. Боженко, 11, Київ, Україна, 03680, тел. +38 (044) 200 46 07, ел. пошта Patonlab48@ukr.net

² Інститут електросварки імені Е. О. Патона НАН України, ул. Боженко, 11, Київ, Україна, 03680, тел. +38 (044) 200 46 07, ел. пошта Patonlab48@ukr.net

³ Інститут електросварки імені Е. О. Патона НАН України, ул. Боженко, 11, Київ, Україна, 03680, тел. +38 (044) 200 46 07, ел. пошта Patonlab48@ukr.net

⁴ Інститут електросварки імені Е. О. Патона НАН України, ул. Боженко, 11, Київ, Україна, 03680, тел. +38 (044) 200 46 07, ел. пошта Patonlab48@ukr.net

⁵ Металургічний комбінат «ІСД Хута Ченстохова», Польща, тел. 0 0 48 60 857 61 22, ел. пошта Agotsyliak@isd-hcs.com.pl

АТМОСФЕРОСТОЙКИЙ ПРОКАТ КЛАССОВ ПРОЧНОСТИ С355-500 ДЛЯ МЕТАЛЛОКОНСТРУКЦИЙ МОСТОВ

Цель. Применение для строительства пролётных строений мостов проката повышенной стойкости против коррозии. **Методика.** Для достижения поставленной цели использованы методики и нормативные документы, принятые в мостостроении. **Результаты.** В работе представлены результаты исследования служебных характеристик, свариваемости, а также коррозионной стойкости атмосферостойкой стали марки 06Г2БДП ТУ У 27.1-05416923-078:2006 класса прочности 355-500. Рассмотрены вопросы технологии сварки применительно к строительству металлоконструкций мостов. **Научная новизна.** Для изготовления мостовых металлоконструкций рекомендована экономнолегированная сталь повышенной стойкости против коррозии марки 06Г2БДП С355-500. **Практическая значимость.** Работа посвящена актуальной проблеме, имеющей важное практическое значение – выбору сталей для ответственных строительных металлоконструкций и мостов.

Ключевые слова: строительные металлоконструкции; высокопрочная экономно-легированная сталь; стойкость против атмосферной коррозии; служебные свойства; характеристики прочности и пластичности; хладостойкость; свариваемость; технологии сварки

Введение

Высокопрочные стали с оптимальными эксплуатационными характеристиками – высокой прочностью и вязкостью в сочетании с хорошей свариваемостью, стойкостью к атмосферной коррозии, являются основой технического прогресса в мостостроении, позволяют повышать надёжность и эксплуатационный ресурс конструкций, удовлетворяют концепции минимальных затрат за срок службы в инфраструктуре.

Как свидетельствуют результаты обследования состояния металлоконструкций мостов со сталежелезобетонной проезжей частью, стальными главными и поперечными балками, основным видом их повреждений является уменьше-

ние сечения поясов и стенок балок вследствие коррозии, существенно снижающей несущую способность и эксплуатационную пригодность. Сочетание конструктивных и технологических причин в совокупности с применением в мостах более ранней постройки обычных строительных сталей усиливают и ускоряют процессы коррозии в конструкции [1, 8].

Влияние химического состава на скорость атмосферной коррозии рассматривалось во многих работах [2, 3, 4]. Повышенное содержание меди, фосфора, хрома, а также никеля и молибдена, повышает стойкость стали к атмосферной коррозии.

В табл. 1 приведен химический состав зарубежных и отечественных атмосферостойких сталей, применяемых для строительных металлоконструкций и мостов.

Таблица 1

Марка стали	ГОСТ, ТУ	C	Mn	Si	P	S	Cu	Cr	Ni	Прочие
10XНДП	ГОСТ 19289-89	<0,12	0,30...0,60	0,17...0,37	0,07...0,12	<0,04	0,30...0,50	0,50...0,80	0,30...0,60	Al=0,08...0,15
SPA-H (Кортен-A)	JISG3125	<0,12	0,20...0,50	0,25...0,75	0,07...0,15	<0,04	0,25...0,60	0,30...1,25	<0,65	-
15XCHД	ГОСТ 6713-91	0,12...0,18	0,40...0,70	0,40...0,70	<0,035	<0,035	0,20...0,60	0,60...0,90	0,30...0,60	-
10XCHД	ГОСТ 6713-91	<0,12	0,50...0,80	0,80...1,10	<0,035	<0,035	0,40...0,60	0,60...0,90	0,50...0,80	-
Кортен-B (A-588)	ASTM	0,10...0,19	0,90...1,25	0,15...0,30	<0,04	<0,05	0,25...0,40	0,40...0,65	-	V=0,02...0,10
SMA 58 SMA490W- mod	JISG3114	<0,19 ≤0,18	<1,40 ≤1,40	<0,75 0,15...0,65	<0,04 ≤0,035	<0,04 ≤0,035	0,20...0,70 0,30...0,50	0,30...1,20 ≤0,08	- 2,50...3,50	-
HPS-70W (СПА)		≤0,11	1,15...1,30	0,35...0,45	≤0,020	≤0,006	0,28...0,38	0,50...0,60	0,28...0,80	Mo= 0,04...0,08; V= 0,05...0,07, Al= 0,01...0,04
14XГНДЦ	ТУ14-14519-88	0,11...0,16	0,70...1,00	0,20...0,40	<0,02	<0,015	0,40...0,60	0,80...1,10	0,50...0,80	Zr= 0,005...0,010
06ГБД C355 C390	ТУ У 27.1- 05416923- 085:2006	0,04...0,08 0,05...0,08	0,90...1,20 1,10...1,40	0,15...0,35 0,25...0,50	≤0,025 ≤0,025	≤0,010 ≤0,010	0,15...0,30 0,15...0,30	≤0,20 ≤0,20	≤0,35 ≤0,35	Al=0,02...0,05; N= <0,012 Mo= 0,05...0,08; Ti= <0,020; Nb= 0,010...0,030
06Г2БД C440 C490	ТУ У 27.1- 05416923- 085:2006	0,04-0,08 0,05-0,09	1,30-1,60 1,50-1,70	0,25-0,50 0,25-0,50	≤0,025 ≤0,025	≤0,010 ≤0,010	0,15-0,30 0,15-0,30	≤0,20 ≤0,20	≤0,35 ≤0,35	Al=0,02...0,05; N= <0,012 Mo= 0,10...0,12; Ti= <0,020; Nb= 0,030...0,050

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Цель

На протяжении последних десяти лет в строительстве ответственных сварных конструкций внедрена и успешно применяется сталь 06ГБ(Д), 06Г2Б(Д) С 355-490 [11]. Экономно легированная сталь повышенной прочности и хладостойкости выгодно отличается от обычно применяемых в отечественных металлоконструкциях сталей. Сталь 06ГБ(Д), 06Г2Б(Д) – современный конструкционный материал на С-Мn основе с использованием механизма карбонитридного упрочнения. Стали такого класса весьма экономичны, обладают сбалансированными механическими и технологическими свойствами [5, 6].

Данная сталь применена при строительстве и реконструкции ответственных объектов, таких как доменная печь на Криворожском комбинате, доменная печь на комбинате «Азовсталь», резервуары для хранения нефти в Бродях ёмкостью

75,000 м³, в Мозыре 50,000 м³, мост через вход в Гавань Подольского мостового перехода.

Для изготовления и монтажа данных металлоконструкций в ИЭС разработаны технологии сварки.

Методика

Учитывая заинтересованность мостостроителей в применении для пролётных строений мостов атмосферостойкого проката, на базе сталей 06ГБ(Д), 06Г2Б(Д) создана сталь повышенной стойкости против коррозии. Проведены исследования по отработке оптимального химического состава новой стали марки 06Г2БДП (табл. 2), разработаны и утверждены технические условия: ТУ У 27.1-05416923-078:2006 «Прокат листовой из коррозионно-стойкой стали классов прочности 355...500 для мостостроения» [12].

Таблица 2

Химический состав стали 06Г2БДП по ТУ У 27.1-05416923-078:2006

Класс прочности	C	Si	Mn	Nb	Mo	Al	не более			
							Ti	Cr	Ni	S
355	0,04...0,08	0,15... 0,35	0,90...1, 20	0,010... 0,03	0,02...0,05	0,02...0,05	0,020	0,30	0,30	0,012
390	0,04...0,08	0,15... 0,35	1,10...1, 40	0,010... 0,03	0,02...0,05	0,02...0,05	0,020	0,30	0,30	0,012
440	0,05...0,08	0,15... 0,35	1,30...1, 60	0,030... 0,05	0,05...0,08	0,02...0,05	0,020	0,25	0,30	0,010
460	0,06...0,09	0,15... 0,40	1,40...1, 65	0,030... 0,05	0,06...0,10	0,02...0,05	0,025	0,25	0,40	0,008
500	0,08...0,12	0,15... 0,50	1,50...1, 75	0,040... 0,06	0,10...0,20	0,02...0,05	0,030	0,25	0,50	0,006

Содержание меди и фосфора соответственно:

1-ая категория – 0,15...0,30 % и 0,020...0,035 %

2-ая категория – 0,30...0,45 % и 0,030...0,050 %

3-я категория – 0,40...0,60 % и 0,040...0,060 %

Сталь содержит 0,04...0,12 % углерода в зависимости от класса прочности, марганца 0,90...1,75 %, серы не более 0,012 %, введены микродобавки ниобия, ванадия и молибдена. Для повышения коррозионной стойкости в стали увеличено содержание меди и фосфора. Фосфор повышает σ_B , σ_T , а также атмосфер-

ную коррозионную стойкость, особенно в контакте с медью, в то же время деформационные свойства стали ухудшаются.

Фосфор вызывает хладноломкость, поэтому его содержание в стали ограничено до 0,05. Предусмотрено изготовление проката трёх категорий стойкости против атмосферной корро-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

зии, в зависимости от содержания меди и фосфора. Углеродный эквивалент гарантируется не выше 0,43 %.

Сочетание высокой прочности и высокой ударной вязкости стали 06Г2БДП получено при помощи модифицирующей обработки и термоулучшении практически на одном химическом составе [7]. Это значительно расширяет возможности проектирования металлоконструкций.

Мариупольским ОАО «Меткомбинат «Азовсталь» выплавлена и прокатана опытно-промышленная партия проката с содержанием меди и фосфора – 0,20 % и 0,019, что соответствует 1 категории атмосферостойкости.

Результаты

В ИЭС выполнены исследования служебных характеристик, свариваемости, а также коррозионной стойкости опытно-промышленной плавки стали 06Г2БДП класса прочности С390 толщиной 40 мм. Исследованный прокат обладает высокими прочностными, пластическими свойствами практически одинаковыми в продольном, поперечном направлении и по толщине проката (табл. 3). Ударная вязкость при температуре испытания минус 40 °С на образцах с острым надрезом типа Шарпи в поперечном направлении проката соответствует 196, 261, 209 Дж/см². Величина относительного сужения в направлении толщины ψ_z – 81, 79, 79 %, что определяет высокую сопротивляемость проката образованию слоистых трещин.

С целью исследования служебных характеристик, свариваемости и стойкости против коррозии проката 06Г2БДП 2-й категории атмосферостойкости в ИЭС изготовлена опытная лабораторная плавка (содержание меди 0,38 %, фосфора 0,043 %).

Опытная плавка стали 06Г2БДП 2-й категории атмосферостойкости имеет высокие характеристики прочности и пластичности, высокие показатели ударной вязкости KCV (см. табл. 3). Ударная вязкость при температуре испытания минус 80 °С на образцах с острым надрезом типа Шарпи в поперечном направлении проката имеет значение 153, 200, 213 Дж/см² (рис.2).

В соответствии с ГОСТ 9.911-89, ГОСТ 9.908-85 в лабораторных условиях ИЭС были выполнены сравнительные исследования коррозионной

стойкости новой стали и проката 10ХСНД, широко используемого в мостостроении.

Стандарт ГОСТ 9.911-89 регламентирует метод сравнительных ускоренных коррозионных испытаний низколегированных сталей, которые применяются без защиты от атмосферной коррозии. Метод исследований может быть использован для получения сравнительных данных относительно коррозионной стойкости углеродистых и низколегированных сталей, которые применяются с защитными покрытиями. Суть метода состоит в ускорении коррозионного процесса образования продуктов коррозии на поверхности стали. Ускорение процесса коррозии достигают повышением относительной влажности воздуха и температуры при действии сернистого газа, периодической конденсацией влаги, а также чередованием смачивания поверхности электролитом и последующего её высушивания.

Образцы исследуемой стали сравнивались с образцами стали эталона. В данном исследовании для сравнения коррозионной стойкости были использованы образцы из стали 10ХСНД.

Испытания проводились циклически с периодическим изменением первой и второй стадии цикла. Длительность одного цикла – 168 часов. Общая длительность испытаний – 7 циклов (1176 часов). Первая стадия цикла: в атмосфере SO² при температуре плюс 40 °С в течение 7 часов, потом при температуре плюс 20 °С в течение 64 часов. Вторая стадия цикла: периодическое погружение образцов в раствор 5·10...6 моль/л серной кислоты в течение 97 часов (10 мин. в растворе и 50 мин. на воздухе, в том числе в потоке воздуха при температуре плюс 60 °С ± 10 °С) на установке «коррозионное колесо».

Показатели коррозии и коррозионной стойкости определяли по ГОСТ 9.908-85. За основной показатель сплошной коррозии принимали уменьшение массы на единицу площади образцов и скорость потери массы образцов. На рис. 1 показано результат сравнительных исследований скорости коррозии стали 06Г2БДП и 10ХСНД. коррозионная стойкость стали 06Г2БДП выше данного показателя для стали 10ХСНД, что отчётливо прослеживается на первых циклах исследований.

Таблица 3

Служебные характеристики и хладостойкость проката 06Г2БДП С 390

№ плавки, толщина, категория	Располо- жение образца	σ_B , МПа	σ_T , МПа	δ_5 , %	ψ , %	Ударная вязкость, Дж/см ²				$\frac{\sigma_T}{\sigma_B}$	HV
						KCU		KCV			
						+ 20 °C	− 40 °C	+ 20 °C	− 40 °C		
Опытно- промышлен- ная партия 0630, 40 мм 1 категория	вдоль	<u>520,517,513</u> 518	<u>384,388,374</u> 382	<u>34, 35,36</u> 35	<u>84, 84, 84</u> 84	346,347,346	340,341,344	350,347,347	338,342,340	00,74	156, 156, 159
	поперёк	<u>523,527,520</u> 523	<u>385,380,391</u> 385	<u>34, 35, 34</u> 34	<u>84, 84, 84</u> 84	297,321,282	271,328,312	239,271,243	196,261,209	0,74	
	по толщине	<u>524,517,517</u> 520	<u>391,391,391</u> 391	<u>29, 30, 29</u> 29	<u>81, 78, 78</u> 79	-	-	-	-	0,75	
опытная плавка, 12 мм 2 категория	поперёк	<u>639,645,666</u> 650	<u>534,529,555</u> 539	<u>27, 26, 25</u> 26	<u>75, 75, 72</u> 74	после старения 238,274,279	-	327,337,343	232,230,298	0,82	180, 178, 178
ТУ У 27.1-05416923- 078:2006 класс прочности С390		490	390	22	35 $\psi_z - 25$	-	-	68	49	-	-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

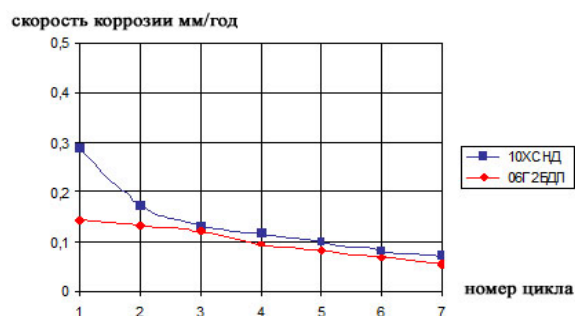


Рис. 1. Изменение скорости коррозии сталей 06Г2БДП и 10ХСНД в процессе испытаний

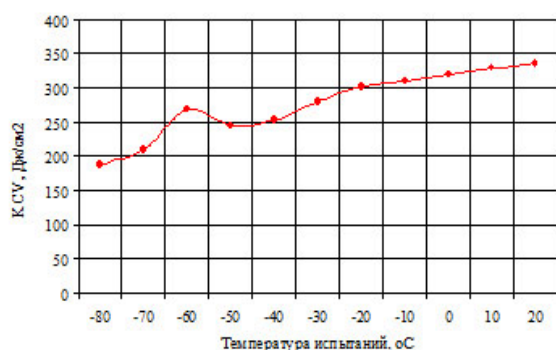


Рис. 2. Хладостойкость проката 06Г2БДП 2-ой категории атмосферостойкости

На основании проведенных исследований свариваемости проката 06Г2БДП разработаны технологии автоматической под флюсом и механизированной сварки применительно к изготовлению и монтажу металлоконструкций мостов [9, 10].

В табл. 4 представлены результаты исследования сварных соединений, выполненных автоматической сваркой под флюсом и механизированной сваркой в защитных газах, в табл. 5 рекомендации по применению сварочных материалов для автоматической и механизированной сварки данного проката.

Выводы

Экономнолегированная сталь повышенной стойкости против атмосферной коррозии марки 06Г2БДП С350-500 МПа рекомендована для изготовления мостовых металлоконструкций. Применение в конструкциях пролётных строений мостов проката атмосферостойкой стали позволит повысить их надёжность, ресурс работоспособности, снизить эксплуатационные затраты.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Ковтуненко, В. А. Характерные повреждения сварных металлических конструкций мостов [Текст] / В. А. Ковтуненко, А. М. Герасименко, А. Г. Синёк, В. А. Задорожный // Автоматическая сварка. – 2005. – № 10. – С. 29-35.
2. Конюхов, А. Д. Пролётные строения мостов [Текст] / А. Д. Конюхов, Е. М. Рувинская // Защита металлов. – 2002. – № 1. – С. 89-95.
3. Конюхов, А. Д. Стальной прокат с улучшенными свойствами для более эффективных мостовых конструкций [Текст] / А. Д. Конюхов // Сталь. – 2006. – № 1. – С. 74-76.
4. Конюхов, А. Д. Коррозия и надёжность железнодорожной техники [Текст] / А. Д. Конюхов. – Москва : Транспорт, 1995. – 174 с.
5. Ковтуненко, В. А. Высокопрочная экономнолегированная сталь 06Г2Б с $\sigma_T > 440$ МПа для мостостроения [Текст] / В. А. Ковтуненко, А. М. Герасименко, А. Г. Синёк // Автомобільні дороги і дорожнє будівництво. – 2004. – № 69. – С. 106-113.
6. Ковтуненко, В. А. Выбор стали для ответственных сварных строительных конструкций [Текст] / В. А. Ковтуненко, А. М. Герасименко, А. А. Гоцуляк // Автоматическая сварка. – 2006. – № 11. – С. 32-37.
7. Ковтуненко, В. А. Стальной прокат повышенной атмосферостойкости для сварных строительных конструкций [Текст] / В. А. Ковтуненко, А. М. Герасименко, А. А. Петрученко, С. Г. Поляков, А. А. Гоцуляк // Дороги і мости : Зб. наук. праць ДерждорНДІ. – 2007. – Вип. 7. – С. 297-304.
8. Ковтуненко, В. А. Исследование влияния конструктивно-технологических решений сварных узлов и соединений, а также условий эксплуатации на ресурс мостовых конструкций, разработка рекомендаций по его продлению [Текст] / В. А. Ковтуненко, А. М. Герасименко, А. Г. Синёк // Проблеми ресурсу та безпеки експлуатації конструкцій, споруд та машин. – Киев : ІЭС, 2006. – С. 420-424.
9. Синёк, О. Г. Впровадження сучасних зварювальних матеріалів та технологій для зварювання прокату підвищеної міцності [Текст] / О. Г. Синёк, А. М. Герасименко, В. Д. Рябоконь, К. В. Рябцев, К. Ю. Корзін, О. В. Здоренко // Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В.Лазаряна. – Вип. 33. – Дніпропетровськ : Вид-во Дніпропетр. нац. ун-ту заліз. трансп. ім. акад. В.Лазаряна, 2010. – С. 245-250.
10. Синёк, О. Г. Современные технологии сварки при укрупнении и монтаже металлоконструк-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

ций арки Подольского мостового перехода в Киеве [Текст] / О. Г. Синюк, А. М. Герасименко, В. Д. Рябоконь, К. В. Рябцев, В. В. Бричак, С. М. Товстий // Збірник наукових праць Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В.Лазаряна. – Вип. 3. – Дніпропетровськ : Вид-во ФОП Удовиченко О. М., 2012. – С. 171-174.

11. Технические условия ТУ У27.1.-05416923-078:2006 «Прокат листовой из коррозионно-стойкой стали классов прочности 355...500 для мостостроения» с Изменением 1 [Текст].

12. Технические условия ТУ У 27.1-05416923-085:2006 «Прокат листовой свариваемый из качественной стали классов прочности 355-590 для машиностроения» [Текст].

Таблица 4

Служебные характеристики сварных соединений проката 06Г2БДП С 390

Способ сварки/ толщина проката	Механические характери- стики сварного соедине- ния		Ударная вязкость, Дж/см ² KCV				HV _{max}
	σ_B , МПа	Угол загиба , град	ЗТВ		центр шва		
			+20	– 40	+20	– 40	
			1	2	3	4	
Автоматическая сварка проволокой Св-10НМА Ø 4 мм, под флюсом АН-47 40 мм 	532,5 526,2	180 180	305,8 290,6 <u>303,9</u> 300,1	43,6 318,8 <u>292,9</u> 305,85	134,1 151,0 <u>140,7</u> 141,93	55,8 88,7 <u>42,7</u> 62,4	208
Автоматическая сварка проволокой Св-10НМА Ø 4 мм, под флюсом OK Flux 10.71 мм 	630,6 642,4	180 180	-	33,8 30,7 <u>36,5</u> 33,6	-	49,2 50,4 <u>64,8</u> 54,8	232
Механизированная сварка в защитных газах Ar +CO ₂ проволока Megafil-821 Ø 1,2 мм 14 мм 	596,5 586,5	180 180	285,1 253,5 <u>245,1</u> 261,2	197,7 254,3 <u>282,8</u> 244,6	205,3 204,8 <u>223,6</u> 211,2	77,9 85,9 <u>69,6</u> 77,8	216

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Таблиця 5

Рекомендованные сварочные материалы для автоматической и механизированной сварки проката 06Г2БДП

Класс прочности проката 06Г2БДП	ТУ	Способ сварки		
		Автоматическая сварка под флюсом на флюсовой, флюсомедной подушке	Механизированная сварка в защитных газах и смесях	
		Проволока + Флюс	Проволока сплошного сечения	Металлопорошковая проволока
1	2	3	4	5
355	ТУ У 27.1-05416923-085:2006	Св-10НМА + АН-47 Св-10ГА + АН-47 ОК Autrod 12.20 + ОК Flux 10.71	Св-08Г2С ¹⁾ , Ø 1,2 мм Св-08Г2С ²⁾ , Ø 1,2 мм...1,6 мм ОК Autrod 12-64 ¹⁾ , Ø 1,2 мм ОК Autrod 12-64 ²⁾ , Ø 1,2...1,6 мм	ПП Мегafil-710 М ²⁾
390		Св-10НМА + АН-47 Св-10ГА + АН-47 ОК Autrod 12.32 + ОК Flux 10.71	Св-08Г2С ¹⁾ , Ø 1,2 мм Св-08Г2С ²⁾ , Ø 1,2 мм...1,6 мм ОК Autrod 12-64 ²⁾ , Ø 1,2...1,6 мм	ПП Мегafil-710 М ²⁾ ПП Мегafil-713 R ¹⁾ ПП Мегafil-713 R ²⁾ ПП Мегafil-821 R ¹⁾ ПП Мегafil-821 R ²⁾
440		Св-10НМА + АН-47 Св-10ГА + АН-47 ОК Autrod 12.32 + ОК Flux 10.71	Св-08Г2С ¹⁾ , Ø 1,2 мм Св-08Г2С ²⁾ , Ø 1,2 мм...1,6 мм ОК Autrod 12-64 ²⁾ , Ø 1,2...1,6 мм	ПП Мегafil-710 М ²⁾ ПП Мегafil-713 R ¹⁾ ПП Мегafil-713 R ²⁾ ПП Мегafil-821 R ¹⁾ ПП Мегafil-821 R ²⁾

Защитные газы: 1) CO₂;2) Ar (78...82) % + CO₂ (18...22) %.А. Г. СИНСОК^{1*}, А. М. ГЕРАСИМЕНКО², В. Д. РЯБОКОНЬ³, К. В. РЯБЦЕВ⁴,
А. А. ГОЦУЛЯК⁵^{1*} Інститут електрозварювання імені Є. О. Патона НАН України, вул. Боженко, 11, Київ, Україна, 03680, тел. +38 (044) 200 46 07, ел. пошта Patonlab48@ukr.net² Інститут електрозварювання імені Є. О. Патона НАН України, вул. Боженко, 11, Київ, Україна, 03680, тел. +38 (044) 200 46 07, ел. пошта Patonlab48@ukr.net³ Інститут електрозварювання імені Є. О. Патона НАН України, вул. Боженко, 11, Київ, Україна, 03680, тел. +38 (044) 200 46 07, ел. пошта Patonlab48@ukr.net⁴ Інститут електрозварювання імені Є. О. Патона НАН України, вул. Боженко, 11, Київ, Україна, 03680, тел. +38 (044) 200 46 07, ел. пошта Patonlab48@ukr.net⁵ Металургійний комбінат «ІСД Хута Ченстохова», Польща, тел. 0 0 48 60 857 61 22, ел. пошта Agotsyliak@isd-hcs.com.pl

АТМОСФЕРОСТІЙКИЙ ПРОКАТ КЛАСІВ МІЦНОСТІ С 355-500 ДЛЯ МЕТАЛОКОНСТРУКЦІЙ МОСТІВ.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Мета. Застосування для будівництва прогонових споруд мостів прокату підвищеної стійкості проти корозії. **Методика.** Для досягнення поставленої мети використані методики та нормативні документи прийняті в мостобудування. **Результати.** У роботі представлені результати дослідження службових характеристик атмосферостійкої сталі марки 06Г2БДП ТУ У 27.1-05416923-078:2006 класу міцності 355-500. Розглянуті питання технології зварювання стосовно будівництва металоконструкцій мостів. **Наукова новизна.** Для виготовлення мостових металоконструкцій рекомендована економно легована сталь підвищеної стійкості проти корозії марки 06Г2БДП С 355-500. **Практична значимість.** Робота присвячена актуальній проблемі, що має важливе практичне значення, а саме вибору сталей для відповідальних будівельних металоконструкцій та мостів.

Ключові слова: будівельні металоконструкції; високоміцна економно легована сталь; стійкість проти атмосферної корозії; службові властивості; характеристики міцності та пластичні властивості; холодостійкість; зварюваність; технології зварювання

A. G. SINEOK^{1*}, A. M. GERASIMENKO², V. D. RYABOKON³, K. V. RYABTSEV⁴
A. A. GOTSYLIAK⁵

^{1*} Paton Electric Welding Institute of NAS of Ukraine, 11 Bogenko Str., Kiev, Ukraine, 03680, tel. +38 (044) 200 46 07, e-mail Patonlab48@ukr.net

² Paton Electric Welding Institute of NAS of Ukraine, 11 Bogenko Str., Kiev, Ukraine, 03680, tel. +38 (044) 200 46 07, e-mail Patonlab48@ukr.net

³ Paton Electric Welding Institute of NAS of Ukraine, 11 Bogenko Str., Kiev, Ukraine, 03680, tel. +38 (044) 200 46 07, e-mail Patonlab48@ukr.net

⁴ Paton Electric Welding Institute of NAS of Ukraine, 11 Bogenko Str., Kiev, Ukraine, 03680, tel. +38 (044) 200 46 07, e-mail Patonlab48@ukr.net

⁵ Company ISD Huta Częstochowa, Poland, tel. 0 0 48 60 857 61 22, e-mail Agotsyliak@isd-hcs.com.pl

WEATHER-RESISTANT ROLLING STOKS OF STRENGHT CLASSES C355-500 FOR METALLIC CONSTRUCTIONS OF BRIDGES

Purpose. Application for span structures of bridges, steel with increased corrosion resistance. **Methodology.** To achieve the research purpose was used methodology and documents are accepted at building of bridges. **Findings.** Researches are presented of service properties, weldability, as well as corrosion resistance of 06G2BDP steel of strength class C390-500, conducted weldability studies, and developed technologies of submerged-arc and mechanized welding for fabrication and mounting of bridge metal structures. **Originality.** Sparsely-alloyed 350-500 MPa steel of 06G2BDP grade with increased atmospheric corrosion resistance was recommended for fabrication of bridge metal structures. **Practical value.** Choice steel for fabrication of bridge metal structures.

Keywords: building metallic constructions; weather-resistant steel; atmospheric corrosion resistance; service properties; descriptions of durability and plasticity; weldability; technologies of welding

Статья рекомендована к публикации д.т.н., проф. В. Д. Позняковым (Украина), д.т.н., проф. В. Д. Петренко (Украина).

Поступила в редколлегию 26.06.2014.

Принята к печати 02.07.2014.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 042.8: 624.872

К. І. СОЛДАТОВ^{1*}, Ю. М. ГОРБАТЮК^{2*}

^{1*} Каф. «Мости», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (096) 527 26 01, ел. пошта kim-kim@i.ua

^{2*} Каф. «Мости», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (093) 339 41 28, ел. пошта Yuri.Gorbatyuk@gmail.com

ШЛЯХИ УДОСКОНАЛЕННЯ КОНСТРУКЦІЇ НАПЛАВНИХ МОСТІВ

Мета. Метою даної роботи є удосконалення конструкції наплавних мостів з метою придатності їх для пропуску сучасних навантажень та застосування нових матеріалів і конструктивних форм. **Методика.** Для дослідження прийнята методика аналізу існуючих навантажень, технологій, матеріалів та форм. **Результати.** На основі аналізу даних запропоновано застосування нових полегшених матеріалів, сучасних конструктивних форм та показана придатність їх для пропуску сучасних навантажень. **Наукова новизна.** Новизна полягає в тому, що запропоновані нові конструкції понтонів та прогонових будов. **Практична значимість.** Результати роботи можуть знайти застосування при проектуванні сучасних наплавних мостів на заміну застарілих НЖМ-56.

Ключові слова: понтон; пластиковий понтон; наплавні мости; наскрізні двотаври; конструктивні форми

Вступ

Якщо оцінити існуючу, яка є на озброєнні Міністерства оборони України, конструкцію наплавного мосту НЖМ-56 [1], в цілому, то вона просто застаріла (початок розробки відноситься до 1946 року), враховуючи, що нормативний термін використання і зберігання становить 20 років.

По вантажопідйомності вона не здатна переправити навіть невелику цистерну з нафтою. Новий наплавний міст, на який взяло курс Міністерство оборони Росії, повинен витримувати 8-вісні цистерни і дозволяти переправляти не тільки колони танків і піхоти, але рухомий склад вагою до 3 тисяч тонн. Проте за оцінкою такий міст матиме вартість до 1 млрд. рублів. Це пояснюється тим, що до складу моста, крім самих понтонів, входить: 30 тягачів для перевезення конструкцій, 30 катерів для монтажу і 30 машин для перевезення різних комплектуючих і людей, які все це будуть збирати. Щоб перевезти один такий плавучий міст буде потрібно склад з 240 вагонів. Міст однаково підходить як для потягів, танків і машин. Нова конструкція моста розрахована на сучасні важкі локомотиви і матиме пропускну здатність яка у п'ять разів перевищує характеристики старого за рахунок зростання

швидкості до 50 км/год. Вже зараз (введений в експлуатацію у 2005 році) в Росії створено новий тип наплавного моста-стрічки, який має ряд переваг у порівнянні з НЖМ-56 (рис. 1).

Думаємо, що в цьому напрямку повинна відбутися модернізація і на Україні, однак з урахуванням окремих, притаманних їй, особливостей, доступних сучасних технологій і матеріальних можливостей. Але, якщо врахувати, що під час паводків та надзвичайних ситуацій ідуть великі, які не окупають себе згодом, витрати, то створення довговічних і мобільних конструкцій має сенс.

На зміну їй можуть і повинні вже зараз прийти більш досконалі конструкції, які по більшості показників будуть кращими, їх вартість може бути зменшена на 25...30 %. Крім того життя потребує таких аналогічних конструкцій не тільки для залізничного транспорту але і для автомобільного та пішохідного. Це пов'язано з тим, що у мирний час Міністерство з надзвичайних ситуацій потребує такого майна для мирних потреб з метою відновлення руху автотранспорту та людей при руйнуванні штучних споруд при повеннях та інших стихійних лихах.

Такі надзвичайні ситуації в останні роки виникають практично кожен рік (особливо у західних регіонах України).

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА



Рис. 1. Загальний вигляд залізничного моста-стрічки МЛЖ-ВФ-ВТМета

Таким чином якщо поєднати потреби Міністерства оборони та Міністерства з надзвичайних ситуацій, то повинні бути розроблені прості конструкції які призначені окремо для руху залізничного транспорту, автомобільного та пішоходів. При обґрунтуванні доцільності можна проектувати такі наплавні мости в наступних комбінаціях:

- легкі автомобілі (легкові) та пішоходи;
- автомобілі різної вантажопідйомності та пішоходи;
- автомобілі різної вантажопідйомності та залізничний транспорт;
- залізничний транспорт та пішоходи;
- залізничний, автомобільний транспорт та пішоходи.

Методика

У новому проекті можна перш за все застосувати нові матеріали для прогонових будов (замість сталі М16 застосувати сталь 15ХСНД). Вже дана заміна приведе до економії металу приблизно на коефіцієнт відношення розрахункових опорів даних матеріалів (13,6 %). Різниця у вартості цих сталей окупить себе за рахунок зменшення ваги прогонової будови (витрати на виготовлення, перевезку, монтаж тощо).

Нові полегшені конструктивні форми прогонових будов можуть бути реалізовані за рахунок застосування для прогонових будов в першу чергу дуже економічних наскрізних двотаврів (рис. 2). За результатами досліджень проведених у магістерській роботі [2] економія металу складає до 22 %.

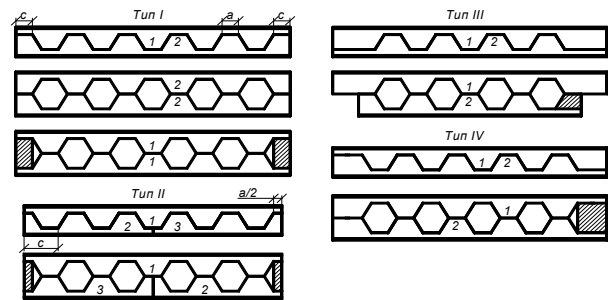


Рис. 2. Наскрізні двотаври, утворені із звичайних двотаврів

Результати

В мостобудуванні є поодинокі приклади використання наскрізних двотаврів у якості основних несучих конструкцій допоміжних конструкцій (робочі містки, естакади, риштування, підкопрові містки тощо) з умови зниження власної ваги конструкцій.

Однак наскрізні двотаври вже знайшли своє застосування для прогонових будов тимчасових мостів, зокрема під автомобільний рух [3].

Одним із прогресивних напрямків підвищення ефективності двотаврових профілів прокату є створення балок з перфорованою стінкою. Такі балки утворюються шляхом розрізу стінки двотавра по зигзагоподібній лінії за допомогою газової різки чи методом пресування. Розрізані частини балки з'єднуються в місцях примикання.

Виходить своєрідна конструктивна форма – двотавр з отворами в стінці. В технічній літературі він отримав декілька назв: двотавр з перфорованою стінкою, двотавр з розвиненим перетином, наскрізний двотавр.

Несуча здатність наскрізних двотаврів у 1,3...1,5 рази вище несучої здатності вихідного. Ефективність двотавра з перфорованою стінкою у зрівнянні з вихідним пояснюється тим, що висота першого збільшується приблизно в 1,5 рази, завдяки отворами в стінці нового двотавра із неї як би виймається до 35...40 % матеріалу. Двотаври з перфорованою стінкою забезпечують 20...30 економії металу у порівнянні з прокатними двотаврами та дешевші останніх на 10...18 %. За трудомісткістю виготовлення вони на 25...35 % ефективніші, ніж зварені двотаври, за рахунок скорочення операцій обробки та об'єму зварювання. Фігурна розрізка двотавра, стиківка його частин та вста-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

новлення ребер жорсткості в якійсь мірі знижує ефект економії металу, але тим не менш він все одно є позитивним.

Прокатні двотаврові балки за ТУ 14-2-24-72 нормальні (Б) та широкополічкові (Ш) з паралельними полічками з сталей класів С 38/23 та С 46/33 повною мірою підходять для компонування наскрізних двотаврів.

Розрахунки показують, що момент інерції таких балок збільшується у 2,2...2,3 рази у зрівнянні з двотавровими балками з суцільною стінкою, з яких вони утворені при незначній модернізації. У даній публікації обґрунтовується можливість застосування наскрізних двотаврів в мостобудуванні з точки зору економії металу, оскільки вартість металу з часом значно зростає. Економія навіть 5..7 % металу на кожній прогоновій будові загалом дає суттєвий економічний ефект.

Крім того з метою економії можна застосовувати для несучих конструкцій різні марки сталі. Наприклад, у розрізній прогінній будівлі з дерев'яною проїжджою частиною верхній стиснутий пояс з умови забезпечення його загальної стійкості можна прийняти з двотавра типу Ш, сталі 16Д, а нижній розтягнутий пояс – з балки типу Б та сталі 15ХСНД. Для прогінних будівель наплавних мостів знайдуть наскрізні двотаври, виготовлені з прокатних № 55, 60, 70, 80, 90, 100 типів Б и Ш. Принципи проектування і методика розрахунку розвинутих по висоті наскрізних двотаврів розроблені «ЦНИИПроектстальконструкций» і внесені в СНиП II-23-81 [4].

У сукупності ці дві пропозиції можуть дати економію металу до 22...25 % та економію на кожній прогоновій будові, наприклад СРП-33.6 – 263 000 грн. (з врахуванням ціни на 1 тону готового виробу 29 000 грн.).

Іншим елементом наплавного мосту є підтримуючі конструкції – понтони. В цьому напрямку також можна значно спростити конструкцію а головне зробити її більш дешевою за рахунок застосування понтонів з полімерів (скловолокно та інше), комбінованих (полімери + метал) або інші варіанти. Наприклад для наплавного мосту під легкі автомобілі та пішохідний рух можна використовувати понтони з полімерів, під автомобільний рух – комбіновані (полімери підсилені металом), а для залізничного транспорту металеві: по проїзній частині –

металеві і додатково з боків у якості підтримуючих – з полімерів. Тим більш, що зараз понтони з полімерів все частіше використовують як в мостобудуванні так і в берегоукріпленні та у якості причальних пристроїв. Прикладами таких понтонів можуть бути наведені на рис. 3-8. Модульні пластикові понтони та споруди з них надійні у період повеней. Один модуль понтона витримує навантаження до 600 кг. Понтони виготовлені з високоякісного первинного полімеру LLDPE марки ELEX. Понтони ремонтпридатні.

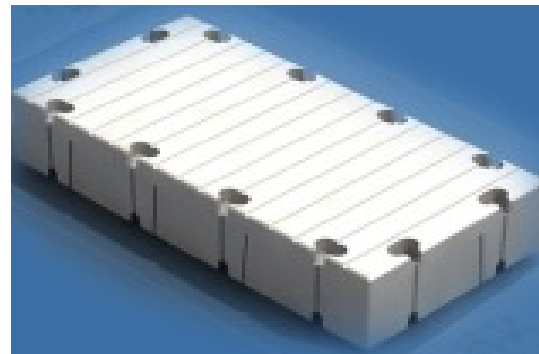


Рис. 3. Модульний пластиковий понтон виготовлений з полімеру LLDPE марки ELEX



Рис. 4. Понтон Компанії «RUSPONTON»



Рис. 5. Понтонний міст під рух автотранспорту та пішоходів

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА



Рис. 6. Варіант з'єднання понтонів



Рис. 7. Понтонний міст під рух автотранспорту та пішоходів



Рис. 8. Наплавний залізничний міст (НЖМ-56), дослідження

Що стосується баштових конструкції ІМІ-60, які призначені для влаштування тимчасових опор, то вони можуть бути замінені більш ефективними інвентарними конструкціями МІК-С та МІК-П (які вже витіснили менш ефективні інвентарні конструкції з кутиків – УІКМ), оскільки вони також мають меншу вагу (наприклад стійка ІМІ-60 має вагу 1 п.м. – 68,7...82,0 кг і має несучу здатність на стиск – 121,8 тс, в той час як 1 п.м. МІК-С важить

56,5 кг і має несучу здатність на стиск – 100 тс).

Як приклад можна навести конструкції готових наплавних мостів, які пропонує і інтенсивно впроваджує Російська Федерація. Міст складається з окремих частин і берегових опор. Наплавна частина включає мостові ділянки понтонного типу загальною довжиною від 46 до 200 м і забезпечують кість пропуск автомобілів масою до 40 тонн. Мостові ділянки за допомогою спеціальних зчіпних замків збираються в міст необхідної довжини.

Одна з мостових ділянок виготовляється пролітного типу, що забезпечує пропуск маломирного флоту. Верхня надбудова для проїзду автотранспорту і проходу пішоходів забезпечує довговічність конструкції моста. Настил верхньої будови проїжджої частини моста викладений з дерев'яного бруса і забезпечує хороше зчеплення коліс автотранспорту.

На кінцівках моста встановлюються апарелі для зручного заїзду автотранспорту і проходу пішоходів під час зниження рівня води. Кріплення апарелі може бути виконано одним з двох варіантів:

- ковзне обпирання на берегових опорах з шарнірним з'єднанням з мостом;
- шарнірне з'єднання апаратилів на берегових опорах і ковзаючим обпиранням на міст.

Берегові опори виконуються у вигляді металевих коробів (на березі річки з засипанням каменем і додатковим кріпленням за допомогою анкерних тяг) або за індивідуальним проектом у вигляді пальового споруди. Нижче в табл.1 наведено дані за типовими наплавним мостам, розроблених проектувальник Російської Федерації.

Висновки

Запропонована модернізація прогонових будов та понтонів може бути підкріплена цілою низкою додаткових пропозицій, які у сукупності значно зменшують трудомісткість з наведення наплавного моста. До них можна віднести:

1. Існуючі конструкції наплавних мостів мають велику кількість болтових з'єднань, передбачені застарілі рейки типу Р50 (зняті з виробництва), мають дерев'яний настил. Треба в новій конструкції значно зменшити кількість болтових з'єднань, встановити рейки типу Р65, а настил замінити на металевий з обладнанням сполученого проїзду по мосту.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

2. Застосування для фундаментів підйомних опор гвинтових паль забезпечить високий темп спорудження берегових частин та багаторазове їх застосування, тобто вони використовуються як інвентарні конструкції.

3. Заміна конструкції стикових вузлів з використанням чотирьох палубних замків дасть змогу прискорити процес збірки прогонових будов та зменшити кількість робочих задіяних на даних роботах.

4. Типову довжину наплавного мосту бажано проектувати модульну, тобто окремі секції річкової частини (при необхідності судноплавства одна з них виконує роль вивідної ланки) можуть без перешкод вилучатись або додаватись до конструкції. Модуль можна встановити таким, щоб він дорівнював довжині двох або трьох прогонових будов.

Цю роботу можуть виконати у короткий термін проектні організації, які вже попередньо дали згоду. Така попередня згода отримана і від заводів металевих конструкцій, що розташовані на Україні.

На даному етапі первинним документом повинно бути технічне завдання, яке надає замовник (у даному випадку Міністерства оборони та Міністерство з надзвичайних ситуацій).

Проведені попередні обговорення з даного питання і надані багатьма проектними та експлуатаційними організаціями обґрунтування свідчать на користь розробки нового вітчизняного проекту. Що стосується необхідності розробки спеціальних норм щодо правил проектування наплавних мостів, то вона не є необхідною, оскільки існуючі норми та додаткові матеріали [5-8] є достатніми для проектування.

Таблиця 1

Техніко-економічна характеристика наплавних (понтонних) мостів

Будівельний номер по порядку	Вага 1 погонного метра моста, т	Допустиме автомобільне навантаження, т	Довжина наплавного моста, м	Довжина моста з береговими опорами, м	Ширина проїжджої частини моста, м	Робочий перепад рівнів води, м	Термін експлуатації до капітального ремонту, роки	Будівництво погонного метра моста (без ПДВ) тис. руб.
НМ-1	2,493	30	45,85	54,05	3,5	2,0	15	150
НМ-2	2,444	30	87,72	97,72	3,5	2,0	20	150
НМ-3	2,623	30	113,76	121,80	4,5	2,7	30	205
НМ-4	2,851	40	149,60	160,84	4,5	2,6	30	268
НМ-5	2,807	40	82,00	100,80	4,5	4,2	30	194
НМ-6 (1)	2,484	30	72,00	91,80	4,5	4,2	30	180
НМ-6 (2)	2,876	30	72,00	91,80	4,5	4,2	30	205
НМ-6 (3)	2,941	30	72,00	91,80	4,5	4,2	30	209

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Наплавной железнодорожный мост НЖМ-56 : пособие [Текст]. – Москва : Воениздат, 1997. – 344 с.
2. Бардась, С. О. Дослідження ефективності застосування наскрізних двотаврів для прогонових будов залізничних мостів [Текст] : магістерська робота. – Днепропетровск, 2005. – 69 с.
3. Кручинкин, А. В. Сборно-разборные временные мосты [Текст] / А. В. Кручинкин. – Москва : Транспорт. – 1987. – 191 с.
4. СНиП II-23-81 Часть II, Глава 23 Стальные конструкции [Текст]. – Взамен СНиП II-B.3-72; СНиП II-И.9-62; СН 376-67 ; Введен в действие 1982-01-01. – Москва : Центр. ин-т типового проектирования, 2011. – с. 170.
5. СНиП 2.05.03-84*. Мосты и трубы [Текст]. – Введ. 1986-01.01. – Москва : Госстрой России, 2001. – 214 с.
6. ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування [Текст]. – Чинні від 2007-02-01. – Київ : Мін. буд., архіт. та житл.-комун. госп-ва, 2006. – 359 с.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

7. ВСН 136-78 Инструкция по проектированию вспомогательных сооружений и устройств для строительства мостов [Текст]. – Москва : Минтрансстрой, 1978. – 300 с.
8. СТП 136-99 Специальные вспомогательные сооружения и устройства для строительства мостов. Нормы и правила [Текст]. – Москва : ОАО Гипротрансмост, 1999. – 300 с.
9. Державна спеціальна служба транспорту – історія і сьогодення. Перспективи та пріоритети розвитку [Текст] : Монографія колективу авторів / Наук. редактор доктор технічних наук, професор А. В. Радкевич. – Дніпропетровськ : Вид-во Маковецький, 2013. – 204 с.

К. И. СОЛДАТОВ^{1*}, Ю. Н. ГОРБАТЮК^{2*}

^{1*} Каф. «Мосты», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (096) 527 26 01, эл. почта kim-kim@i.ua

^{2*} Каф. «Мосты», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (093) 339 41 28, эл. почта Yuri.Gorbatyuk@gmail.com

ПУТИ СОВЕРШЕНСТВОВАНИЯ КОНСТРУКЦИИ НАПЛАВНЫХ МОСТОВ

Цель. Целью данной работы является совершенствование конструкции наплавных мостов с целью пригодности их для пропуска современных нагрузок и применения новых материалов и конструктивных форм. **Методика.** Для исследования принята методика анализа существующих нагрузок, технологий, материалов и форм. **Результаты.** На основе анализа данных предложено применение новых облегченных материалов, современных конструктивных форм и показана их пригодность для пропуска современных нагрузок. **Научная новизна.** Новизна заключается в том, что предложены новые конструкции понтонов и пролетных строений. **Практическая значимость.** Результаты работы могут найти применение при проектировании современных наплавных мостов на замену устаревших НЖМ-56.

Ключевые слова: понтон; пластиковый понтон; наплавные мосты; сквозные двутавры; конструктивные формы

KIM SOLDATOV^{1*}, YURI GORBATYUK^{2*}

^{1*} Dept. of Bridges, Dnepropetrovsk national university of railway transport named after academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnepropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (096) 527 26 01, e-mail kim-kim@i.ua

^{2*} Dept. of Bridges, Dnepropetrovsk national university of railway transport named after academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnepropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (093) 339 41 28, e-mail Yuri.Gorbatyuk@gmail.com

WAYS TO IMPROVE THE CONSTRUCTION OF FLOATING BRIDGE

Purpose. The aim of this work is to improve the design of floating bridges with a view to their suitability for the passage of modern loads and application of new materials and structural forms. **Methodology.** To investigate the accepted method of analysis of the existing loads, technologies, materials and shapes. **Findings.** Based on the analysis of the data suggested the use of new lightweight materials, modern-design forms and variables shown their suitability for the passage of modern loads. **Originality.** The novelty lies in the fact that the proposed new structure of the pontoons and span. **Practical value.** The results can find application in the design of modern floating bridges to replace outdated NZHM-56.

Keywords: pontoon; Plastic pontoon; pontoon bridges; constructive forms

Стаття рекомендована до публікації д.т.н., проф. А. В. Радкевичем (Україна), д.т.н., проф. А. І. Лантухом-Лященко (Україна).

Надійшла до редколегії 20.06.2014.

Прийнята до друку 02.07.2014.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 622.016.4: 622.284.4

К. И. СОЛДАТОВ^{1*}, Ю. Л. ЗАЯЦ^{2*}

^{1*} Каф. «Мосты», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (096) 527 26 01, эл. почта kim-kim@i.ua

^{2*} Каф. «Мосты», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (067) 704 74 33, эл. почта zyl41@mail.ru

ОПТИМИЗАЦИЯ ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ШАХТНОЙ ЗАТЯЖКИ

Цель. Опыт эксплуатации различного типа шахтных затяжек свидетельствует о том, что большинство из них имеют достаточную несущую способность, поэтому основной целью данной работы является конструирование и расчет затяжки, которая была бы оптимальной с точки зрения стоимости и несущей способности.

Методика. Для исследования выбрана экспериментально-теоретическая методика, которая основывается на новой форме затяжки в виде криволинейного бруса, специальной методике расчета и проведении экспериментов на образцах, изготовленных на заводе мостовых железобетонных конструкций с различными параметрами, как по бетонной смеси, так и по армированию, что дает возможность выполнить оптимизацию.

Результаты. Результаты выполненных расчетов, проведения испытаний на значительном количестве образцов натуральной величины позволили рекомендовать конкретные типы оптимальных затяжек.

Научная новизна. В публикациях в данном направлении нет образцов подобных описанным выше. Сама конструкция является оптимальной как с точки зрения прочности, так и стоимости.

Практическая значимость. Данная модель затяжки внедрена в производство на Павлоградском заводе железобетонных конструкций. В сравнении с прямолинейными аналогами она имеет такую же стоимость, а несущую способность на 50...100 % большую и не имеет тенденции к внезапному разрушению, что очень важно с точки зрения безопасности.

Ключевые слова: шахтная затяжка; железобетонная затяжка; криволинейный брус; эксперимент; образец

Введение

В статье [1] приведены результаты экспериментально-теоретического исследования шахтной затяжки, выполненной в виде криволинейного бруса, несущая способность которого сравнивается с аналогичным прямолинейным.

Цель

В целях получения теоретически и практически обоснованных параметров для прямолинейного и криволинейного образцов, дальнейшее исследование было выполнено в направлении оптимизации параметров.

Методика

Для образца в виде прямолинейной балки в параметры оптимизации могут входить: расчетные сопротивления бетона и арматуры, площадь арматуры, высота поперечного сече-

ния образца, ширина образца. Результирующим параметром оптимизации должен быть изгибающий момент, который может выдержать данный образец при фиксированных (указанных выше) иных параметрах.

Запишем известные расчетные формулы для данного случая

$$M = R_b \cdot b \cdot x \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2}\right); x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b} \quad (1)$$

Ограничим диапазон поиска оптимальных значений основных величин:

- длину образца примем стандартной и равной $l = 100$ см;
- высота сечения h варьируется в диапазоне 3,5...5,0 см (3,5; 4,0; 4,5; 5,0);
- ширина образца b остаётся постоянной и равной 20 см из условия веса образца до 20 кг и удобства монтажа;

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

– расчетное сопротивление бетона R_b принято в диапазоне 105...160 кгс/см² (120; 135; и 150);

– расчетное сопротивление арматуры R_s принято для трех диаметров высокопрочной проволоки 3; 4 и 5 мм, которое соответственно равно: 14900, 14000 и 12800 кгс/см²;

– принимаем для всех образцов минимальное значение расстояния до центра тяжести арматуры $a_s = 10$ см, т.е. рабочую высоту сечения h_0 в диапазоне 2,5...4,5 см;

– количество стержней рабочей арматуры от 2 до 4 (в зависимости от диаметра, поскольку в расчетах фигурирует не диаметр, а площадь арматуры A_s).

Расчетная сосредоточенная нагрузка $P = 500$ кгс (5 кН), а следовательно изгибающий момент, который должен выдерживать образец составляет 1,25 кНм (12500 кгссм).

При этих исходных данных можно записать

$$12500 = R_b \cdot 20 \cdot x \cdot (h - 1,0 - \frac{x}{2}), \quad (2)$$

что равносильно

$$x^2 - 2x \cdot (h - 1) + 1250 / R_b = 0. \quad (3)$$

Таким образом, оптимальная высота сжатой зоны бетона определяется из выражения

$$x = (h - 1) \pm \sqrt{(h - 1)^2 - \frac{1250}{R_b}}. \quad (4)$$

Рассмотрим возможные комбинации с точки зрения высоты сечения и расчетного сопротивления бетона и их влияния на высоту сжатой зоны бетона (табл. 1).

Анализ подкоренного выражения дает ответ на основной вопрос – оптимальной высоты сечения. Действительные корни имеем в том случае, если выполняется неравенство $(h - 1)^2 \geq 1250 / R_b$. В табл. 1 сведены данные расчетов для 12 образцов (в таблице: отр. – отрицательное значение высоты сжатой зоны бетона).

Таблица 1

Оптимальные значения высоты сжатой зоны бетона в зависимости от высоты образца и прочности бетона

x , см	h , см	R_b , кгс/см ²	x , см	h , см	R_b , кгс/см ²	x , см	h , см	R_b , кгс/см ²
x_1 отр.	3,5	120	x_5 отр.	3,5	135	x_9 отр.	3,5	150
x_2 отр.	4,0	120	x_6 отр.	4,0	135	$x_{10} = 2,19$	4,0	150
$x_3 = 2,65$	4,5	120	$x_7 = 1,77$	4,5	135	$x_{11} = 1,52$	4,5	150
$x_4 = 1,64$	5,0	120	$x_8 = 1,41$	5,0	135	$x_{12} = 1,24$	5,0	150

Подстановка в формулу (5)

$$A_s = \frac{R_b \cdot b \cdot x}{R_s} \quad (5)$$

указанных значений дает нам соответствующие значения площади арматуры для данных сочетаний. Минимальную площадь арматуры дают те образцы, где меньшее значение произведения высоты сжатой зоны бетона на расчетное сопротивление бетона $x \cdot R_b$. Площадь сечения для них соответственно составляет при диаметрах арматуры 3, 4 и 5 мм величины, приведен-

ные в табл. 2 (в скобках указано количество стержней арматуры).

Площадь сечения одного стержня арматуры диаметром 3, 4 и 5 мм составляет соответственно: 0,07065 см²; 0,1256 см²; 0,19625 см². В скобках приведено количество стержней арматуры. В данном случае лучшими по расходу арматуры можно признать образцы 4, 8 и 12 с диаметром стержней 3 или 4 мм. Все они имеют высоту 50 мм. Расчетное сопротивление бетона в принятом диапазоне существенного значения не имеет.

Таблица 2

Расчет необходимой площади арматуры образцов

№№ образца	3	4	7	8	10	11	12
Диаметр арматуры, мм	Площадь арматуры, см ²						
3	0,426 (6)	0,264 (4)	0,320 (5)	0,255 (4)	0,440 (7)	0,306 (5)	0,249 (4)
4	0,453 (4)	0,281 (3)	0,340 (3)	0,271 (3)	0,468 (4)	0,325 (3)	0,265 (3)
5	0,495 (3)	0,307 (2)	0,372 (2)	0,297 (2)	0,512 (3)	0,349 (2)	0,289 (2)

Приступая к оптимизации криволинейного бруса, за основу принимаем соотношение формулы (5) $A_s \cdot R_s = R_b \cdot b \cdot x$, т.е. бетон и арматура в равной степени формируют оптимальное железобетонное сечение.

Согласно [2] критическая интенсивность нагрузки для криволинейного бруса определяется по формуле

$$q = k \cdot \frac{E_b I_{red}}{r^3}. \quad (7)$$

В данном случае в расчет вводится приведенный момент инерции сечения, т.е. учитывается и арматура и сжатая зона бетона

$$I_{red} = \frac{bx^3}{3} + A_s \cdot n^1 \cdot (h_0 - x)^2. \quad (8)$$

Анализ формулы (8) показывает, что увеличение высоты сжатой зоны бетона увеличивает долю составляющей бетонного сечения ($\frac{bx^3}{3}$) и одновременно уменьшает долю арматуры за счет уменьшения выражения в скобках $(h_0 - x)^2$. Исследуем возможность проведения оптимизации по упрощенному выражению для приведенного момента инерции сечения

$$I_{red} = \frac{bx^3}{3}. \quad (9)$$

Выразив I_{red} из формул (7) и (9), приравняв данные выражения

$$\frac{b \cdot x^3}{3} = \frac{q \cdot r^3}{k \cdot E_b}, \quad (10)$$

откуда найдем высоту сжатой зоны бетона, выраженную через известные параметры, т.е. данную высоту можно считать оптимальной

$$x = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot q \cdot r^3}{b \cdot k \cdot E_b}}, \quad (11)$$

где $q = 10$ кгс/см – погонная интенсивность расчетной нагрузки; k – коэффициент, определяемый по формуле (12); r – радиус кривизны, см, определяемый по формуле (14)

$$k = \frac{(\pi^2 - 4\alpha^2)^2}{4\alpha^2 \cdot (\pi^2 + 4\alpha^2)}. \quad (12)$$

Угол сегмента определяем по формуле (13)

$$\operatorname{tg} \frac{\alpha}{4} = \frac{2f}{a}. \quad (13)$$

В данном случае стрела прогиба f отсчитывается от линии опирания бруса по торцам до центра тяжести рабочей арматуры.

В свою очередь радиус находим из зависимости (14) по известной хорде и углу сегмента

$$a = 2r \cdot \sin \frac{\alpha}{2}; \quad r = \frac{a}{2 \cdot \sin \alpha / 2}. \quad (14)$$

В связи с необходимостью перебора значительного количества вариантов дальнейшие расчеты сведены в табл. 3.

Результаты

Наличие данных о высоте сжатой зоны бетона и площади сечения арматуры в данном исследовании дает основание сделать предварительные (поскольку нами использовано упрощенное выражение для приведенного момента инерции) выводы.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Таблица 3

Расчет высоты сжатой зоны бетона и площади арматуры

№№ Образ- ца	b , см	h , см	f , см	n'	R_b , кгс/см ²	R_s , кгс/см ² $d = 3; 4; 5$ мм	α	r , см	k	x , см	A_s , см ²
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	20	3,5	4,5	6,00	150	14900	24	207	11,37	1,52	0,306
	20	3,5	4,5	6,00	150	14000	24	207	11,37	1,52	0,325
	20	3,5	4,5	6,00	150	12800	24	207	11,37	1,52	0,356
2	20	4,0	5,0	6,00	150	14900	26	191	9,29	1,50	0,302
	20	4,0	5,0	6,00	150	14000	26	191	9,29	1,50	0,321
	20	4,0	5,0	6,00	150	12800	26	191	9,29	1,50	0,351
3	20	4,5	5,5	6,00	150	14900	29	172	6,99	1,48	0,298
	20	4,5	5,5	6,00	150	14000	29	172	6,99	1,48	0,317
	20	4,5	5,5	6,00	150	12800	29	172	6,99	1,48	0,347
4	20	5,0	6,0	6,00	150	14900	32	156	5,35	1,47	0,296
	20	5,0	6,0	6,00	150	14000	32	156	5,35	1,47	0,315
	20	5,0	6,0	6,00	150	12800	32	156	5,35	1,47	0,344
5	20	3,5	4,5	6,50	135	14900	24	207	11,37	1,56	0,283
	20	3,5	4,5	6,50	135	14000	24	207	11,37	1,56	0,301
	20	3,5	4,5	6,50	135	12800	24	207	11,37	1,56	0,329
6	20	3,5	5,0	6,50	135	14900	26	191	9,29	1,54	0,279
	20	3,5	5,0	6,50	135	14000	26	191	9,29	1,54	0,297
	20	3,5	5,0	6,50	135	12800	26	191	9,29	1,54	0,325
7	20	4,5	5,5	6,50	135	14900	29	172	6,99	1,53	0,277
	20	4,5	5,5	6,50	135	14000	29	172	6,99	1,53	0,295
	20	4,5	5,5	6,50	135	12800	29	172	6,99	1,53	0,322
8	20	5,0	6,0	6,50	135	14900	32	156	5,35	1,51	0,274
	20	5,0	6,0	6,50	135	14000	32	156	5,35	1,51	0,291
	20	5,0	6,0	6,50	135	12800	32	156	5,35	1,51	0,340
9	20	3,5	4,5	6,90	120	14900	24	207	11,37	1,59	0,256
	20	3,5	4,5	6,90	120	14000	24	207	11,37	1,59	0,272
	20	3,5	4,5	6,90	120	12800	24	207	11,37	1,59	0,298
10	20	4,0	5,0	6,90	120	14900	26	191	9,29	1,57	0,253
	20	4,0	5,0	6,90	120	14000	26	191	9,29	1,57	0,269
	20	4,0	5,0	6,90	120	12800	26	191	9,29	1,57	0,294

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Окончание таблицы 3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
11	20	4,5	5,5	6,90	120	14900	29	172	6,99	1,55	0,250
	20	4,5	5,5	6,90	120	14000	29	172	6,99	1,55	0,266
	20	4,5	5,5	6,90	120	12800	29	172	6,99	1,55	0,291
12	20	5,0	6,0	6,90	120	14900	32	156	5,35	1,54	0,248
	20	5,0	6,0	6,90	120	14000	32	156	5,35	1,54	0,264
	20	5,0	6,0	6,90	120	12800	32	156	5,35	1,54	0,291

1. При многочисленных сочетаниях различных параметров имеем высоту сжатой зоны бетона в очень узком диапазоне (1,47...1,59 см). Разница всего 8 %.

2. Площадь сечения в данном случае хотя и зависит от высоты сжатой зоны бетона и расчетных сопротивлений бетона и арматуры, однако определена более широким диапазоном (0,248...0,357 см²) – разница 43,95 %.

3. Во всех случаях меньшая площадь арматуры достигается при использовании арматуры меньшего диаметра в сочетании с бетоном с меньшим расчетным сопротивлением.

Для определения погрешности в определении высоты сжатой зоны бетона и площади арматуры, дополнительно проведена оптимизация по зависимостям, где учтена и доля арматуры. Запишем равенство аналогичное (10)

$$\frac{bx^3}{3} + A_s \cdot \frac{E_s}{E_b} \cdot (h_0 - x)^2 = \frac{q \cdot r^3}{k \cdot E_b} \quad (15)$$

и преобразуем таким образом, чтобы из него можно было получить решение для высоты сжатой зоны бетона

$$\begin{aligned} & x^3 \cdot \frac{R_s}{3R_b \cdot n'} + x \cdot (h_0 - x)^2 - \\ & - \frac{q \cdot r^3 \cdot R_s}{E_b \cdot b \cdot k \cdot R_b \cdot n'} = 0 \\ & x^3 \cdot \left(\frac{R_s}{3R_b \cdot n'} + 1 \right) - x^2 \cdot 2h_0 + \\ & + x \cdot h_0^2 - \frac{q \cdot r^3 \cdot R_s}{E_b \cdot b \cdot k \cdot R_b \cdot n'} = 0 \end{aligned} \quad (16)$$

В табл. 4 приведены результаты расчета по формуле (16) для 12 вариантов, заимствован-

ных из табл. 2 для сравнения двух основополагающих параметров: x и A_s .

Таким образом, уточненный расчет позволил снизить площадь арматуры по образцу 8(1) по расчетным значениям на +25,11 % (или фактически на 1 стержень диаметром 3 мм + 25 %) и по образцу 11(2) соответственно на +8,57 % (фактически на 1 стержень диаметром 4 мм + 33,3 %). Образец 12(3) хотя и дает приемлемый результат, однако снижение площади по расчетным значениям на +25,4 % теряется за счет необходимости практической установки двух стержней (- 44 %).

Выводы

Все образцы показали практически близкие результаты, однако, два образца дали минимальную площадь сечения. Проанализируем эти образцы.

Образец 8(1) имеет высоту 5 см, стрелу прогиба – 6 см, арматура диаметром 3 мм, площадь арматуры – 0,219 см² (3 стержня диаметром 3 мм). По сравнению с аналогичным прямолинейным образцом, площадь арматуры которого – 255 см² экономия арматуры составляет 16,4 %. Но реально необходимо ставить 4 стержня и площадь 0,283 см² и экономия – 29,7 %.

Образец 11(2) имеет высоту 4,5 см, стрелу прогиба 5,5 см, арматура диаметром 4 мм, площадь арматуры – 0,245 см² (2 стержня диаметром 4 мм). Аналогичный прямолинейный образец имеет площадь арматуры 269 см², т.е. теоретическая экономия арматуры – 9,8 %. Однако практически необходимо ставить 3 стержня и экономия составляет 53,7 %.

Таблиця 4

Результаты расчета

№№ Обра- зца	b , см	h , см	f , см	n'	R_b	R_s	α	r , см	k	x , см	A_s , см ²
1 (1)	20	3,5	4,5	6,0	150	14900	24	207	11,37	1,52/1,48	0,306/0,297
2 (1)	20	4,0	5,0	6,0	150	14900	26	191	9,29	1,50/1,40	0,302/0,281
3 (2)	20	4,5	5,5	6,0	150	14000	29	172	6,99	1,48/1,26	0,317/0,270
4 (3)	20	5,0	6,0	6,0	150	12800	32	156	5,35	1,47/1,12	0,344/0,263
5 (1)	20	3,5	4,5	6,5	135	14900	24	207	11,37	1,56/1,52	0,283/0,275
6 (2)	20	3,5	5,0	6,5	135	14000	26	191	9,29	1,54/1,44	0,297/0,278
7 (3)	20	4,5	5,5	6,5	135	12800	29	172	6,99	1,53/1,30	0,322/0,274
8 (1)	20	5,0	6,0	6,5	135	14900	32	156	5,35	1,51/1,21	0,274/0,219
9 (2)	20	3,5	4,5	6,9	120	14000	24	207	11,37	1,59/1,56	0,272/0,267
10 (3)	20	4,0	5,0	6,9	120	12800	26	191	9,29	1,57/1,48	0,294/0,278
11 (2)	20	4,5	5,5	6,9	120	14000	29	172	6,99	1,55/1,43	0,266/0,245
12 (3)	20	5,0	6,0	6,9	120	12800	32	156	5,35	1,54/1,24	0,291/0,232

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ
ИСТОЧНИКОВ

1. Солдатов, К. И. Экспериментально - теоретическое исследование работы железобетонной шахтной затяжки [Текст] / К. И. Солдатов, Ю. Л. Заяц, В. И. Сорока // Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика : зб. наук. праць. – Дніпропетровськ, 2013. – Вип. 4. – С. 97-107.
2. Строительная механика. Динамика и устойчивость сооружений [Текст]: Учебник / А. Ф. Смирнов, В. Александров, Б. Я. Лашеников, Н. Н. Шапошников. – Москва : Стройиздат, 1984. – 416 с.
3. Бронштейн, И. Н., Справочник по математике [Текст] / И. Н. Бронштейн, К. А. Семендяев. – Москва : Наука, 1967. – 608 с.
4. Киселев, В. А. Строительная механика. Специальный курс (динамика и устойчивость сооружений) [Текст] / В. А. Киселев. – Москва : Изд-во литературы по строительству, 1969. – 431 с.
5. Снитко, Н. К. Строительная механика [Текст]: Учебник / Н. К. Снитко. – Москва : Высшая школа, 1972. – 486 с.
6. Колоушек, В. Динамика строительных конструкций [Текст] / В. Колоушек. – Москва : – Изд-во литературы по строительству, 1965. – 631 с.
7. Громыко, А. О. Механика сплошной среды. Криволинейные брусья, пластины и оболочки [Текст]: Курс лекций / А. О. Громыко, О. В. Громыко. – Минск : БГУ, 2005. – 364 с.

К. И. СОЛДАТОВ^{1*}, Ю. Л. ЗАЯЦЬ^{2*}^{1*}Каф. «Мости», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка

В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (096) 527 26 01, ел. пошта kim-kim@i.ua

^{2*} Каф. «Безпека життєдіяльності», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (067) 704 74 33, ел. пошта zyl41@mail.ru

ОПТИМІЗАЦІЯ ПЕРЕРІЗУ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ ШАХТНОЇ ЗАТЯЖКИ

Мета. Досвід експлуатації різного типу шахтних затяжок свідчить про те, що більшість з них мають не достатню несучу здатність, тому основною метою даної роботи є конструювання та розрахунок затяжки, яка

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

б була оптимальною з точки зору вартості та несучої здатності. **Методика.** Для дослідження вибрана експериментально-теоретична методика, яка ґрунтується на новій формі зтяжки у вигляді криволінійного бруса, спеціальній методиці розрахунку та проведенні експериментів на зразках, які виготовлені на заводі мостових залізобетонних конструкцій з різними параметрами, як по бетонній суміші, так і по армуванню, що дає змогу виконати оптимізацію. **Результати.** Результати виконаних розрахунків, проведення випробувань на значній кількості зразків натуральної величини дали змогу рекомендувати конкретні типи оптимальних зтяжок. **Наукова новизна.** В публікаціях у даному напрямку немає зразків подібних описаним вище. Сама конструкція є оптимальною як з точки зору міцності так і вартості. **Практична значимість.** Дану модель зтяжки впроваджена для виготовлення на Павлоградському заводі залізобетонних конструкцій. У зрівнянні з прямолінійними аналогами вона має таку саму вартість, а несучу здатність на 50...100 % більшу та не має тенденції до раптового руйнування, що дуже важливо з точки зору безпеки.

Ключові слова: шахтна зтяжка; залізобетонна зтяжка; криволінійний брус; експеримент; зразок

KIM SOLDATOV^{1*}, YURI ZAYAC^{2*}

^{1*} Dept. of Bridges, Dnepropetrovsk national university of railway transport named after academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnipropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (096) 527 26 01, e-mail kim-kim@i.ua

^{2*} Dept. of Safety of life activity, Dnepropetrovsk national university of railway transport named after academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnipropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (067) 704 74 33, e-mail zyl41@mail.ru

OPTIMIZATION CROSS SECTION OF REINFORCED CONCRETE MINE TIGHTENING

Purpose. Experience in operating various types of mine puffs indicates that most of them have sufficient load-bearing capacity, so the main goal of this work is the design and calculation of torque, which would be optimal in terms of cost and carrying capacity. **Methodology.** To study the selected experimental and theoretical technique, which is based on a new form of tightening in the form of a curved beam, a special method of calculation and the experiments on samples prepared at the factory bridge of reinforced concrete structures with different parameters, both in a concrete mixture and reinforcement, which gives the opportunity to perform optimization. **Findings.** The results of the calculations, tests on a significant number of samples of original size allowed to recommend specific types of optimal puffs. **Originality.** The publications in this area are no samples such as those described above. The structure itself is optimal both from the standpoint of strength and cost. **Practical value.** This model tightening implemented in production at Pavlograd concrete structures. In comparison with analogous rectilinear, it has the same value, and the carrying capacity of 50...100 % and has a large tendency for a sudden collapse, which is very important from a safety standpoint.

Keywords: mine tightening; reinforced concrete tightening; curved beams; the experiment; the sample

Стаття рекомендована к публікації д.т.н., проф. В. Д. Петренко (Україна), д.т.н., проф. І. І. Лучко (Україна).

Поступила в редколлегию 25.06.2014.

Принята в печать 02.07.2014.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 624.21

Б. М. СТАСЮК^{1*}, В. З. СТАНКЕВИЧ^{2*}, В. В. КОВАЛЬЧУК^{3*}, Й. Й. ЛУЧКО^{4*}

^{1*} Каф. «Опір матеріалів», Національний університет «Львівська політехніка», вул. Карпінського, 6, Львів, Україна, 79013, тел. +38 (097) 468 85 24, ел. пошта stasyuk.bohdan.m@gmail.com

^{2*} Каф. «Фундаментальні дисципліни», Львівська філія Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. І. Блажкевич, Львів, Україна, 79052, тел. +38 (095) 824 80 53, ел. пошта stan_olena@yahoo.com

^{3*} Каф. «Рухомий склад і колія», Львівська філія Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. І. Блажкевич, Львів, Україна, 79052, тел. +38 (097) 223 72 43, ел. пошта kovalchuk.diit@mail.ru

^{4*} Каф. «Рухомий склад і колія», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, Львівська філія, вул. І. Блажкевич, Львів, Україна, 79052, тел. +38 (097) 033 18 36

ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ МЕТАЛЕВИХ ГОФРОВАНИХ КОНСТРУКЦІЙ ПРИ ВЗАЄМОДІЇ З ҐРУНТОМ ЗАСИПКИ

Мета. Метою роботи є проведення досліджень напружено-деформованого стану металевих гофрованих конструкцій (МГК) при їх взаємодії з ґрунтом засипки. Такі дослідження необхідні для встановлення причин появи дефектів металевих гофрованих конструкцій, своєчасного прийняття відповідних інженерних рішень з метою підвищення несучої здатності МГК. **Методика.** Розрахунки напружено-деформованого стану металевих гофрованих конструкцій проведено методом скінчених елементів за допомогою ліцензійної програми FEMAP with MSC NASTRAN. Під час проведення розрахунків враховано ступінь ущільнення ґрунтової засипки та величину динамічного навантаження від рухомого складу залізниць. **Результати.** Згідно проведених розрахунків запас міцності споруди становить від 34 % до 45 % залежно від ступеня ущільнення ґрунтової засипки; для виникнення початку пластичних деформацій зовнішнє навантаження повинно бути перевищене більш як у 2,48 рази порівняно з навантаженням при проектному стані колії та навантаженнями на колію, що має допустимі нерівності. **Наукова новизна.** Вперше проведені розрахунки напружено-деформованого стану МГК при взаємодії з ґрунтом засипки із врахуванням комплексу факторів – ступеня ущільнення ґрунтової засипки та величини динамічного навантаження від рухомого складу залізниць. **Практична значимість.** Отримані результати напружено-деформованого стану металевих гофрованих конструкцій можуть бути використані проектувальниками та інженерами Мостовипробувальних станцій Укрзалізниці та Укравтодору.

Ключові слова: металева гофрована конструкція (МГК); ступінь ущільнення ґрунтової засипки; динамічне навантаження; деформації; переміщення; напруження; метод скінчених елементів

Вступ

У процесі експлуатації металевих гофрованих конструкцій (МГК) зафіксовані наступні дефекти: просідання склепіння труби, надлишкові деформації вертикального та горизонтально діаметрів труби, викришування металу поблизу болтових з'єднань, корозія металу труби, тощо. Тому дослідження, спрямовані на встановлення причин появи таких дефектів, є необхідними та актуальними на сьогоднішній день. Відповідний моніторинг дозволяє прийняти своєчасні інженерні рішення для підвищення несучої здатності МГК.

Мета

Виконати дослідження напружено-деформованого стану (НДС) МГК при взаємодії з ґрунтом засипки із врахуванням низки факторів, насамперед ступеня ущільнення ґрунтової засипки та величини динамічного навантаження від рухомого складу залізниць.

Аналіз досліджень та публікацій

Світова практика побудови і експлуатації металевих гофрованих конструкцій показує, що вирішальний вплив на напружено-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

деформований стан МГК має ступінь ущільнення ґрунтової засипки [1, 2, 3]. Рекомендоване ущільнення повинно сягати ступеня 0,95...0,97. Разом з тим у роботі [1] зауважено, що зниження ущільнення ґрунту навіть з 0,95 до 0,8 призводить до зменшення модуля деформації ґрунту у 4 рази, що, у свою чергу, спричинює значне зростання у стінках конструкції напружень і деформацій.

Проведення багаторічного моніторингу понад 900 об'єктів з гофрованих труб, збудованих протягом 1951-1965 рр. в штаті Огайо (США) [4] дозволило зробити наступний висновок: у всіх випадках для конструкцій, які не зазнали руйнувань, великі деформації становили 22...34 %; для конструкцій, які зазнали руйнувань, такі деформації сягали 45...55 %. Дані

дослідження однозначно довели, що причиною надмірних деформацій було недостатнє ущільнення ґрунту, або використання для засипки невластивого типу матеріалу. За даними [4], якщо деформації перебувають в межах 15...20 %, а висота шару над трубою більша за 1,8 м, то конструкція не вимагає для свого зміцнення додаткових заходів.

З метою дослідження несучої здатності МГК були проведені дослідження її напружено-деформованого стану. Під час проведення досліджень враховували впливи на напружено-деформований стан конструкції ступінь ущільнення ґрунтової засипки та динамічне навантаження від рухомого складу. Розрахункова схема задачі та геометричні розміри МГК наведені на рис. 1.

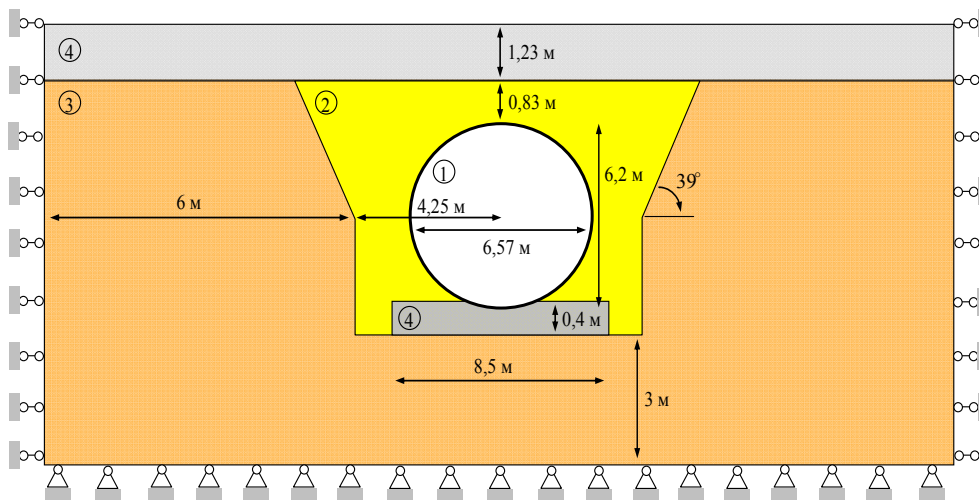


Рис. 1. Розрахункова схема задачі

Вхідні дані, які прийняті у розрахунках:

1 – труба гофрована довжиною 12,69 м з параметрами гофри 150×50×6 (рис. 2). Фізико-механічні характеристики сталі труби St3S: модуль Юнга – $E = 205000$ МПа; коефіцієнт Пуассона – $\nu = 0,3$; густина – $\rho = 78,5$ кН/м³; межа пружності – $\sigma_{пр} = 210$ МПа, межа текучості – $\sigma_m = 235$ МПа;

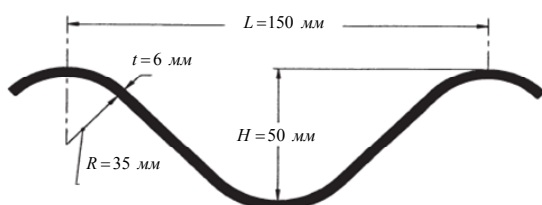


Рис. 2. Характеристика хвилі гофра

2 – засипка виконана щебеневим відсівом з наступними фізико-механічними характеристиками: модуль деформації – $E_0 = 30$ МПа; коефіцієнт Пуассона – $\nu = 0,3$; густина – $\rho = 19,6$ кН/м³; кут тертя – $\phi = 40,8^\circ$; коефіцієнт зчеплення $c = 0$;

3 – глина напівтверда з наступними характеристиками: $E_0 = 36$ МПа, $\nu = 0,42$, $c = 50$, $\rho = 19,9$ кН/м³, $\phi = 20,0^\circ$;

4 – щебінь крупний з наступними параметрами: $E_0 = 150$ МПа, $\nu = 0,27$, $c = 0$, $\rho = 18,0$ кН/м³, $\phi = 43,0^\circ$;

Шпали довжиною 2850 мм і шириною (по низу) 275 мм мають масу 365 кг. На них опираються чотири рейки Р65 погонною масою 64,72 кг (рис. 3). Таким чином, на 1 шпалу при-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

падає маса $m = 365 + 4 \times 0,625 \times 64,72 = 526,8$ кг. При цьому на поверхню основи шпали діє тиск

$$p = \frac{m \cdot g}{A} \approx \frac{526,8 \cdot 10}{2850 \cdot 275} = 6,7215 \cdot 10^{-3} \text{ МПа}$$

Розрахунки напружено-деформованого стану металевої гофрованої конструкції проведено методом скінчених елементів за допомогою ліцензійної програми FEMAP with MSC NASTRAN.

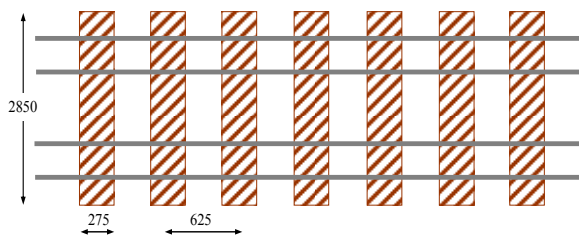


Рис. 3. Характеристика навантаження рейко-шпальної решітки

У вузлах елементів нижньої частини ґрунтової обійми задані нерухомі шарніри, які унеможливають лінійні переміщення; у вузлах елементів бічних граней введена заборона горизонтальних переміщень (див. рис. 1).

Простір ґрунту у пазах гофрів заповняли тривимірними скінченими елементами типу Solid (призмами і тетраедрами), а потім з віддаленням від гофрованої оболонки ґрунт моделювали гексаедрами. Згущення скінчено-елементної сітки виконували у місцях можливої концентрації напружень та в областях контакту спряжених тіл. Зокрема, поблизу гофрів розміри скінчених елементів вибирали дрібнішими, а решту області розбивали відповідно елементами більших розмірів.

В даному дослідженні ґрунтову обійму розбивали сіткою тривимірних скінчених елементів типу Solid, трубу – двовимірними скінченими елементами типу Plate.

Аналіз результатів розрахунку

Аналіз отриманих числових результатів показує, що найбільші деформації і напруження (еквівалентні за гіпотезою Мізеса) виникають у стінках металевої гофрованої оболонки посередині її прогону (рис. 4).

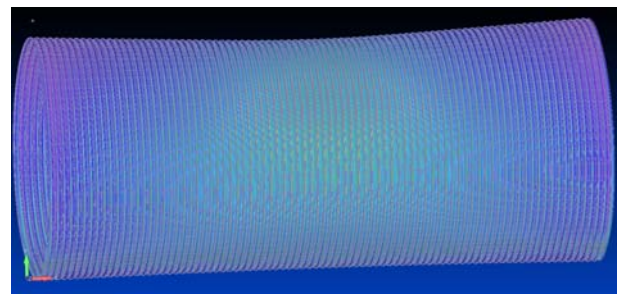


Рис. 4. Деформований стан металевої гофрованої труби

З метою дослідження впливу характеристик ґрунтової засипки на НДС оболонки розглядали кільце труби посередині її прогону. Розрахунки проводили для значень коефіцієнтів ступеня RP ущільнення ґрунтової засипки 1; 0,9; 0,8 (з відповідними їм значеннями густини та модуля деформації). Навантаження складається з власної ваги засипки, металевої гофрованої труби, шару щебеню, рейко-шпальної решітки та динамічного навантаження від рухомого складу. На рис. 5 наведені епюри розподілу еквівалентних напружень за Мізесом.

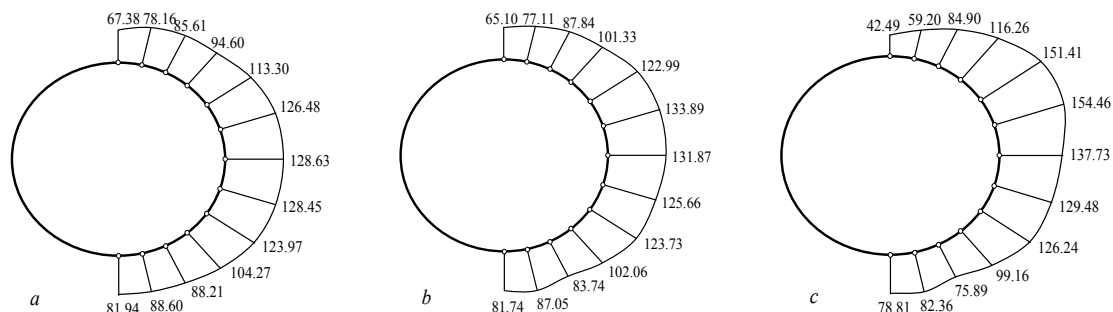


Рис. 5. Розподіл еквівалентних напружень $\sigma_{\text{екв}}^{\text{IV}}$ [МПа] по контуру перерізу труби

залежно від ступеня ущільнення ґрунтової засипки:

$a - \rho = 19,6 \text{ кН/м}^3, E = 30 \text{ МПа}, RP = 1,0$; $b - \rho = 17,64 \text{ кН/м}^3, E = 18,75 \text{ МПа}, RP = 0,9$;

$c - \rho = 15,68 \text{ кН/м}^3, E = 7,5 \text{ МПа}, RP = 0,8$

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

З метою дослідження впливу характеристик ґрунтової засипки на деформацію труби і щебеневому шару під шпалами вибирали 4-и характерні вузли (точки) 1-4 на поверхні металевої конструкції посередині її прогону та точку 5 на верхній поверхні щебеню під шпалами над сідовою труби (рис. 6).

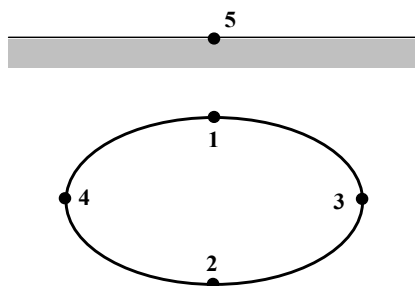


Рис. 6. Точки аналізу напружено-деформованого стану МГК

В табл. 1 наведені числові результати переміщень у вузлах 1-4. При цьому вузли 1, 2, 5

мають вертикальні переміщення, а 3, 4 – горизонтальні.

Аналіз результатів показує стійку тенденцію до збільшення абсолютних значень напружень і деформацій із зменшенням ущільнення ґрунту (див. рис. 5).

Це пояснюється тим, що недостатнє ущільнення ґрунту не призводить до явища розпирання конструкції [3, 5], яке призводить до її зміцнення. Чим більший показник ущільнення ґрунту, тим більший спротив засипки деформаціям труби і тим більшу частку навантаження на трубу перебирає на себе ґрунтова засипка. Зміна ущільнення ґрунту (як і зміна величини навантаження) призводить до перерозподілу внутрішніх зусиль (згинальних моментів і осьових сил) у перерізах гофрів труби і, як наслідок, до зміни положення точок, у яких спостерігаються максимальні значення напружень.

Найбільші деформації спостерігаються у точці 1 перерізу труби, а найбільші напруження – поблизу точок 3, 4 (див. рис. 5).

Таблиця 1

Числові результати переміщень

Параметри засипки	Вузол 1	Вузол 2	Вузол 3	Вузол 4	Вузол 5
ρ [кН/м ³]; E [МПа]; RP	$u_1^{\text{верт}}$ [см]	$u_2^{\text{верт}}$ [см]	$u_3^{\text{гор}}$ [см]	$u_4^{\text{гор}}$ [см]	$u_5^{\text{верт}}$ [см]
$\rho = 19,6$; $E = 30$; $RP = 1,0$	- 2,81	- 0,604	0,95	- 0,95	- 3,5
$\rho = 17,64$; $E = 18,75$; $RP = 0,9$	- 3,21	- 0,53	1,19	- 1,21	- 4,1
$\rho = 15,68$; $E = 7,5$; $RP = 0,8$	- 4,71	- 0,39	2,04	- 2,1	- 6,38

Зменшення ущільнення засипки призводить до зменшення напружень у точках 1, 2 та одночасного збільшення напружень у точках 3, 4. При цьому спостерігається переміщення точок максимальних напружень вгору по контуру перерізу труби (див. рис. 5). При навантаженнях, що відповідають проектному стану МГК та ступенях ущільнення ґрунтової засипки від 0,8 до 1,0 еквівалентні напруження по Мізесу менші за межу текучості, яка для матеріалу гофролистів становить 235 МПа. При ступені ущільнення ґрунту 0,8 найбільші значення просідання колії спостерігаються над трубою посередині її довжини і становлять 64 мм (рис. 7).

Таким чином, лише зниження ступеня ущільнення ґрунтової засипки до 0,8 не може призвести до виникнення пластичних деформацій у

металі труби, однак призводить до зниження запасу міцності з 45 % до 34 %.

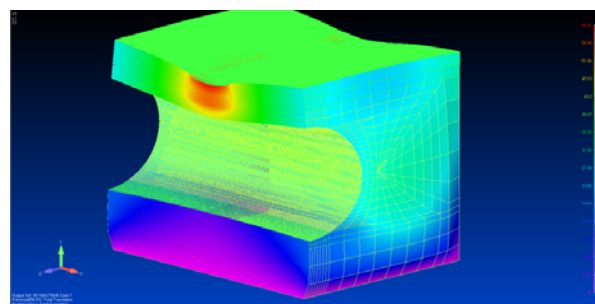


Рис. 7. Деформація ґрунтової засипки і щебеневому шару над сідовою труби

Окрім ступеня ущільнення ґрунтової обойми на величину НДС МГК має вплив величина динамічного навантаження від рухомого складу, яка насамперед залежить від величини геомет-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

ричних нерівностей колії. Інтерес представляє визначення граничного навантаження при досягненні напруженнями в МГК межі текучості 235 МПа (початок пластичних деформацій).

Навантаження на МГК змінювали наступним чином: власну вагу труби, засипки, шару щебеню та рейко-шпальну решітку залишали незмінними, показник RP ступеня ущільнення ґрунту приймали рівним 0,95. Динамічне навантаження на шпали від рухомого складу пропорційно збільшували і перераховували відповідні напруження у точках контуру перерізу труби. Розподіл навантажень по шпалах вздовж колії отримали із розрахунків колії на міцність [6]. Результати цього розрахунку наведені у табл. 2.

Числові розрахунки показали, що еквівалентні напруження досягають величини 235 МПа за коефіцієнта перевантаження 2,48 (рис. 8).

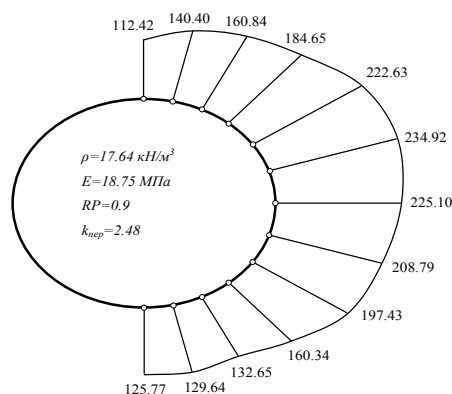


Рис. 8. Розподіл еквівалентних напружень $\sigma_{\text{екв}}^{\text{IV}}$ [МПа] по контуру перерізу труби

В табл. 3 наведені числові результати переміщень у вузлах 1-4. При цьому вузли 1, 2, 5 мають вертикальні переміщення, а 3, 4 – горизонтальні.

Таблица 2

Розподіл навантажень по шпалах

Номер шпали	Навантаження, кН	Номер шпали	Навантаження, кН
18	318,8	- 1	328,6
17	411,8	- 2	115,2
16	215,6	- 3	2,8
15	164,2	- 4	-3
14	371,6	- 5	95,4
13	378,0	- 6	301,6
12	159,0	- 7	423,6
11	19,4	- 8	234,2
10	0,8	- 9	150,0
9	107,8	- 10	352,4
8	319,2	- 11	389,4
7	415,6	- 12	184,6
6	217,4	- 13	193,6
5	163,2	- 14	399,4
4	368,2	- 15	345,8
3	375,6	- 16	128,6
2	170,2	- 17	7,8
1	209,4	- 18	10,4
Центральна	411,0		

Числові розрахунки переміщень у вузлах 1-4

Параметри засипки	Вузол 1	Вузол 2	Вузол 3	Вузол 4	Вузол 5
ρ [кН/м ³]; E [МПа]; RP	$u_1^{\text{верт}}$ [см]	$u_2^{\text{верт}}$ [см]	$u_3^{\text{гор}}$ [см]	$u_4^{\text{гор}}$ [см]	$u_5^{\text{верт}}$ [см]
$\rho = 17,64$; $E = 18,75$; $RP = 0,95$; $k_{\text{пер}} = 2,48$	- 5,45	- 0,70	2,62	- 2,65	- 7,08

Висновки

1. Безпосередньою причиною виникнення залишкових (пластичних) деформацій металевої гофрованої труби та колії над нею є зростання напружень у листах склепіння труби до гранично допустимих значень. Зазначена обставина пов'язана з недостатнім ступенем ущільнення ґрунтової засипки.

2. Згідно даних розрахунків, запас міцності споруди становить від 45 % до 34 % залежно від ступеня ущільнення ґрунтової засипки. Для виникнення пластичних незворотних деформацій зовнішнє навантаження повинно бути перевищене більш як у 2,48 рази порівняно з навантаженнями при проектному стані колії та навантаженнями на колію, що має допустимі нерівності.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Handbook of steel drainage and highway construction products [Text]. – American Iron and Steel Institute, 2ed edition, Canada, June 2002.

2. Kunecki, B. Zachowanie sie ortotropowych powlok walcowych w osrodku gruntowym pod statycznym i dynamicznym obciazeniem zewnetrznym [Text] / B. Kunecki. – Rozprawa doktorska. Instytut budownictwa Politechniki Wroclawskiej, 2006. – 199 s.
3. Wysokowski A., Janusz L. Mostowe konstrukcje gruntowo – powlokowe. Laboratoryjne badania niszczone. [Text] / A. Wysokowski, L. Janusz // Awarie w czasie budowy i eksploatacji : XXIII konferencja naukowo-techniczna. – Szczecin, 2007. S. 541-550.
4. Coweherd, David C. TRB Proceedings [Text] / David C. Coweherd & Ioan J. Corda. – Washington.
5. Machelski, Cz. Modelowanie mostowych konstrukcji gruntowo-powlokowych [Text]. / Cz. Machelski. – Dolno-slaskie Wydawnictwo Edukacyjne, 2008. – 208 s.
6. Правила розрахунків залізничної колії на міцність і стійкість. ЦП-0117 [Текст] / Е. І. Даніленко, В. В. Рибкін. – Київ : Транспорт України, 2006. – 168 с.

Б. М. СТАСЮК^{1*}, В. З. СТАНКЕВИЧ^{2*}, В. В. КОВАЛЬЧУК^{3*}, И. И. ЛУЧКО^{4*},

^{1*} Каф. «Сопротивление материалов», Национальный университет «Львовская политехника» ул. Карпинского, 6, Львов, Украина, 79013, тел. +38 (097) 468 85 24, эл. почта stasyuk.bohdan.m@gmail.com

^{2*} Каф. «Фундаментальные дисциплины», Львовский филиал Днепропетровского национального университета железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. И.Блажкевич, 12а, Львов, Украина, 79052, тел. +38 (095) 824 80 53, эл. почта stan_olena@yahoo.com

^{3*} Каф. «Подвижной состав и путь», Львовский филиал Днепропетровского национального университета железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. И.Блажкевич, 12а, Львов, Украина, 79052, тел. +38 (097) 223 72 43, эл. почта kovalchuk.diit@mail.ru

^{4*} Каф. «Подвижной состав и путь», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, Львовский филиал, ул. И. Блажкевич, Львов, Украина, 79052, тел. +38 (097) 033 18 36

ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ГОФРИРОВАННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ВЗАИМОДЕЙСТВИИ С ГРУНТОМ ЗАСЫПКИ

Цель. Целью данной работы является проведение исследования напряженно-деформированного состояния металлических гофрированных конструкций при их взаимодействии с грунтом засыпки. Такие исследо-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

вания необходимы для установления причин появления дефектов металлических гофрированных конструкций, своевременного принятия соответствующих инженерных решений с целью повышения несущей способности МГК. **Методика.** Расчеты напряженно-деформированного состояния металлической гофрированной конструкции проведены методом конечных элементов с помощью лицензионной программы FEMAP with MSC NASTRAN. При проведении расчетов учтено уплотнение грунтовой засыпки и величина динамической нагрузки от подвижного состава железных дорог. **Результаты.** Согласно проведенных расчетов запас прочности сооружения составляет от 45 % до 34 % в зависимости от степени уплотнения грунтовой засыпки; для возникновения начала пластических деформаций внешняя нагрузка должна быть превышена более чем в 2,48 раза по сравнению с нагрузкой при проектном состоянии пути и нагрузками на путь, имеющем допустимые неровности. **Научная новизна.** Впервые проведены расчеты напряженно-деформированного состояния МГК при взаимодействии с грунтом засыпки с учетом комплекса факторов – степени уплотнения грунтовой засыпки и величины динамической нагрузки от подвижного состава железных дорог. **Практическая значимость.** Полученные результаты напряженно-деформированного состояния металлических гофрированных конструкций могут быть использованы проектировщиками и инженерами Мостоиспытательных станций Укрзалізнички и Укравтодора.

Ключевые слова: металлическая гофрированная конструкция (МГК); степень уплотнения грунтовой засыпки; динамическая нагрузка; деформации; перемещения; напряжения; метод конечных элементов

B. STASYUK^{1*}, V. STANKEVYCH^{2*}, V. KOVALCHUK^{3*}, J. LUTCHKO^{4*}

^{1*} Dept. of Resistance of Materials, National University «Lviv Polytechnic», Lviv branch, Karpinski, Lviv, Ukraine, 79013, tel. +38 (097) 468 85 24, e-mail stasyuk.bohdan.m@gmail.com

^{2*} Dept. of Fundamental courses, Dnepropetrovsk national university of railway transport named after academician V. Lazaryan, Lviv branch, I. Blazhkevych Str., Lviv, Ukraine, 79052, tel. +38 (095) 824 80 53, e-mail stan_olena@yahoo.com

^{3*} Dept. of Rolling stock and track, Dnepropetrovsk national university of railway transport named after academician V. Lazaryan, Lviv branch, I. Blazhkevych Str., Lviv, Ukraine, 79052, tel. +38 (097) 223 72 43, e-mail kovalchuk.diit@mail.ru

^{4*} Dept. of Rolling stock and track, Dnepropetrovsk national university of railway transport named after academician V. Lazaryan, Lviv branch, I. Blazhkevych Str., Lviv, Ukraine, 79052, tel. +38 (097) 033 18 36

INVESTIGATION OF STRESS-STRAIN STATE CORRUGATED METAL STRUCTURES UNDER INTERACTION WITH SOIL BACKFILL

Purpose. The purpose of this paper is to conduct a study of the stress-strain state corrugated metal structures in the interaction with the soil backfill. Such studies will help to establish the causes of defects corrugated metal structures, which help to provide timely engineering solutions, which in turn can lead to increased carrying capacity of the CIM. **Methodology.** Calculations of the stress-strain state corrugated metal structures made by finite element method using the licensed program FEMAP with MSC NASTRAN. In carrying out these calculations take into account the degree of compaction of backfill soil and the magnitude of the dynamic load of rail transport. **Findings.** According to the calculations, the margin structures ranging from 45% to 34%, depending on the degree of compaction of backfill soil, and for the emergence of early irreversible plastic deformation, an external load to be exceeded more than 2.48 times compared to the load at the design state track and loads on the track, which has allowed inequality. **Originality.** First Settlements stress-strain state corrugated metal structures under interaction backfill with soil, taking into account the complex factors such as the degree of compaction of backfill soil and the magnitude of the dynamic load of rail transport. **Practical value.** The results of the stress-strain state corrugated metal structures can be used to beat designers and engineers of test bridges stations Railways and Ukravtodor.

Keywords: corrugated metal structure; degree of compaction of backfill soil; dynamic load; strain; displacement; strain; finite element method

Стаття рекомендована до публікації д.фіз.-мат.н., проф. М. І. Стоділка (Україна), д.т.н., проф. В. Д. Петренко (Україна).

Надійшла до редколегії 20.06.2014.

Прийнята до друку 02.07.2014.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК: 624.21.059.1/624.012.35

П. М. СТАШУК^{1*}, Р. І. ПОЛЮГА², А. Р. БУГЕРА³, О. В. ТАНСЬКИЙ⁴

^{1*} ТОВ «НВП Мостовий центр», вул. Кудрявська, 3/5, Київ, Україна, 04053, тел./факс +38 (044) 272 08 29, ел. пошта p.stashuk@mostcenter.com.ua

² Державний дорожній науково-дослідний інститут імені М. П. Шульгіна (ДерждорНДІ), пр. Перемоги, 57, Київ, Україна, 03113, тел./факс +38 (044) 456 34 15, ел. пошта spogudy@meta.ua

³ ПАТ «Київсоюзшляхпроект», вул. Кудрявська 3/5, Київ, Україна, 04053, тел./факс +38 (044) 272 08 29, ел. пошта anamol102@meta.ua

⁴ ПАТ «Київсоюзшляхпроект», вул. Кудрявська 3/5, Київ, Україна, 04053, тел./факс +38 (044) 272 08 29, ел. пошта o.tanskyu@mostcenter.com.ua

ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ КОНСТРУКЦІЙ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННОЇ ЕСТАКАДИ

Мета. Визначення фактичного напружено-деформованого стану прогонових будов естакади нової конструкції, оцінка їх жорсткості та вантажопідйомності. **Методика.** Натурні вишукування. **Результати.** Випробування показали, що збудована сталезалізобетонна естакада індивідуальної конструкції здатна сприймати проектні навантаження А-11 і НК-80. **Наукова новизна.** Випробування моста, проведені з використанням методу акустичної емісії показали, що при випробувальному навантаженні в ньому не виникають дефекти, розвиток яких є небезпечним для конструкцій прогонових будов моста. **Практична значимість.** Задовільна збіжність теоретичних та експериментальних результатів свідчать про достовірність виконаних розрахунків прогонової будови моста.

Ключові слова: обстеження і випробування моста; динамічні характеристики; акустична емісія; випробувальне навантаження

Вступ

Сучасні тенденції мостобудування пов'язані із широким впровадженням нових високоміцних матеріалів, удосконалюванням конструктивних форм та методів розрахунків [1]. У зв'язку з цим підвищилась роль натурних випробувань мостів. Випробування проводять для встановлення характеру і величини навантажень на конструкції моста, визначення дійсного рівня напружень в елементах.

Працівниками ТОВ «НВП Мостовий центр» у 2012 році було виконано випробування нової сталезалізобетонної естакади в м. Києві (проект ТОВ «Мостпроект», Київ).

Мета

Мета дослідження – визначення фактичного напружено-деформованого стану конструкцій моста нової конструкції, оцінка його жорсткості та вантажопідйомності.

Методика

Прогонова будова моста складається з двох сталезалізобетонних нерозрізних частин влаштованих за схемою: в прогонах 1-7 – $L = 30 \text{ м} + 4 \times 36 \text{ м} + 30 \text{ м}$ (по осі моста); в прогонах 7-9 – $L = 2 \times 36 \text{ м}$ (по осі моста). Схема естакади – балочна нерозрізна. В плані прогонові будови 1-2, 3-4, 6-7, 7-8 розташовані на прямій, нерозрізні прогонові будови в 2-3, 4-5, 5-6 вписані у дві горизонтальні криві із радіусом по осі прогонової будови 65 м, з центром кривих що розташований праворуч від осі моста. Прогін 8-9 вписаний у горизонтальну криву із радіусом по осі прогонової будови 65 м, з центром кривої що розташований ліворуч від осі моста. Проміжні опори 7, 8, 9 розташовані під кутом 60° до осі прогонової будови.

Профіль мосту по довжині має висхідні ухили до 77 %, поперечні ухили односторонні в напрямку центру кривих, до 38 %. Габарит проїзної частини моста Г-5,5+2×0,75. Кількість смуг руху – 1. Дорожній одяг проїзної частини

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

є двошаровою конструкцією асфальтобетонного покриття (гусасфальт) загальною товщиною 60 мм. Ширина службових проходів що влаштовані по боках проїзної – 0,75 м. Службові проходи виконані в одному рівні із проїзною частиною. Загальна ширина моста – 8,32 м. Проектні навантаження – А-11, НК-80.

Прогони перекриті двома сталевими балками. Висота стінок балок не змінна і становить 1,62 м. Нижні пояса балок а прогонах 4-5, 5-6, 8-9 об'єднані між собою сталевую ортотропної плитою, утворюючи замкнуту коробчасту конструкцію. Відстань в плані між балками становить 5,57 м. Стінки балок, а також їх нижні пояса укріплені системою поздовжніх та поперечних ребер. Поперечні та поперечні ребра пласки. Матеріал сталевих конструкцій прогонових будов – сталь марки 10ХСНД. Головні балки прогонових будов по верху між собою

об'єднані монолітною залізобетонною плитою товщиною 0,315 м, та системою поперечних балок. Над опорами головні балки об'єднані додатково сталевую діафрагмою по всій висоті стінки балок. Залізобетонна плита поєднується із сталевими головними і поперечними балками за допомогою гнучких упорів $\varnothing 22$ мм довжиною 0,25 м. Сталь гнучких упорів S235J2G3+C450. Бетон плити прогонової будови В40.

Робоче армування плити - арматура періодичного профілю класу А-III, конструктивне армування – арматура періодичного профілю класу А-I.

Конструкцію прогонової будови виготовлено згідно патентів на винахід UA 68564 А та UA 68566 А.



Рис.2. Загальний вигляд естакади.

Перед початком випробувань було проведено візуальний огляд конструкцій шляхопроводу та виконано дослідження матеріалів елементів споруди неруйнуючими методами з використанням ультразвукових, магнітних та механічних методів.

В якості випробувального навантаження використовували три автомобілі завантажених баластом (два автомобілі МАЗ 551605 вагою 25 т і один автомобіль МАЗ 551605 вагою 33 т). Загальна вага випробувального навантаження становила 83 т. Відповідно до програми статичних випробувань реалізовано дванадцять схем навантаження прогонових будов:

Схема № 1 (завантаження прогону 8-9) – встановлення колоною по осі прогонової будови двох автомобілів вагою по 25 т в прогоні 8-9;

Схема № 2 (завантаження прогону 7-8) – встановлення колоною по осі прогонової будови двох автомобілів вагою по 25 т в прогоні 7-8;

Схема № 3 (завантаження опори 8) – встановлення колоною по осі прогонової будови двох автомобілів вагою по 25 т в прогоні 7-8, та одного автомобіля вагою 33 в прогоні 8-9;

Схема № 4 (завантаження прогону 6-7) – встановлення колоною по осі прогонової будови

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

ви двох автомобілів вагою по 25 т в прогоні 6-7;

Схема № 5 (завантаження прогону 5-6) – встановлення колоною по осі прогонової будови двох автомобілів вагою по 25 т в прогоні 5-6;

Схема № 6 (завантаження опори 6) – встановлення колоною по осі прогонової будови двох автомобілів вагою по 25 т в прогоні 5-6, та одного автомобіля вагою 33 в прогоні 6-7;

Схема № 7 (завантаження прогону 4-5) – встановлення колоною по осі прогонової будови двох автомобілів вагою по 25 т в прогоні 4-5, та одного автомобіля вагою 33 в прогоні 6-7;

Схема № 8 (завантаження опори 5) – встановлення колоною по осі прогонової будови двох автомобілів вагою по 25 т в прогоні 4-5, та одного автомобіля вагою 33 в прогоні 5-6;

Схема № 9 (завантаження прогону 3-4) – встановлення колоною по осі прогонової будови двох автомобілів вагою по 25 т в прогоні 3-4, та одного автомобіля вагою 33 в прогоні 5-6;

Схема № 10 (завантаження прогону 2-3) – встановлення колоною по осі прогонової будови двох автомобілів вагою по 25 т в прогоні 2-3, та одного автомобіля вагою 33 в прогоні 5-6;

Схема № 11 (завантаження прогону 1-2) – встановлення колоною по осі прогонової будови двох автомобілів вагою по 25 т в прогоні 1-2, та одного автомобіля вагою 33 в прогоні 5-6;

Схема № 12 (завантаження опори 2) – встановлення колоною по осі прогонової будови двох автомобілів вагою по 25 т в прогоні 1-2, та одного автомобіля вагою 33 в прогоні 2-3.

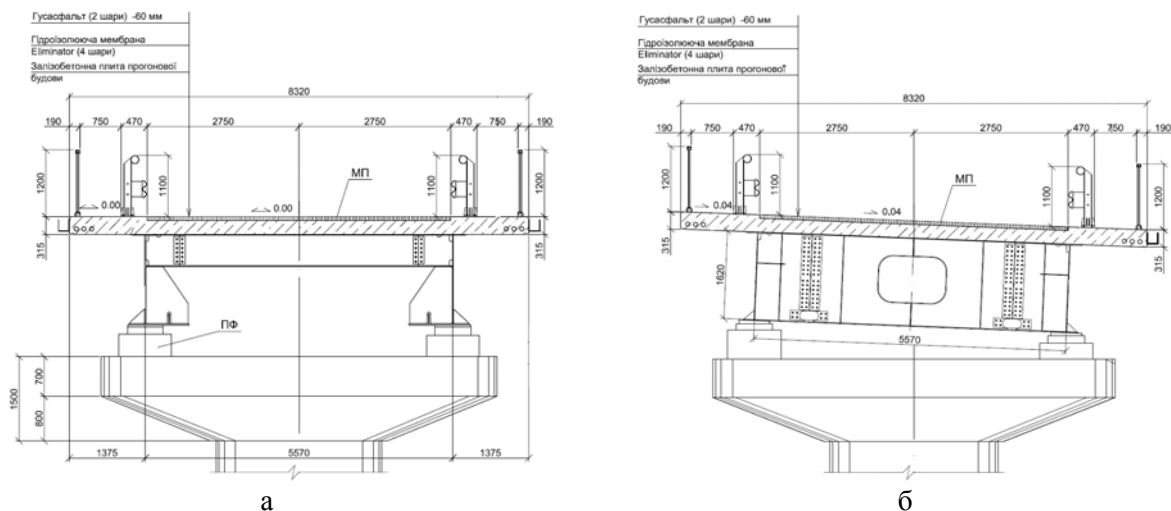


Рис. 1. а – поперечний розріз прогонових будов 1-2, 2-3, 3-4, 6-7, 7-8;
б – поперечний розріз прогонових будов 4-5, 5-6, 8-9.

Під час статичних випробувань виконувалися заміри прогинів, напружень в металевих балках та виконували реєстрацію сигналів акустичної емісії ПТК «АКЕМ-3к» на базі персонального комп'ютера з використанням технології «PCLabCard».

Для виявлення величин динамічного впливу, що створюються реальним рухомих навантаженням та визначення динамічних характеристик прогонової будови шляхопроводу (частоти і форми власних коливань конструкції, характеристики затухання коливань, величин динамічних коефіцієнтів) проведені динамічні ви-

пробування. Динамічне навантаження на прогонову будову шляхопроводу створювалось проїздом завантаженого автомобіля МАЗ 551605 вагою 330 кН із швидкістю 10 км/год. Для реєстрації та аналізу динамічних характеристик прогонової будови шляхопроводу використовували датчик для реєстрації механічних коливань ПТК «FREQS-2». Датчики для реєстрації коливань ПТК «FREQS» при динамічних випробуваннях встановлювали по середині кожного прогону з боку правого тротуару на поверхні покриття проїзної.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Для визначення розрахункових величин прогинів, напружень прогонової будови моста та динамічних характеристик, проводили статичний і динамічний розрахунок з використання програмного комплексу «Ліра 9.6».

Максимальна інтенсивність випробувального навантаження по відношенню до норматив-

ного навантаження А-11 для середини прогонових будов становила 82 %, для над опорних перерізів – 93 %.

Приведене до нормативного навантаження максимальні значення прогинів для прогонів наведено в табл. 1.

Таблиця 1

Значення експериментальних прогинів прогонових будов приведені до нормативного навантаження

№ п/п	Схема завантаження	Коефіцієнт приведення, K_p	Максимальний вимірний прогин, f_e , мм	Виміряні приведені прогини, f_e / K_p	f_{el} / ℓ_p
1	№ 11 (1-2)	0,78	3,7	4,7	1/6324
2	№ 10 (2-3)	0,68	5,5	8,1	1/4451
3	№ 9 (3-4)	0,7	4,8	6,9	1/5250
4	№ 7 (4-5)	0,81	3,3	4,1	1/8836
5	№ 5 (5-6)	0,81	5,3	6,5	1/5502
6	№ 4 (6-7)	0,82	3,9	4,8	1/6308
7	№ 2 (7-8)	0,67	5,6	8,4	1/4307
8	№ 1 (8-9)	0,74	4,5	6,1	1/5920

f_e – значення виміряного прогину [мм]; ℓ_p – розрахункова довжина прогону

Виміряні приведені прогини менші $1/400 \ell_p$, які допускаються нормами проектування [3].

Одним з критеріїв оцінки моста за результатами статичних випробувань, згідно з ДБН В. 2. 3- 14:2006, є співвідношення вимірних пружних і залишкових деформацій, що виражається показником роботи конструкції α (табл. 2).

Згідно ДБН В.2.3-6-2002 значення показника роботи конструкції α для металевих та залізобетонних мостів закінчених будівництвом може досягати 0,15. Експериментальне значення показника роботи конструкції α приймає значення від 0 - 0,15, що свідчить про задовільну роботу прогонової будови.

При статичних випробуваннях моста тріщиностійкість його конструкцій досліджували із використанням методу акустичної емісії [6]. Перший датчик АЕ був розміщений на поверхні металу головної балки посередині прогону 7-8, другий датчик розташовувався посередині прогону 6-7. Перед встановленням датчика АЕ на металі, здійснювалося очищення поверхні конструкції від фарби площею 4 см². Після нанесення шару акустично-прозорої мастики

«Рамзай» датчик притискали до поверхні за допомогою магнітного тримача. Реєстрація та аналіз сигналів АЕ під час статичних випробувань проводилась із моменту зупинки автомобілів в місцях, визначених схемами випробувань. Інформація реєструвалась протягом 40...60 с.

Обробка критеріальної оцінки виявлення сигналів АЕ від тріщин проводилася відповідно за коефіцієнтом K_p [5].

Згідно з теоретичними положеннями параметр K_p характеризує степінь зміни густини енергії в зареєстрованому сигналі АЕ та використовується для виявлення сигналів від тріщин.

Для його визначення використовують формулу:

$$K_{pj} = \lg(E_{cj} / \tau_j^2) \quad (1)$$

де E_{cj} – енергія від j -го зареєстрованого сигналу АЕ; τ_j – тривалість зареєстрованого сигналу АЕ.

Таблиця 2

Показник роботи конструкції α

№ п/п	Схема завантаження (переріз)	Максимальне значення пружних вимірюваних напружень, σ_{el} , кг/см ²	Максимальне значення залишкових вимірюваних напружень, σ_r , кг/см ²	α , (σ_r / σ_{el})
1	№ 4 (середина 6-7, нижній пояс)	-87	-3	0,03
2	№ 5 (середина 5-6, нижній пояс)	-93	-10	0,11
3	№ 6 (опора 6, верхній пояс)	+87	+13	0,15
4	№ 7 (середина 4-5, нижній пояс)	-93	-7	0,08
5	№ 8 (опора 5, верхній пояс)	+52	-5	-0,10
6	№ 9 (середина 3-4, нижній пояс)	-124	0	0,00

При встановленні датчика АЕ на поверхні металу значення критерію виділення сигналів АЕ від тріщин параметр K_p враховуючи прийняті параметри порогу дискретизації становить 4.

Оцінка небезпеки процесів руйнування, що відбуваються в структурі матеріалів об'єктів при навантаженні, здійснюється по аналізу кінетики розвитку випромінювання АЕ з використанням спільного аналізу даних, отриманих на етапах витримки під навантаженням [5]. Для порівняння та узагальнення результатів, незалежних від розмірності аналізованих параметрів, використовують їх формалізацію із нормуванням шкал до одиничної:

$$\bar{E}_n = f(\bar{P}), \quad (2)$$

де

$$\bar{E}_n = E_i / E_{i\max}$$

$$\bar{P}_n = P_i / P_{i\max}$$

E_i – значення накопичення енергії сигналів АЕ під час витримки на ступенях навантаженням у обраному часовому перерізі; P_i – значення навантаження на досліджуваний об'єкт;

$E_{i\max}$ – максимальне значення накопичення енергії сигналів АЕ під час витримки під навантаженням на ступенях у обраному часовому перерізі; $P_{i\max}$ – максимальне значення навантаження на об'єкт дослідження при випробуванні. Проведення аналізу із апроксимацією експериментальних даних у відповідності до попередньо описаного виконують за формою:

$$\bar{E}_n = a\bar{P}^b, \text{ при } ti = \text{const},$$

де a, b – константи; ti – часовий переріз реєстрації сигналів АЕ.

Абсолютне значення показника степені $b < 3$ свідчить, що дефекти, котрі розвиваються в структурі матеріалу не є небезпечними. При значенні показника степені $b \geq 3$ розвиток дефектів є небезпечним.

Дослідження моста методом акустичної емісії показало, що при статичних випробуваннях фіксуються сигнали акустичної емісії, які свідчать про наявність мікродефектів в матеріалі балок прогонової будови (рис. 3). Але аналіз розвитку процесів руйнування у структурі матеріалу показав, що вони не мають тенденції до розвитку.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

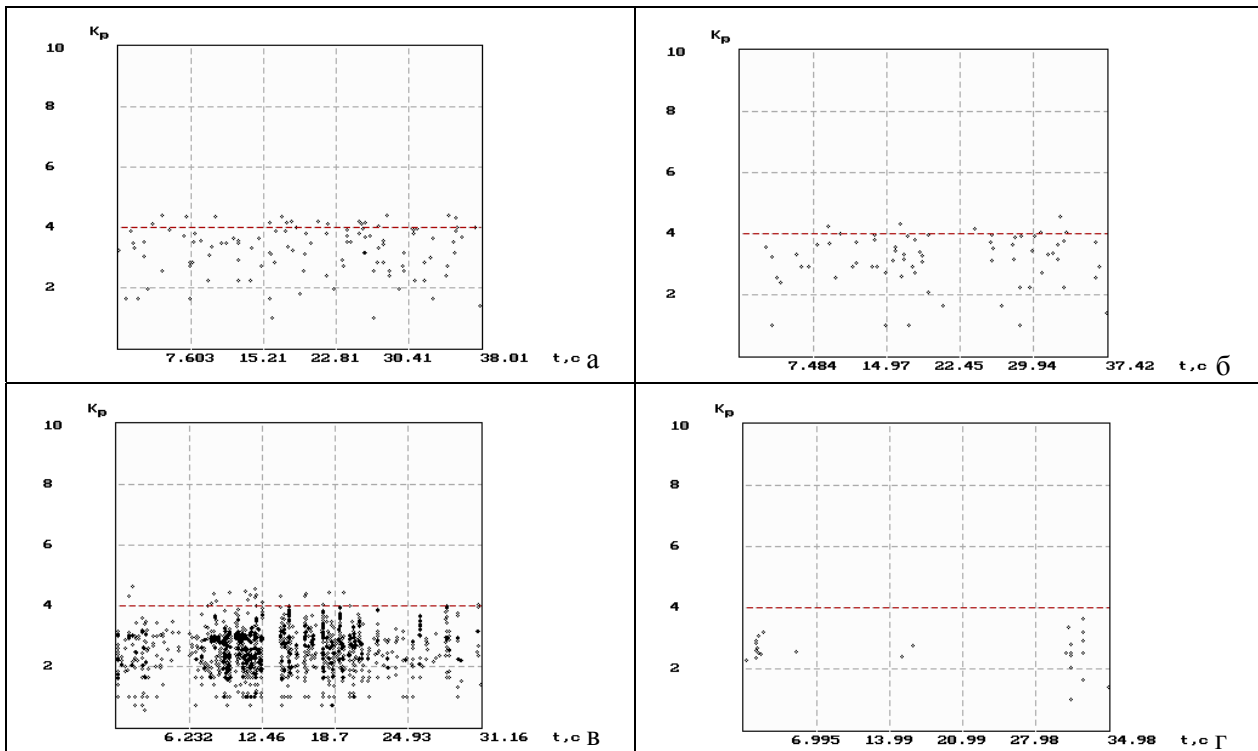


Рис. 3. Зміна коефіцієнту K_p сигналів АЕ зафіксованих при випробуванні прогонової будови моста:
а – ПАЕ-1 за схемою № 2, тимчасове навантаження на прогонову будову 33 т; б – ПАЕ-2 за схемою № 4, тимчасове навантаження на прогонову будову 33 т; в – ПАЕ-2 за схемою № 6, тимчасове навантаження на прогонову будову 33 т; г – ПАЕ-2 за схемою № 10, тимчасове навантаження на прогонову будову 33 т

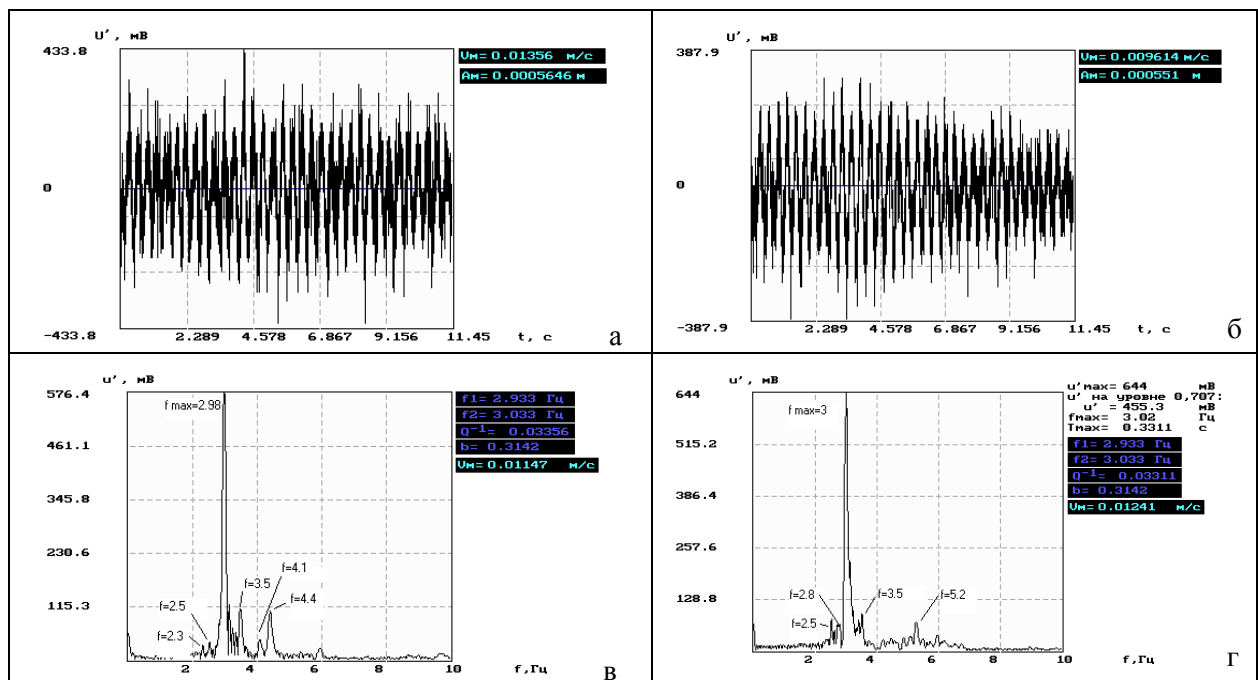


Рис.4. Загальний вигляд механічних коливань прогонових будов – а, б, та амплітудні спектри механічних коливань прогонової будови – в, г. Прогонова будова 1-2 – а, в; 2-3 – б, г.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Параметри коливань прогонової будови, що виникають від руху автомобілів представлено на рис. 4.

Висновки

Випробування показали, що збудована сталезалізобетонна естакада індивідуальної конструкції здатна сприймати проектні навантаження А-11 і НК-80. Задовільна збіжність теоретичних та експериментальних результатів свідчать про достовірність виконаних розрахунків прогонової будови моста. Випробування моста, проведені з використанням методу акустичної емісії показали, що при випробувальному навантаженні в ньому не виникають дефекти, розвиток яких є небезпечним для конструкцій прогонових будов моста. Виконані динамічні випробування показали, що динамічні характеристики прогонової будови є задовільними і відповідають вимогам норм.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Bien, J. Dynamic load tests in bridge management [Text] / J. Bien, J. Krzyzanowski, P. Rawa, J. Zwolski // 9-th Int. Bridge management Conf. (April 28-30, 2003, Orlando, USA).-IBMCO3-20. – 18 p.
2. Мости: конструкції та надійність [Текст] / Й. Й. Лучко, П. М. Коваль, М. М. Корнієв та ін. – Львів : Каменярь, 2005. – 989 с.
3. ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування [Текст]. – Чинні від 2007-02-01. – Київ : Мін. буд., архіт. та житл.-комун. госп-ва, 2006. – 359 с.
4. ДБН В.2.3-6:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Обстеження і випробування [Текст]. – Чинні від 2010-03-01. – Київ : Мін регіон буд. України, 2009. – 42 с.
5. Филоненко, С. Ф. Акустическая эмиссия. Измерение, контроль, диагностика [Текст] / С. Ф. Филоненко. – Киев : Изд-во КМУГА, 1999. – 305 с.
6. Метод акустико-емісійного діагностування технічного стану мостів при статичних випробуваннях МВВ 218-03450778-240-2004 [чинний від 01.01.2005]. Укравтодор, 2004. – 23 с.

П. М. СТАШУК^{1*}, Р. И. ПОЛЮГА², А. Р. БУГЕРА³, А. В. ТАНСКИЙ⁴

^{1*} ООО «НВП Мостовой центр», ул. Кудрявская, 3/5, Киев, Украина, 04053, тел./факс +38 (044) 272 08 29, эл. почта p.stashuk@mostcenter.com.ua

² Государственный дорожный научно-исследовательский институт имени М. П. Шульгина (ГосдорНИИ), пр. Победы, 57, Киев, Украина, 03113, тел./факс +38 (044) 456 34 15, эл. почта spogudy@meta.ua

³ ПАО «Киевсоюздорпроект», ул. Кудрявская 3/5, Киев, Украина, 04053, тел./факс +38 (044) 272 08 29, эл. почта anatol102@meta.ua

⁴ ПАО «Киевсоюздорпроект», ул. Кудрявская 3/5, Киев, Украина, 04053, тел./факс +38 (044) 272 08 29, эл. почта o.tansky@mostcenter.com.ua

ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ КОНСТРУКЦИЙ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ЭСТАКАДЫ

Цель. Определение фактического напряженно-деформированного состояния пролетных строений эстакады новой конструкции, оценка их жесткости и грузоподъемности. **Методика.** Натурные изыскания. **Результаты.** Испытания показали, что построенная сталезалезобетонных эстакада индивидуальной конструкции способна воспринимать проектные нагрузки А-11 и НК-80. **Научная новизна.** Испытания моста, проведенные с использованием метода акустической эмиссии показали, что при испытательном нагрузке в нем не возникают дефекты, развитие которых является опасным для конструкций пролетных строений моста. **Практическая значимость.** Удовлетворительная сходимость теоретических и экспериментальных результатов свидетельствуют о достоверности выполненных расчетов пролетного строения моста.

Ключевые слова: обследование и испытание моста; динамические характеристики; акустическая эмиссия; испытательная нагрузка

P. STASHYK^{1*}, R. POLYUGA², A. BYGERA³, A. TANSKYI⁴

^{1*} Company bridge center, 3/5 Kudryavskaya Str., Kiev, Ukraine, 04053, tel./fax + 38 (044) 272 08 29,
e-mail p.stashuk@mostcenter.com.ua

² State Road Research Institute named after M. P. Shulgin, 57 Pobedy ave., Kiev, Ukraine, 03113, tel./fax +38 (044) 456 34 15,
e-mail sporudy@meta.ua

³ Corporation «Kievsoyuzdorproekt», 3/5 Kudryavskaya str., Kiev, Ukraine, 04053, tel./fax + 38 (044) 272 08 29,
e-mail anatol102@meta.ua

⁴ Corporation «Kievsoyuzdorproekt», 3/5 Kudryavskaya str., Kiev, Ukraine, 04053, tel./fax + 38 (044) 272 08 29,
e-mail o.tanskyi@mostcenter.com.ua

STUDY DESIGN WORK COMPOSITE OF OVERPASS

Purpose. Scientific research of life cycle prediction model of road bridges. **Methodology.** Full-scale surveys. **Findings.** Tests showed that the overpass was built stalezalizobetonna individual design is able to perceive the design load A-11 and HK-80. **Originality.** Tests bridge conducted using acoustic emission method showed that at the test load, it does not appear defects whose development is threatening structures span bridge. **Practical value.** Satisfactory convergence of theoretical and experimental results indicate the reliability of the calculations span bridge.

Keywords: bridge inspection and testing, dynamic characteristics, acoustic emission, testing load.

Стаття рекомендована до публікації д.т.н., проф. А. І. Лантухом-Лященко (Україна), д.т.н., проф. О. С. Распоповим (Україна).

Надійшла до редколегії 28.06.2014.

Прийнята до друку 02.07.2014.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 624.02

В. С. ШМУКЛЕР¹, С. Н. КРАСНОВ², Е. С. КРАСНОВА^{3*}

¹ Каф. «Строительные конструкции», Харьковский национальный университет городского хозяйства им. А. Н. Бекетова, ул. Революции, 12, Харьков, Украина, 61002

² Каф. «Мосты, конструкции и строительная механика», Харьковский национальный автомобильно-дорожный университет, ул. Петровского, 25, Харьков, Украина, 61002, тел./факс. (057)7073722, эл. почта Katrine9010@mail.ru

³ Каф. «Мосты, конструкции и строительная механика», Харьковский национальный автомобильно-дорожный университет, ул. Петровского, 25, Харьков, Украина, 61002, тел./факс. (057)7073722, эл. почта Katrine9010@mail.ru

ФОРМИРОВАНИЕ КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ И ДИНАМИЧЕСКИЕ ИСПЫТАНИЯ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ ПЕШЕХОДНЫХ МОСТОВ НОВОГО ТИПА

Цель. Повышение надежности несущей способности при динамических воздействиях конструкций сталежелезобетонных пролетных строений пешеходных мостов нового типа, созданных на основе эксплуатации и развития методов рационализации и управления их параметрами. **Методика.** Для достижения поставленной цели созданы новые конструктивные системы пролетных строений пешеходных мостов, построены теоретические модели, имитирующие напряженно-деформированное состояние пролетного строения моста с учетом специфики динамических воздействий и проведены экспериментально-теоретические исследования предлагаемой конструкции. **Результаты.** Анализ проведенных исследований свидетельствует о том, что период собственных колебаний структуры не попадает в запрещенный для пешеходных мостов диапазон (0,45...0,6), и, как следствие, несущая способность рассматриваемой системы достаточна для восприятия расчетных нагрузок. **Научная новизна.** Получили дальнейшее развитие принципы и критерии, предопределяющие рациональную топологию пролетного строения пешеходного моста, в виде пространственной стержневой системы с железобетонной плитой верхнего пояса (настил) и усовершенствовано формирование набора и последовательности процедур для конечно-элементного моделирования напряженно-деформированного состояния сталежелезобетонных пролетных строений пешеходных мостов, включая учет нелинейности деформирования конструкционных материалов, которые позволили увеличить долю ресурса конструктива, идущего на восприятие полезной нагрузки. **Практическая значимость.** Создана методика проектирования сталежелезобетонных пролетных строений пешеходных мостов, технико-экономические показатели которых отличаются высокой конкурентоспособностью.

Ключевые слова: пешеходный мост; пролетное строение; частота собственных колебаний; испытания; напряженно-деформированное состояние

Введение

Учитывая высокий рост интенсивности движения автомобильного транспорта и для обеспечения безопасности движения пешеходов, во многих странах мира все большее внимание уделяется строительству пешеходных переходов. В их число входят, как подземные переходы, так и мостовые. В особых случаях строительство мостовых пешеходных переходов связано с условиями трудной доступности (горные районы) и возведением переходов над уже существующими автомобильными и железными дорогами без остановки движения. Как следствие, это должны быть конструкции с

максимальной заводской готовностью и практически ручной сборки, возводимые из стандартных, легкозаменяемых и наращиваемых элементов.

Вопросу проектирования новых типов сталежелезобетонных конструкций, как в области мостостроения [3, 4, 5], так и в области промышленного и гражданского строительства, уделяется особое внимание [1, 7, 9, 10]. К последним публикациям по данному вопросу относятся работы, проведенные в университетах Delhousie (Canada), Ceylon, Colombo (Sri Lanka), Australia и др. [12, 13, 14, 17].

Большинство авторов рассматривают вопрос объединения в совместную работу метал-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

ла пролетных строений с железобетонной плитой при помощи связей сдвига (упоров), расположенных на верхней полке сжатого пояса.

А расположение целой системы сдвиговых связей внутри бетонной части конструкции представляет собой особый интерес для исследований.

При этом применение новых энергетических принципов и методов прямого проектирования при формировании подобных конструкций, предопределяет рациональное размещение используемых материалов в конструкции [2, 10, 15, 16].

Имеющийся опыт позволяет оценить основные достоинства и нерешенные проблемы, возникающие при проектировании и возведении пешеходных мостов из композитных материалов. Здесь, в первую очередь, следует отметить, что данных о конструктивных решениях, исследованиях, натурных экспериментах на данный момент времени явно недостаточно.

Цель

Повышение надежности несущей способности при динамических воздействиях конструкций сталежелезобетонных пролетных строений пешеходных мостов нового типа, созданных на основе эксплуатации и развития методов рационализации и управления их параметрами.

Методика

Для достижения поставленной цели созданы новые конструктивные системы пролетных строений пешеходных мостов, построены теоретические модели, имитирующие напряженно-деформированное состояние пролетного строения моста с учетом специфики динамических воздействий и проведены экспериментально-теоретические исследования предлагаемой конструкции.

Энергетические аспекты формирования конструкций пролетных строений

При этом зачастую, надлежит подчинить принимаемые решения противоречивым, исключая друг друга требованиям. Сказанное снижает эффективность методов оптимизации в традиционных постановках, присущих, в основном, задачам улучшения характеристик отдельных, пусть даже и сложных, конструкти-

вов. Однако область использования экстремальных энергетических принципов может быть расширена путем сочетания известных подходов и методов управления (регулирования) параметров системы, что является альтернативой традиционному, поверочному проектированию [2, 10, 15].

Пусть рассматриваемая конструкция характеризуется некоторыми внешними и внутренними параметрами [10].

Внешние параметры определяют сопротивляемость системы без изменения общего объема материала.

В свою очередь, внутренние параметры определяют топологию, объем, а также свойства материалов. Общий вид балочной и арочной конструкций пролетного строения представлен на рис. 1 и 2.



Рис. 1. Общий вид предлагаемой балочной конструкции пролетного строения



Рис. 2. Общий вид предлагаемой арочной конструкции пролетного строения

Модель системы представлена в форме метода конечных элементов, а генератором при итерационном уточнении упомянутых параметров является метод адаптивной эволюции.

Используя идеологию конечно-элементного моделирования запишем:

$$[K\{\alpha_i\}] \cdot \{q\} = \{P\}, \quad (1)$$

где $[K\{\alpha_i\}]$ – матрица жёсткости системы; $\{q\}$ – n -мерный вектор обобщённых переме-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

щений; $\{P\}$ – вектор внешних сил, приложенных по направлению обобщённых координат; $\{\alpha_i\}$ – вектор варьируемых параметров системы, подлежащий определению наряду с компонентами напряженно-деформированного состояния (НДС); $i = 1, 2, \dots, m$.

Заметим, что элементы матрицы жесткости нелинейно зависят от $\{\alpha_i\}$, а общее количество неизвестных в (1) равно $(m + n)$.

Для определения искомых параметров вводится критерий Г. В. Василькова, при котором приближенно считается, что потенциальная энергия деформаций (ПЭД) достигает нижней грани на рациональном сочетании величин геометрических параметров, то есть:

$$U = \inf_{\alpha} U(\alpha^k), \quad k = 1, 2, \dots, \infty, \quad (2)$$

где U – потенциальная энергия деформации системы; k – номер варианта сравнения; $\alpha \in Q$, Q – множество допустимых значений внешних геометрических параметров.

Принимая гипотезу о справедливости теоремы Ферма, к (1) присовокупим необходимое условие существования экстремума функции U :

$$\begin{cases} [K\{\alpha_i\}] \cdot \{q\} = \{P\} \\ \{q\}^T \cdot \frac{d[K\{\alpha_i\}]}{d\alpha} \cdot \{q\} = 0 \end{cases} \quad (3)$$

Для реализации данной задачи составлена специальная итерационная процедура, эксплуатирующая на каждом шаге итераций метод конечных элементов.

В качестве внешних параметров приняты высота структуры и, как следствие, углы наклонов раскосов конструкции и координаты узлов. Внутренние параметры, в данном случае – это площади сечения поясов и раскосов. При этом, плита (настил) с целью единообразия промоделирована также стержнями общего положения (стержневая аппроксимация).

Реализация построенной методологии позволяет устанавливать связь между потенциальной энергией и управляющими параметрами (рис. 3).

При этом формируемая система является энергетически равнопрочной.

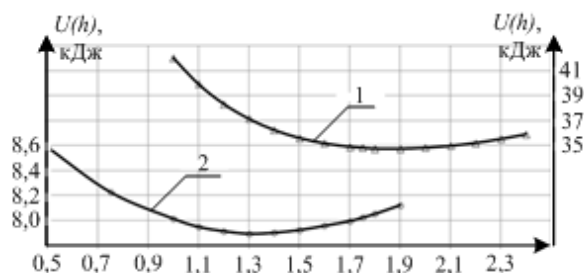


Рис. 3. Связь между потенциальной энергией деформации системы и высотой конструкции (пролет 24,0 м):

1 – балочное пролетное строение; 2 – арочное пролетное строение

В частности, на графиках (см. рис. 3) видно, что при строительной высоте $h = 1,9$ м для балочного и $h = 1,3$ м для арочного пролетных строений, функция $U(h)$ имеет экстремум типа аналитический минимум, что подтверждает справедливость второго условия в (3).

На основе построенного подхода были установлены рациональные строительные высоты и соответствующие им сечения элементов для балочных и арочных пролетных строений пешеходных мостов, длиной от 6 м до 33 м, при их ширине 3 м [15].

Конструктивная реализация

Далее на базе полученных теоретических результатов формируются новые конструктивные решения пролетных строений пешеходных мостов, в которых сжатая часть представлена в виде облегченной железобетонной плиты с возможностью использования внутри ее вкладышей-пустотообразователей из легкого, недорогого материала, а растянутая часть – в виде металлической пространственной стержневой системы.

Предлагаемая конструкция пролетного строения пешеходного моста направлена на решение задачи по снижению расхода металла и обеспечению надежной совместной работы железобетонной плиты и верхнего пояса металлической структуры за счет использования арматуры периодического профиля в качестве элементов верхнего пояса, которая, в свою очередь, обладает высоким коэффициентом сцепления с бетоном, и благодаря этому, обеспечивает полное включение железобетонной плиты в совместную работу с элементами верхнего пояса металлической структуры [6].

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Пролетное строение состоит из железобетонной плиты, модульных элементов-ферм, которые соединены между собой в плоскости нижнего пояса при помощи металлических пластин и поперечных связей, а в плоскости верхнего пояса – поперечными арматурными стержнями с резьбой на концах, фиксируемые гайкой (рис. 4).

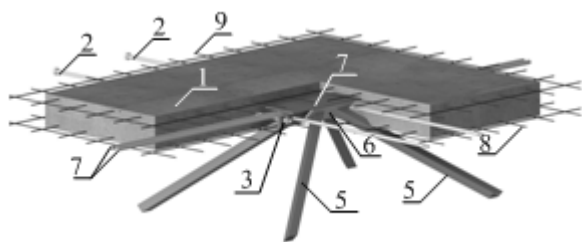


Рис. 4. Общий вид предлагаемой конструкции пролетного строения в аксонометрии:

- 1 – железобетонная плита; 2 – поперечные арматурные стержни; 3 – гайка; 4 – равнобокие спаренные уголки; 5 – раскосы; 6 – узловые элементы; 7 – продольные непрерывные элементы; 8 – нижняя арматурная сетка; 9 – верхняя арматурная сетка

Конструкция верхнего пояса в узловых соединениях выполнена из равнобоких спаренных уголков, к которым присоединены раскосы модульного элемента-фермы при помощи узловых элементов, а в пролете узловые соединения связаны между собой при помощи продольных непрерывных элементов из арматуры периодического профиля (рис. 5).

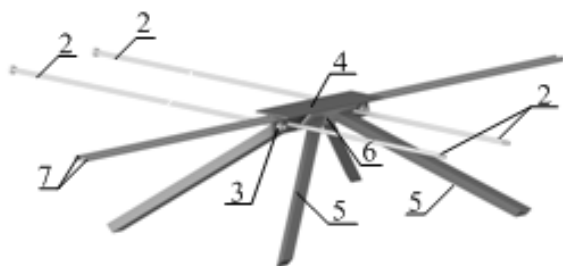


Рис. 5. Металлический каркас предлагаемой конструкции пролетного строения

Нижняя арматурная сетка крепится к нижней грани верхнего пояса металлической структуры, а верхняя арматурная сетка укладывается на продольные непрерывные элементы и отдельные поперечные арматурные стержни, после чего выполняется бетонирование плиты.

Монтаж осуществляется путем объединения между собой модульных элементов-ферм по

нижнему и верхнему поясам, установке поперечных арматурных стержней, проходящих через отверстия в равнобоких спаренных уголках верхнего пояса, а также металлических пластин и поперечных связей нижнего пояса. Завершающим этапом строительства является укладка нижних и верхних арматурных сеток плиты, а также подача бетонной смеси.

Экспериментальные исследования

Созданная авторами рациональная модульная система пешеходных мостов нового типа в основе которой лежат новые энергетические принципы и методы прямого проектирования, не может быть применена повсеместно без предварительного экспериментального тестирования и комплексной проверки, как предложенных принципов проектирования, так и сформулированных теоретических выводов.

В связи с этим, были обоснованы и проведены испытания отдельного модуля сталежелезобетонного пролетного строения пешеходного моста, нагруженного статической кратковременной малоцикловой и длительной нагрузками [11].

Однако по результатам статических испытаний можно лишь частично оценить несущую способность конструкции моста.

Данное обстоятельство связано с тем, что во время эксплуатации на мост действуют подвижные нагрузки, оказывающие динамическое воздействие, влияние которого можно оценить только при динамических испытаниях.

В связи с чем, определенный интерес представляет исследование частот собственных колебаний рационализированной конструкции пролетного строения.

Кроме того, интегрирование результатов статических и динамических испытаний позволяет построить репрезентативную картину состояния моста.

Объектом исследования является модуль сталежелезобетонного пролетного строения пешеходного моста, длиной 7 м, шириной 2 м, высотой конструкции 0,5 м (рис. 6).

Идеология, фундирующая принципы формирования конструкции пролетного строения, в данном случае, заключается в использовании эффективной железобетонной плиты в сжатой зоне (настил), а металлической пространственной стержневой решетки – в растянутой.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

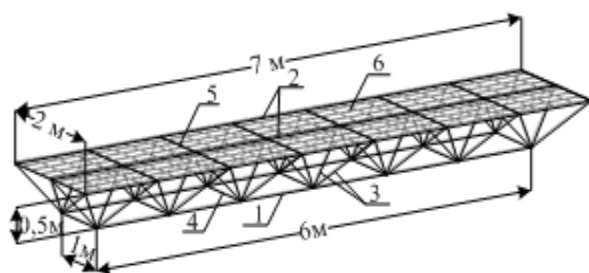


Рис. 6. Схема конструкции пролетного строения пешеходного моста:

- 1 – нижний пояс: $2 \angle 32 \times 3$ мм; 2 – верхний пояс: $2 \angle 32 \times 3$ мм; 3 – раскосы: $\angle 25 \times 2$ мм; 4 – нижняя поперечина: $\angle 25 \times 2$ мм; 5 – верхняя поперечина: гладкая арматура $\varnothing 10$ мм; 6 – железобетонная плита, $\delta = 10$ см

Система нагружения. Учитывая тот факт, что основную характеристику – частоту собственных колебаний пролетного строения – можно получить, вызвав колебания ударным воздействием на конструкцию.

В данном эксперименте, возмущение системы было реализовано путем сброса груза на конструкцию с различной высоты для установления фактических (реальных) частот собственных колебаний.

Рассматриваемые динамические испытания пролетного строения, были осуществлены (проведены) в два этапа:

1-й этап – определение частот собственных колебаний пространственного металлического каркаса, до устройства железобетонной плиты (рис. 7);

2-й этап: – определение частот собственных колебаний полностью обустроенного сталежелезобетонного пролетного строения (рис. 8).



Рис. 7. Динамические испытания на 1-м этапе



Рис. 8. Динамические испытания на 2-м этапе

Система измерения. Для измерения величины статических прогибов, возникающих от действия нагрузки, которая, впоследствии, создает динамическое воздействие (падающий груз), были использованы 4 индукционных датчика перемещения (ДПИ), установленные в центральных узлах структуры для фиксации вертикальных перемещений.

Для регистрации виброграмм динамических колебаний моста был применен самопишущий механический прибор системы Гейгера.

Работа механических прогибографов требует связи конструкций моста с землей (неподвижной точкой). Натяжение проволоки, обеспечивающей связь, осуществлялось пружиной, закрепленной ниже прибора, расположенного на земле. Колебания через систему рычагов передавались на рычаг с пером, которое обеспечивает запись информации на мелованную бумажную ленту. Во время записи лента равномерно протягивалась через столик прибора и фиксировалась на прогибограмме. Одновременно функционировал счетчик времени, фиксирующий интервалы времени в 1,0 с.

На 1-м этапе груз, массой 31 кг, устанавливался в центральные узлы и в середине верхнего пояса металлической конструкции (до устройства железобетонной плиты) для определения статических прогибов.

Для определения динамического влияния данный груз сбрасывали с различных высот ($h_1 = 60$ мм, $h_2 = 90$ мм, $h_3 = 120$ мм, $h_4 = 150$ мм, $h_5 = 200$ мм, $h_6 = 250$ мм) в намеченные узлы, обозначенные при статическом нагружении (рис. 9).

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

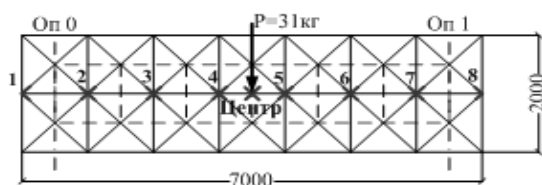


Рис. 9. Схема для динамических испытаний на 1-м и 2-м этапе

На 2-м этапе испытания проводились по аналогичной схеме 1-го этапа, но уже для сталежелезобетонного пролетного строения.

Результаты

Расчеты собственных частот выполнены в среде ВК «Лира» (версия 9.6).

Результаты расчетов демонстрируются числовыми значениями частот (табл. 1.) для двух рассматриваемых расчетных схем конструкции: для металлической пространственной стержневой решетки, объединенной с железобетонной плитой, и без плиты.

Таблица 1

Результаты расчета собственных частот колебаний моста

Схема	№ формы	Частоты		Период T , с
		ω , 1/с	f , Гц	
Структура без плитной части	1	126,74	20,172	0,049
	2	126,74	20,172	0,049
	3	126,79	20,180	0,049
	4	126,83	20,185	0,049
	5	126,86	20,190	0,049
	6	126,88	20,194	0,049
Структура с плитной частью	1	68,24	10,861	0,092
	2	68,26	10,864	0,092
	3	68,27	10,866	0,092
	4	68,28	10,868	0,092
	5	68,29	10,869	0,092
	6	68,30	10,871	0,092

Динамические характеристики для исследуемого пролетного строения пешеходного моста, полученные экспериментально, приведены в таблице 2.

Таблица 2

Динамические характеристики пролета $L = 6$ м, полученные экспериментально

Структура без плитной части	Собственная частота колебаний $f = 23$ Гц; Число свободных колебаний $\omega = 144$ с ⁻¹ ; период $T = 0,043$ с
Структура с плитой	Собственная частота колебаний $f = 13$ Гц; Число свободных колебаний $\omega = 81,6$ с ⁻¹ ; период $T = 0,077$ с
Оценка влияния динамических воздействий на конструкцию	Период собственных колебаний для структуры без плиты $T = 0,048$ с и для структуры с плитой $T = 0,077$ с не попадает в запрещенный для пешеходных мостов диапазон $0,45 \dots 0,6$ [8] Отрицательное влияние на несущую способность не оказывается

Определенный интерес представляет рационализация конструкции в условиях динамического воздействия от пешеходов. Здесь в качестве параметров регулирования приняты приведенная и конструктивная толщины железобетонной плиты, которые изменяются за счет захороняемых внутри плиты вкладышей-пустотообразователей. Данное положение позволяет управлять не только собственным весом и жесткостью конструкции, но и ее собственными частотами колебаний. В данном случае, результаты расчета иллюстрируются на рис. 10 и 11.

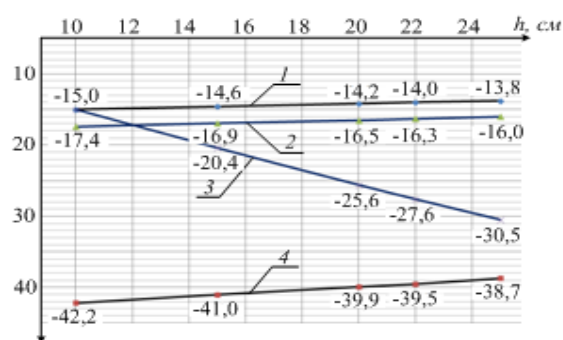


Рис. 10. Максимальные прогибы (центр) пролетного строения:

1 – прогиб от собственного веса; 2 – прогиб от собственного веса и толпы 0,05 кПа; 3 – прогиб от собственного веса без вкладышей; 4 – прогиб от собственного веса и толпы 5,6 кПа

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

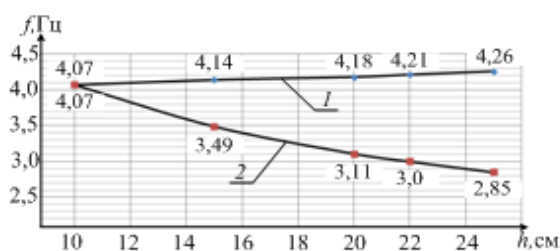


Рис. 11. Зависимость частоты собственных колебаний (основной тон) от толщины железобетонной плиты:

- 1 – железобетонная плита с вкладышами;
2 – железобетонная плита без вкладышей

На рис. 10 отображены изменения прогибов конструкции в зависимости от толщины плиты.

На рис. 11 отображены зависимости частоты собственных колебаний (основной тон) от толщины железобетонной плиты.

Таким образом, можно констатировать факт, что величины частот собственных колебаний, зафиксированные в натурном эксперименте, демонстрируют стабильное превышение над теоретическими. А период собственных колебаний структуры не попадает в запрещенный для пешеходных мостов диапазон 0,45...0,6 [8]; и, как следствие, несущая способность рассматриваемой системы, конструкция которой прошла экспериментальную проверку, достаточна для восприятия расчетных нагрузок.

На основании полученных результатов эксперимента, теоретически проанализирована конструкция наиболее часто применяемых пролетных строений пешеходных мостов, длиной 24 м, с определением минимально-допустимой строительной высоты при учете нормативных значений таких показателей, как: максимальная деформация и период собственных колебаний системы.

Результаты проведенного анализа показаны на рис. 12.

Как видно из рис. 12, минимальная строительная высота конструкции составила 1,05 м.

Научная новизна и практическая значимость

Получили дальнейшее развитие принципы и критерии, предопределяющие рациональную топологию пролетного строения пешеходного моста, в виде пространственной стержневой системы с железобетонной плитой верхнего пояса (настил) и усовершенствовано формиро-

вание набора и последовательности процедур для конечно-элементного моделирования напряженно-деформированного состояния сталежелезобетонных пролетных строений пешеходных мостов, включая учет нелинейности деформирования конструкционных материалов, которые позволили увеличить долю ресурса конструктива, идущего на восприятие полезной нагрузки.

Создана методика проектирования сталежелезобетонных пролетных строений пешеходных мостов, технико-экономические показатели которых отличаются высокой конкурентоспособностью.

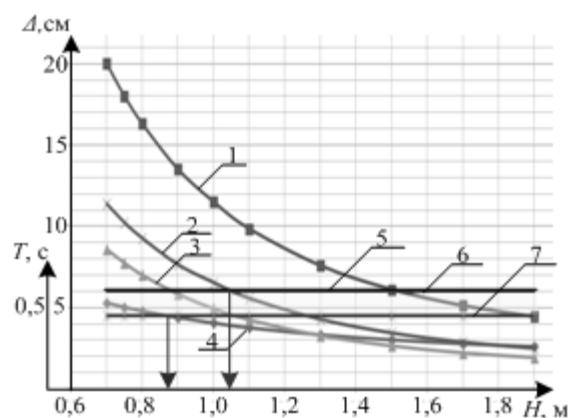


Рис. 12. Зависимость периода собственных колебаний от строительной высоты конструкции:

- 1 – деформации от собственного веса и временной нагрузки 5,6 кПа; 2 – деформации от временной нагрузки 5,6 кПа; 3 – деформации от собственного веса; 4 – период собственных колебаний, с; 5 – максимально допустимые деформации; 6 – верхний предел периода собственных колебаний; 7 – нижний предел периода собственных колебаний

Выводы

Эксплуатация прямых методов проектирования обеспечивает успешное решение двух основных задач современной теории конструкций (на примере пролетного строения моста):

- получение конструкций с минимальным расходом материалов при заданной несущей способности;
- максимизация несущей способности конструктива при заданном расходе материалов.

Приведенные результаты теоретических и экспериментальных динамических исследований отдельного модуля пролетного строения

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

пешеходного моста свидетельствуют о том, что:

— ожесточение структуры, путем включения железобетонной плиты в совместную работу с верхним поясом, приводит к увеличению жесткости системы, с одной стороны, и значительному увеличению массы, с другой стороны. В свою очередь, рост общей массы конструкции влечет за собой падение частоты собственных колебаний. При этом следует отметить, что увеличение частоты может быть достигнуто за счет устройства предлагаемой нами эффективной железобетонной плиты облегченного типа с захороняемыми внутри вкладышами-пустотообразователями из какого-либо легкого, недорогого материала (например, пенополистирола, пенополиуретана и др.);

— сопоставление динамических характеристик пролетного строения пешеходного моста, полученных экспериментально, с соответствующими теоретическими значениями, определенными на базе построенной модели из конечных элементов стрессной общей положения и оболочек нулевой гауссовой кривизны, также, как и в случае статического нагружения, характеризует расчетную модель как достаточно корректную (разброс теоретических и экспериментальных значений изучаемых параметров не превышал 13...16 %).

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Банах, В. А. Моделирование работы строительных конструкций эксплуатируемых зданий при передаче динамических воздействий через грунтовый массив [Текст] / В. А. Банах // Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна. – Дніпропетровськ : Вид-во Дніпропетр. нац. ун-ту залізн. трансп. ім. акад. В.Лазаряна, 2011. – Вип. 39. – С. 18–22.
2. Васильков, Г. В. Эволюционные задачи строительной механики. Синергетическая парадигма [Текст] / Г. В. Васильков. – Ростов-на-Дону : Инфосервис, 2003.
3. Ефимов, П. П. Проектирование мостов [Текст] / П. П. Ефимов. – Омск : ООО«Дантея», 2006. – 111 с.
4. Кожушко, В. П. Применение профнастила при реконструкции и ремонте малых мостов [Текст] / В. П. Кожушко, С. Н. Краснов, Е. С. Краснова // Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна. – Дніпропетровськ : Вид-во Дніпропетр. нац. ун-ту залізн. трансп. ім. акад. В.Лазаряна, 2011. – Вип. 39. – С. 83–86.
5. Мости: Конструкції та надійність : підручник / Й. Й. Лучко, П. М. Коваль, А. І. Лантух-Лященко та ін. ; за ред. В. В. Панасюка і Й. Й. Лучка. – Львів : Каменяр, 2005. – 989 с.
6. Пат. 82094 Україна, МПК Е 04D 3/24. Металобетонне просторове перекриття [Текст] / Шмуклер В. С., Краснов С. М., Краснова К. С., Карякін І. А. ; заявник і патентовласник Шмуклер В. С. – № u201214441; заява 17.12.12; опубл. 25.07.13, Бюл. № 14.
7. Семко, О. В. Імовірнісні аспекти розрахунку сталі залізобетонних конструкцій [Текст] / О. В. Семко – Полтава, 2004. – 309 с.
8. ДБН В.2.3-22:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Основні вимоги проектування [Текст]. – Чинні від 2009-11-11. – Київ : Мін регіон буд. України, 2009. – 73 с.
9. Стороженко, Л. І. Створення нових типів сталі залізобетонних конструкцій [Текст] // Сталі залізобетонні конструкції : зб. наук. статей. – Кривий Ріг, 2011. – Вип. 9. – С. 175–180.
10. Шмуклер, В. С. Каркасные системы облегченного типа [Текст] / В. С. Шмуклер, Ю. А. Климов, Н. П. Буряк. – Харьков : Золотые страницы, 2008. – 336 с. – ISBN 978-966-400-117-2.
11. Шмуклер, В. С. Экспериментальные исследования пролетного строения пешеходного моста нового типа [Текст] / В. С. Шмуклер, Е. С. Краснова, С. Н. Краснов // Вестник Харьковского национального автомобильно-дорожного университета. – Харьков : 2012. – Вип. 58. – С. 70–77.
12. Chris, P. Lightweight Concrete Precast Bridge Deck Panels Reinforced with Glass Fiber-Reinforced Polymer Bars [Text] / Chris P. Pantelides, Ruifen Liu, Lawrence D. Reaveley // ACI Structural journal. – USA, American Concrete Institute, November-December 2012. – P. 879–888.
13. De Silva, S. Vibration characteristics of concrete-steel composite floor structures [Text] // ACI Structural Journal [De Silva, S., Thambiratham, D.P.] – USA, November–December 2011. – Vol. 108, No. 6.
14. Edalatmanesh, R. Behavior of externally restrained non-composite concrete bridge deck panels [Text] / Edalatmanesh, R., Newhook, J. P. // USA, ACI Structural Journal / March-April 2012/ Vol. 109, No. 2.
15. Shmukler, V. S. Rationalization Criteria of Structure's Parameters [Text] / V. S. Shmukler, Feirusha S. H. Kakshar, Beregna K.V. Ismail Vassim // Zanco Journal for Pure and Applied Sci-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

- ences, No.6, Volume 22. – Salahaddin University – Hawler, Iraqi Kurdistan Region, 2010. – P. 56-64.
16. Shmukler, V. The forming of an efficient construction of a pedestrian bridge [Text] / V. Shmukler, A. Kislov, E. Krasnova, E. Petrova // Proceedings of the 15th Conference for Lithuania Junior Researchers science – future of lithuania. – Vilnius, Lithuania, 2012. – P. 250-254.
17. Young Hoon Kim. Bond Performance in Self – Consolidating Concrete Pretensioned Bridge Girders [Text] / Young Hoon Kim, David Trejo, Mary Beth D.Hueste. // ACI Structural journal. – USA, American Concrete Institute, November-December 2012. – P. 755-765.

В. С. ШМУКЛЕР¹, С. М. КРАСНОВ², К. С. КРАСНОВА^{3*}

¹ Каф. «Будівельні конструкції», Харківський національний університет міського господарства ім. О.М. Бекетова, вул. Революції, 12, Харків, Україна, 61002

² Каф. «Мости, конструкції та будівельна механіка», Харківський національний автомобільно-дорожній університет, вул. Петровського, 25, Харків, Україна, 61002, тел./факс. +38 (057) 707 37 22, ел. пошта Katrine9010@mail.ru

^{3*} Каф. «Мости, конструкції та будівельна механіка», Харківський національний автомобільно-дорожній університет, вул. Петровського, 25, Харків, Україна, 61002, тел./факс. +38 (057) 707 37 22, ел. пошта Katrine9010@mail.ru

ФОРМУВАННЯ КОНСТРУКТИВНИХ РІШЕНЬ І ДИНАМІЧНІ ВИПРОБУВАННЯ ПРОЛЬОТНИХ БУДОВ ПІШОХІДНИХ МОСТІВ НОВОГО ТИПУ

Мета. Підвищення надійності несучої здатності при динамічному впливі конструкцій сталезалізобетонних прольотних будов пішохідних мостів нового типу, створених на основі експлуатації та розвитку методів раціоналізації і управління їх параметрами. **Методика.** Для досягнення поставленої мети створені нові конструктивні системи прольотних будов пішохідних мостів, побудовані теоретичні моделі, що імітують напружено-деформований стан прольотної будови мосту з урахуванням специфіки динамічних впливів та проведені експериментально-теоретичні дослідження запропонованої конструкції. **Результати.** Аналіз проведених досліджень свідчить про те, що період власних коливань структури не попадає в заборонений для пішохідних мостів діапазон 0,45...0,6; і, як наслідок, несуча здатність розглянутої системи достатня для сприйняття розрахункових навантажень. **Наукова новизна.** Здобули подальшого розвитку принципи і критерії, які зумовлюють раціональну топологію прольотної будови пішохідного мосту, у вигляді просторової стрижневої системи із залізобетонною плитою верхнього поясу (настил) та вдосконалено формування набору і послідовності процедур для скінченно-елементного моделювання напружено-деформованого стану сталезалізобетонних прольотних будов пішохідних мостів, включаючи облік нелінійності деформування конструктивних матеріалів, які дозволили підвищити частку ресурсу конструктиву, що йде на сприйняття корисного навантаження. **Практична значимість.** Створена методика проектування сталезалізобетонних прольотних будов пішохідних мостів, техніко-економічні показники яких відрізняються високою конкурентоспроможністю.

Ключевые слова: пішохідний міст; прогонова будова; частота власних коливань; випробування; напружено-деформований стан

V. S. SHMUKLER¹, S. N. KRASNOV², E. S. KRASNOVA^{3*}

¹ Department of Building constructions, Kharkiv National University of Municipal name O.N. Beketova, str. Revolution, 12 61002 Kharkiv, Ukraine¹

² Department of Bridge, constructions and building mechanics, Kharkiv National Automobile and Highway University, 25 Petrovskogo str., Kharkov, Ukraine, 61002, tel./fax. +38 (057) 707 37 22, e-mail Katrine9010@mail.ru

^{3*} Department of Bridge, constructions and building mechanics, Kharkiv National Automobile and Highway University, 25 Petrovskogo str., Kharkov, Ukraine, 61002, tel./fax. +38 (057) 707 37 22, e-mail Katrine9010@mail.ru

FORMATION OF DESIGN SOLUTIONS AND DYNAMIC TESTING SPANS PEDESTRIAN BRIDGE NEW TYPE

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Purpose. To improving the reliability of the bearing capacity of structures under dynamic loading steel- reinforced concrete bridge spans a new type of pedestrian bridges that are based on the operation and development of methods to streamline and control their parameters. **Methodology.** To achieve the research was used new design of pedestrian bridges span structures, theoretical models that simulate the stress-strain state of the bridge span specific dynamic effects and conducted experimental and theoretical studies of the proposed design. **Findings.** Analysis of the studies suggests that the natural period of oscillation structure misses the Forbidden for pedestrian bridges range 0,45...0,6, and as a result, load-bearing capacity of the system is sufficient for the perception of the design loads. **Originality.** Further developed principles and criteria that predict rational topology span pedestrian bridge in the form of spatial rod system with a reinforced concrete slab of the upper belt (flooring) and enhanced the formation of a set of sequences and procedures for finite element modeling of the stress -strain state of composite superstructures pedestrian bridges , including accounting for nonlinearity of deformation of structural materials , which have increased the share of resource constructive going on perception payload. **Practical value.** The technique of designing composite superstructures pedestrian bridges, technical and economic indicators which are highly competitive.

Keywords: pedestrian bridge; span; frequency of natural oscillations; testing; stress-strain state

Стаття рекомендована к публікації д.т.н., проф. С. Л. Фоминым (Україна), д.т.н., проф. Д. О. Банниковим.

Надійшла до редколегії 28.06.2014.

Прийнята до друку 02.07.2014.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

UDC 624.21

PAVLO OVCHINNIKOV^{1*}, SERGEY KLIUCHNIK²

^{1*} Industrial research laboratory of artificial structures, Dnepropetrovsk national university of railway transport named after academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnepropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (0562) 33 58 12, e-mail pavlovchinnikov@gmail.com

² Industrial research laboratory of artificial structures, Dnepropetrovsk national university of railway transport named after academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnepropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (0562) 33 58 12, e-mail ssser05@ukr.net

USING OF FINITE ELEMENT MODELING FOR DETERMINATION OF BUCKLING POSSIBILITY IN LENGTHWISE STIFFENERS OF ORTHOTROPIC PLATE FOR BRIDGE SPANS UNDER OPERATIONAL LOAD

Purpose. The purpose of this research is definition causes of deformation the longitudinal ribs orthotropic plate of the box span structure under the railway. **Methodology.** For solving the problem method was used of finite element modeling. Considered specific metal box span structure set on bridge of Darnytsa crossing in Kiev. The model is loaded in accordance with the actual load, circulating in the area. **Findings.** As a result of simulation received stress-strain state of the beam in the case of loss of stability in one of its ribs. Based on the analysis results showed that the model and variant of its load, closed to the real, do not support the assumption that the deformation of the longitudinal ribs orthotropic plate metal of the box span structure is due to the losses of their stability. **Originality.** For the first time been modeled metal box span structure in accordance with the real load, and Achieved Skill comparison of obtained results with established by the researched. **Practical value.** The results of the research may be used in the furthered exploitation of the metal box of spans of the bridge Darnytsa and refinement of the calculations of this type of structures.

Keywords: the bridge of Darnytsa; loss of stability; longitudinal ribs; orthotropic plate directions; finite element method; modeling

Entry

Combined automobile and railroad Darnytskiy bridge across Dnipro river in Kyiv is being built since 2004. Now both directions of automobile traffic and railway traffic are open.

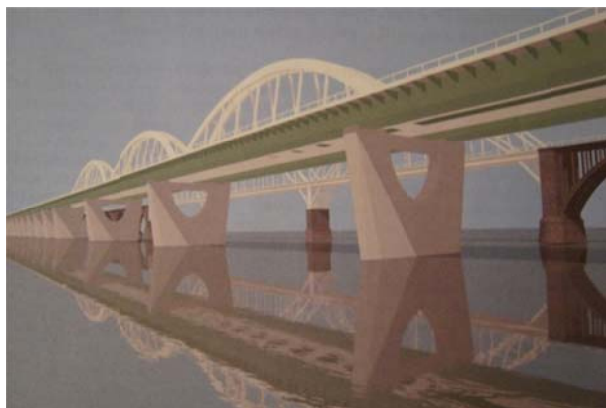


Fig. 1. General view of bridge's main spans

Bridge has two divided automobile passages – from left bank to right and vice versa – and railroad passage.

Bridge includes watercourse and floodplain parts that have common supports for railway and automobile spans and left bank and right bank ramps with junctions in separated levels.

In spans 1 to 12 of watercourse part there are two-track continuous beams (one with three spans and two with two spans). In spans 12 to 17 continuous combined span is located with two outer beam spans and three arch spans made by scheme 56,5+3×111,6+56,5 m.

On the left-bank overpass of railway ramp in spans 17-1, 1-11 and 17-18 of left and right railways split welded metal beams with rated span of 33,6 meters with ballast track that are manufactured on the «Kurganstalmost» factory according to the standard project № 2210 of design institute «Hydrotransput» (Russia), that was approved and

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

put into operation since 01.06.2002. Project documentation that was executed by subcontractor «PLC "Hypotransmost"» for named spans, was accepted and included to object's project by general designer of bridge across r.Dnepr in Kiev «Kievdniprotrans».

On the part of left-bank railroad ramp from support № 11 to support № 17 spans of each track made continuous with bearing on metal welded transversal girth rail for providing of spit-level intersection with automobile ramp to upstream passage.

Right-bank ramp is located on industrial territory. Its length equals nearly 1,3 km. For providing of spit-level intersection with downstream automobile passage and old road of quay highway st., railroad tracks were located on metal overpass. Its length reaches 800 m.

Designs of structures (spans and supports) were approved to be similar to those of left-bank ramp.

Two-track railroad overpass of right-bank ramp was built according to project of «Kievdniprotrans» institute and has 24 spans that are overlapped by metal welded integrally transported beams with rated length of 33,6 m.

Spans that are built according to standard project № 2210 have main girders of box-shaped cross-section with metal orthotropic plate of ballast trough.

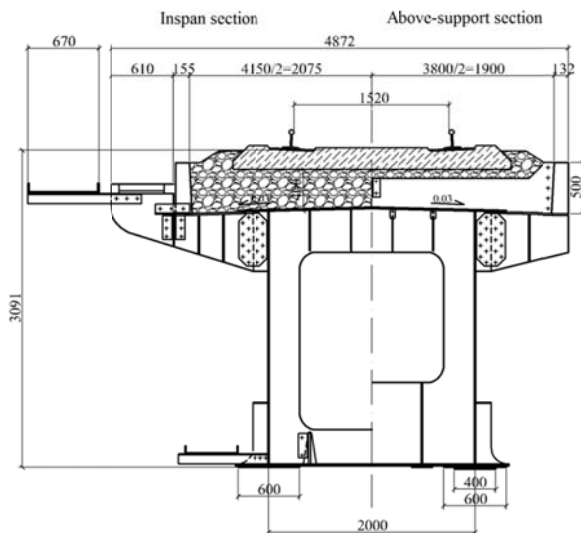


Fig. 2. Cross-section of overpass' beam

Main girder (main block) of span with rated length of 33,6 m according to project № 2210 has U-shaped cross-section and consists of two vertical sides, upper belt that is orthotropic plate and two

horizontal plate of lower belt. Orthotropic plate of upper belt has transverse slope of 0,03 from span's axis for outflow of water from ballast trough to drain pipes.

Horizontal plates and vertical ridges are fixed to span's main block by high strength bolt. Main integrally welded box-shaped block of the span can be transported by railway transport.

To overlap the gap between spans, metal plates that match the form of ballast through are placed above the supports. The gap between spans for left and for right track to prevent the spill of ballast is also overlapped by metal plates.

All the spans of right-bank ramp are supported by bearings made according to standard design № 1263 with sector-type movable bearings. Bearings are located on the supports on axes of vertical sides of box-shaped cross-section of main girders. Movable bearings are located in protecting metal case.

Purpose

During bridge survey by Industrial research laboratory of artificial structures (GNDL SS) some transversal curvatures of lower part of lengthwise stiffeners of orthotropic plate in spans that were described earlier of left- and right-bank railroad ramps.

Part of curved stiffeners of their general quantity reaches up to 4 %. Maximum value of curvature amounts 8 mm with allowed curvature value of 3 mm. However the quantity of curvatures of 2...3 mm is much bigger than the quantity of those of bigger values.

According to Laboratory's conclusions analysis of deformation forms evidences that curvatures are not the result of stiffeners' buckling.

This is supported by following circumstances:

- In orthotropic's plate compartments between transversal stiffeners the deformations of lengthwise stiffeners in all cases either are observed not on total length of the stiffeners but on only part of them or have S-like configuration of curvature;
- Generally, within the compartment there is only one deformed lengthwise stiffener;
- Although all the spans of left-bank and right-bank ramps are subjected to equal loading conditions, have the same design and compartment location of orthotropic plate, the deformation of lengthwise stiffeners is not observed on every span

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

but only in individual compartments of orthotropic plate;

– All the spans are designed for perspective loading C14 with maximum axle loading of 35 tons, which exceeds existing axle loading by the amount of nearly 50 %.

Along with that the welding of lengthwise stiffeners to horizontal plate and transversal stiffeners by two-side welds on the final stage of span's manufacturing in tight conditions can lead to appearance of thermal deformations of relatively flexible stiffeners of orthotropic plate.

There isn't any information or indications that after the welding on the factory the correction of lengthwise stiffeners had taken place.

Besides the analysis of curvature forms, static and dynamic tests of these spans were performed by the Laboratory in order to identifying of actual working conditions of stiffeners under the loading considering their curvatures.

For static tests the locomotive VL80T was used. For ten of its situations on the span stress was measured in two pairs of stiffeners of orthotropic plate. Whereby the pairs of stiffeners were chosen so that theoretical stresses in each pair were equal, but practically one of them was curved and the other one wasn't.

The test data shows the absence of disproportionately big deformations or stresses in stiffeners during spans' loading (fig. 3). This result also shows the absence of local buckling in stiffeners.

Methodology

Despite this, the necessity of buckling possibility of stiffeners of orthotropic plate during spans' operation has arose. For this the decision was made to use the numerical solution of the beam using finite element modeling.

The model's solution consists of following steps:

- Construction of beam's calculation model;
- Finding of such loading distribution model that corresponds best to the real one of this beam;
- For found loading distribution type finding such magnitude that causes the buckling in beam elements.

As a geometric model, rather simple beam made of surface elements was used. Some basic calculations showed that such a model is sufficient enough for our needs.

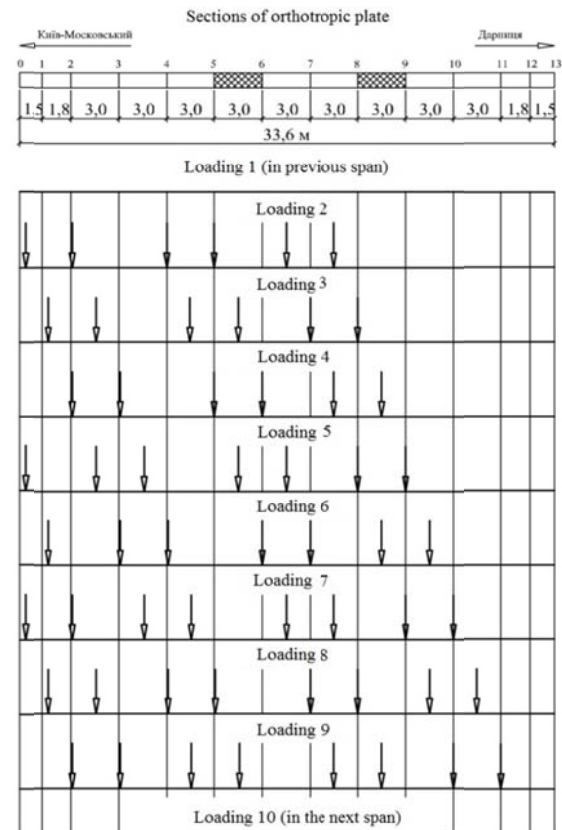


Fig. 3. Span loading scheme for static tests

Another situation occurred with the adequate representation of the load. For finding the load distribution model the results of static tests on spans were used. The results of solution for some version of model were compared to results of static testing. And to equalize them the corrections were made to model loading.

There are some existing models for distributing the wheel's load on several sleepers by the means of the rail. Most used are linear distributions on three and on five sleepers. Calculations showed that these distributions don't represent actual load for the case of these tests. By means of some heuristical and empirical adjustments the loading model that represents the test loads most. It turned out to be hyperbolically shaped with distribution on five sleepers.

After this, using finite-element modeling, buckling problem was calculated. As result we got an adjustment index for conditionally unitary load distribution (that is the load of one locomotive VL80T that was used during static tests), which adjusts the loading to the point where buckling occurs.

Findings

The index, that was found that way amounts 6,76. Thus we can say that with static load with axles positions identical to those of locomotive VL80T, the load per axle should reach $23,75 \times 6,76 = 160,55$ tons to achieve buckling in the beam. In addition to this, modeling showed that buckling will at first occur not in lengthwise stiffener of orthotropic plate, but in the beam's side near the over-support section and in the over-support diaphragm.

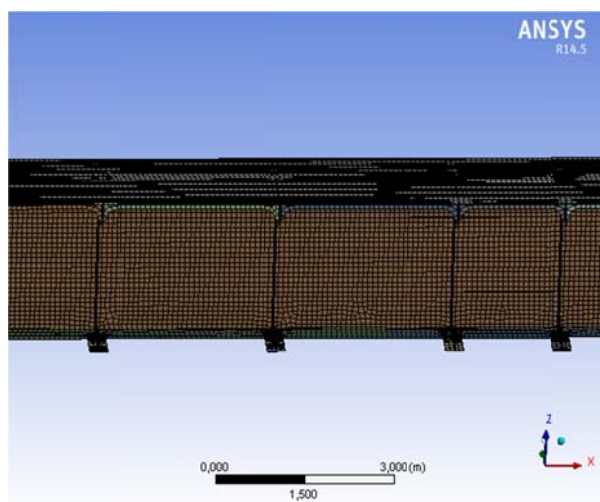


Fig. 4. The fragment of beam model showing finite-element meshing

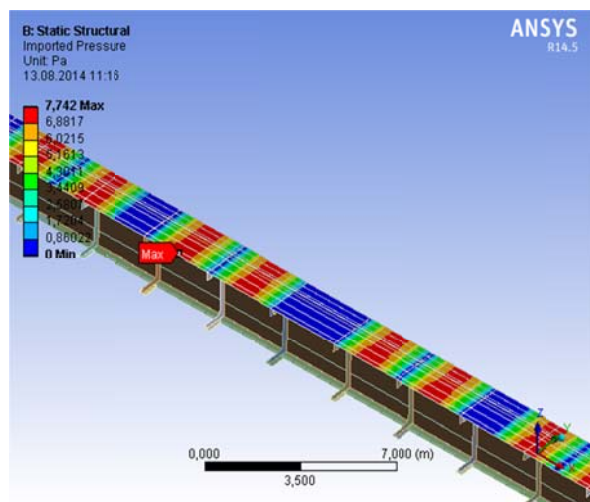


Fig. 5. An example of beam model loading

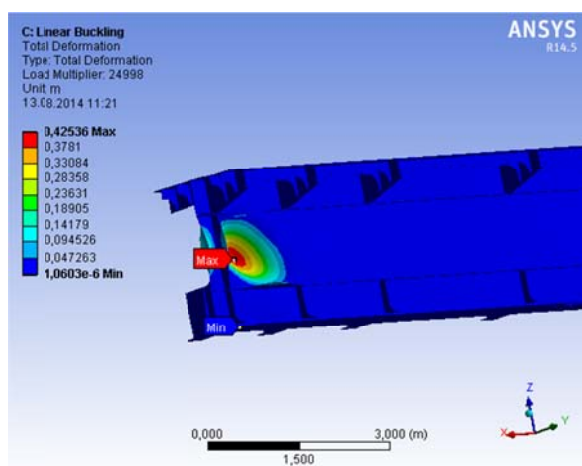


Fig. 6. Deformation contours when modeling critical loads

It's rather easy to calculate now, that equivalent loading for such situation equals 383,48 kN/m, that could correspond to loading class C34, but such loading is not only larger than any of those that are in rotation on the railway but also larger than any loading that is considered as a perspective one.

Although very important remark would be that found loading doesn't consider dynamic part of loads and the real load will be smaller. So considering dynamic factor the loading makes:

$$\frac{383,48}{1 + \frac{10}{27 + 33,6}} = 329,16 \text{ kN/m}$$

This corresponds to loading class C29, that is still twice as large as perspective rated loading.

Conclusions

Thereby we can guarantee that during spans' operation, if significant violations of operational conditions are absent, the buckling of stiffeners of orthotropic plate cannot occur.

Also this work once again shows that finite element methods are quite useful, convenient and rather easy methods for solving otherwise complex engineering problems.

REFERENCES

1. Беспалов, Л. Н. Влияние отклонений от проектных решений в конструкции металлического пролётного строения на усталостную долговечность [Текст] / Л. Н. Беспалов, М. Г. Мальгин
2. Технічний звіт № 657 по науково-дослідній роботі «Обстеження та випробування залізнично-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

- автомобільного мостового переходу через р. Дніпро у місті Києві відповідно до ДБН В.2.3-6-2009» [Текст] / ГНДЛ ШС ; Кер. Савчинський Б. В.; виконав. : Тарасенко В. П., Соломка В. І.; Попович М. М. та ін. – Д., 2012. – С. 25-102. – № ДР 0111U001534 – Інв. № 657.
3. Технічний звіт № 645 по науково-дослідній роботі «Обстеження та випробування залізнично-автомобільного мостового переходу через р. Дніпро у місті Києві відповідно до ДБН В.2.3-6-2009» [Текст] / ГНДЛ ШС ; Кер. Савчинський Б. В.; виконав. : Тарасенко В. П., Соломка В. І.; Попович М. М. та ін. – Д., 2012. – С. 14-49. – № ДР 0111U001534 – Інв. № 645.
 4. ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування [Текст]. – Чинні від 2007-02-01. – К. : Мін. буд., архіт. та житл.-комун. госп-ва, 2006. – 359 с.
 5. СНиП 2.05.03-84*. Мосты и трубы [Текст]. – Введ. 1986-01.01. – М. : Госстрой России, 2001. – 214 с.
 6. Ezgi Gunay Nonlinear buckling finite element analysis of stiffened B-Al plates [Текст] / Ezgi Gunay, Cevdet Aygun, Yunus Onur Yildiz // Transaction of nonferrous metals society of china – Changsha, 2014 – Vol. 24. – С. 20-28.
 7. Tran, K. L. Buckling of stiffened curved panels under uniform axial compression [Текст] // K. L. Tran, C. Douthe, K. Sab, J. Dalot, L. Davaine // Journal of constructional steel research – 2014 – vol. 103. – p. 140-147 – Режим доступа: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0143974X1400193X>.
 8. Panda, S. K. Buckling of rectangular plates with boundary conditions loaded by non-uniform inplane loads [Текст] / S. K. Panda, L. S. Ramachandra // International journal of Mechanical Sciences – 2010. – vol. 52 – p. 819-828 – Режим доступа: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0020740310000202>.

П. А. ОВЧИННИКОВ^{1*}, С. В. КЛЮЧНИК²

^{1*} Галузева науково-дослідна лабораторія штучних споруд, Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (0562) 33 58 12, ел. пошта pavlovchinnikov@gmail.com

² Галузева науково-дослідна лабораторія штучних споруд, Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (0562) 33 58 12, ел. пошта ssser05@ukr.net

ВИКОРИСТАННЯ СКІНЧЕНО-ЕЛЕМЕНТНОГО МОДЕЛЮВАННЯ ДЛЯ ВИЗНАЧЕННЯ МОЖЛИВОСТІ ВТРАТИ СТІЙКОСТІ ПОЗДОВЖНІХ РЕБЕР ОРТОТРОПНОЇ ПЛИТИ В ПРОГОНОВІЙ БУДОВІ ПРИ ЕКСПЛУАТАЦІЙНОМУ НАВАНТАЖЕННІ

Мета. Метою даного дослідження є встановлення причин деформування поздовжніх ребер ортотропної плити коробчастої прогонової будови під залізничним навантаженням. **Методика.** Для розв'язання задачі використовувався метод скінчено-елементного моделювання. Розглянута реальна металева коробчата прогонова будова встановлена на Дарницькому мостовому переході у м. Києві. Модель навантажена у відповідності до реальних навантажень, що обертаються на даній ділянці. **Результати.** В результаті моделювання отримано напружено-деформований стан балки для випадку втрати стійкості в одному з її ребер. На основі аналізу результатів встановлено, що застосована модель і варіант її завантаження, наближений до дійсного, не підтверджує припущення, що деформація поздовжніх ребер ортотропної плити металевої коробчастої прогонової будови відбулась в результаті втрати їх стійкості. **Наукова новизна.** Вперше виконано моделювання металевої коробчастої прогонової будови у відповідності до дійсних навантажень, та виконано порівняння отриманих результатів із встановленими дослідних шляхом. **Практична значимість.** Результати виконаного дослідження можуть бути застосовані при подальшій експлуатації металевих коробчастих прогонових будов Дарницького мостового переходу та при уточненні розрахунків даного типу конструкцій.

Ключові слова: Дарницький міст; втрата стійкості; поздовжні ребра; ортотропна плита проїзду; метод скінчених елементів; моделювання

П. А. ОВЧИННИКОВ^{1*}, С. В. КЛЮЧНИК²

^{1*} Отраслевая научно-исследовательская лаборатория искусственных сооружений, Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (0562) 33 58 12, эл. почта pavlovchinnikov@gmail.com

² Отраслевая научно-исследовательская лаборатория искусственных сооружений, Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (0562) 33 58 12, эл. почта ssse05@ukr.net

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ КОНЕЧНО-ЭЛЕМЕНТНОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ВОЗМОЖНОСТИ ПОТЕРИ УСТОЙЧИВОСТИ ПРОДОЛЬНЫХ РЕБЕР ОРТОТРОПНОЙ ПЛИТЫ В ПРОЛЁТНОМ СТРОЕНИИ ПРИ ЭКСПЛУАТАЦИОННЫХ НАГРУЗКАХ

Цель. Целью данного исследования является определение причин деформирования продольных ребер ортотропной плиты коробчатой пролетного строения под железнодорожной нагрузкой. **Методика.** Для решения задачи использовался метод конечно-элементного моделирования. Рассмотрено реальное металлическое коробчатое пролетное строение, установленное на Дарницком мостовом переходе в г. Киеве. Модель нагружена в соответствии с реальными нагрузками, обращающимися на данном участке. **Результаты.** В результате моделирования получено напряженно-деформированное состояние балки для случая потери устойчивости в одном из ее ребер. На основе анализа результатов установлено, что используемая модель и вариант ее нагружения, приближенный к настоящему, не подтверждают предположение, что деформация продольных ребер ортотропной плиты металлической коробчатой пролетного строения произошла в результате потери их устойчивости. **Научная новизна.** Впервые выполнено моделирование металлического коробчатого пролетного строения в соответствии с реальными нагрузками, и выполнено сравнение полученных результатов с установленными исследовательским путем. **Практическая значимость.** Результаты выполненного исследования могут быть применены при дальнейшей эксплуатации металлических коробчатых пролетных строений Дарницкого мостового перехода и при уточнении расчетов данного типа конструкций.

Ключевые слова: Дарницкий мост; потеря устойчивости; продольные ребра; ортотропная плита проезда; метод конечных элементов; моделирование

Prof. V. D. Petrenko, D. Sc. (Technical, Ukraine) and Prof. V. V. Kulyabko, D. Sc. (Technical, Ukraine) recommended this article to be published.

Received: June 28, 2014.

Accepted: July 02, 2014.

Наукове видання

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

**Збірник наукових праць
Дніпропетровського
національного університету залізничного транспорту
імені академіка В. Лазаряна**

Випуск 5

(українською, російською та англійською мовами)

*Свідчення про державну реєстрацію друкованого засобу масової інформації
КВ № 17811-6661Р від 27.04.2011 р. видане Міністерством юстиції України*

**Відповідальний за випуск О. С. Распопов
Комп'ютерне верстання В. І. Соломка**

Статті в збірнику друкуються в авторській редакції

Формат 60 × 84 ¹/₈. Ум.друк.арк. 15,69. Тираж 100 пр. Зам. № 59.

**Видавництво Дніпропетровського національного університету залізничного
транспорту імені академіка В. Лазаряна**

Адреса редакції, видавця та дільниці оперативної поліграфії:

вул. Лазаряна, 2, м. Дніпропетровськ-10, 49010, Україна

Тел.: +38 (056) 373-15-61

E-mail: kafmost@mt.diit.edu.ua

Свідчення суб'єкта видавничої справи ДК № 1315 від 31.03.2003.



ISSN 2227-1252. Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика : Зб. наук. праць Дніпропетр. нац. ун-ту залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна. 2014. Випуск 5. 1-135.