

06
Д 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 6

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 6

НТБ ДІТу



000858700

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 29.09.2014 р., протокол № 3

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

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. Геizen

кандидат технічних наук *О. Л. Тотькін*

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. 6. – Д. : Вид-во Дніпропетр. нац. ун-ту залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна, 2014. – 153 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 залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна, оригінал-макет, 2014

T.K.,

ЗМІСТ

В. АРТЕМОВ, Ф. ВЕНЬКО МОСТЫ НА ВЫСОКОСКОРОСТНЫХ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ МАГИСТРАЛЯХ: ВЫЗОВЫ ДЛЯ ИНЖЕНЕРОВ СНГ	4
І. В. БАШКЕВИЧ МАТЕМАТИЧНА МОДЕЛЬ ТА ІІ АНАЛІТИЧНА РЕАЛІЗАЦІЯ ПРИ ВИЗНАЧЕННІ ЗАЛИШКОВОГО РОЗМИВУ	10
А. В. БИЛЬЧЕНКО, А. Г. КИСЛОВ МУЛЬТИПЕРСПЕКТИВНЫЕ МОДЕЛИ ПРОЦЕССА ЭКСПЛУАТАЦИИ МОСТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ.....	14
Л. П. БОДНАР ГЕНЕТИЧНІ АЛГОРИТМИ В ОПТИМІЗАЦІЇ СТРАТЕГІЙ РЕМОНТІВ МОСТІВ.....	18
Ю. М. ГОРБАТЮК, К. І. СОЛДАТОВ, В. Є. АРТЬОМОВ ДО ПИТАННЯ ДОПУСТИМОЇ ШВИДКОСТІ РУХУ ПОЇЗДІВ ПО НАПЛАВНИХ МОСТАХ.....	24
В. Ф. ГРЕЧКО, О. В. ГРЕЧКО РЕЗУЛЬТАТЫ НАТУРНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ОПОР ВИСЯЧЕГО МОСТА С ОПРЕДЕЛЕНИЕМ НДС НАИБОЛЕЕ ПОВРЕЖДЕННОЙ ОПОРЫ	35
А. А. ДАВЫДЕНКО МАРКОВСКИЕ МОДЕЛИ НАКОПЛЕНИЯ ПОВРЕЖДЕНИЙ В ОЦЕНКЕ И ПРОГНОЗИРОВАНИИ ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ МОСТОВ.....	40
М. И. КАЗАКЕВИЧ СОВРЕМЕННОЕ РАЗВИТИЕ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И СТРОИТЕЛЬСТВА СРЕДНЕ – И ДЛИННОПРОЛЕТНЫХ МОСТОВ НА ВЫСОКОСКОРОСТНЫХ ЖЕЛЕЗНЫХ ДОРОГАХ (HSR) КИТАЯ	47
В. М. КАРПЮК, К. І. АЛБУ, Д. С. ДАНИЛЕНКО, Ю. А. СЬОМІНА ВПЛИВ ЦИКЛІЧНОГО ЗНАКОЗМІННОГО НАВАНТАЖЕННЯ НА МІЦНІСТЬ, ТРИЩИНОСТІЙКІСТЬ ТА ДЕФОРМАТИВНІСТЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ, ЩО ЗГІНАЮТЬСЯ	56
В. І. КИР'ЯН, В. В. КНИЩ, С. А. СОЛОВЕЙ, Г. О. ЛИННИК ЦИКЛІЧНА ДОВГОВІЧНІСТЬ ЗВАРНОГО З'ЄДНАННЯ ШПИЛЬОК КРІПЛЕННЯ МОСТОВОГО ПОЛОТНА ЗАЛІЗНИЧНИХ МОСТІВ	69
А. И. ЛАНГУХ-ЛЯЩЕНКО КОНЦЕПЦИЯ НАДЕЖНОСТИ В ЕВРОКОДЕ.....	79
М. Г. МАЛЬГИН, К. В. МЕДВЕДЕВ МОДЕЛЬ РАСЧЕТА МОСТОВЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА УСТАЛОСТЬ ПО ЛОКАЛЬНЫМ НАПРЯЖЕНИЯМ.....	89
С. М. МИКИТЕНКО РАЦІОНАЛЬНЕ ПРОЕКТУВАННЯ БЕЗКАПІТЕЛЬНО-БЕЗБАЛКОВИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КАРКАСТІВ БУДІВЕЛЬ.....	103
П. О. ПШНЬКО, В. В. МАРОЧКА, В. В. КОВАЛЬЧУК, І. В. КАЛАШНИКОВ, А. В. ГУМЕНЮК АНАЛІЗ СУЧАСНОГО ПОРЯДКУ РОЗРОБКИ, УЗГОДЖЕННЯ ПРОЕКТНОЇ ДОКУМЕНТАЦІЇ, ОТРИМАННЯ ДОЗВОЛУ НА БУДІВЕЛЬНІ РОБОТИ ТА ЗДАЧІ В ЕКСПЛУАТАЦІЮ ЛІНІЙНИХ ОБ'ЄКТІВ ІНЖЕНЕРНО- ТРАНСПОРТНОЇ ІНФРАСТРУКТУРИ ЗАЛІЗНИЧНОГО ТРАНСПОРТУ УКРАЇНИ.....	109
В. П. РЕДЧЕНКО АНАЛІЗ РЕЗУЛЬТАТІВ ДИНАМІЧНИХ ВИПРОБУВАНЬ МОСТІВ З ВИКОРИСТАННЯМ ПРОГРАМИ «СПЕКТРУМ».....	119
Б. Д. СУХОРУКОВ АНАЛІЗ ПРИЧИН ОБРЫВА ТЯГИ В МЕТАЛЛИЧЕСКОЙ ЭСТАКАДЕ ЧЕРЕЗ ШЛЮЗЫ ДНЕПРОВСКОЙ ГЭС.....	126
Л. Л. ЯВЧУК АНАЛІЗ ТРИЩИНОСТІЙКОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ МОСТІВ ЯК ПРАКТИЧНИЙ АПАРАТ ПРОГНОЗУ РЕСУРСУ	132
Ф. В. ЯЦКО ПРАКТИЧНА ІНЖЕНЕРНА МЕТОДИКА ОЦІНКИ РЕСУРСУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ МОСТІВ В ПРОЦЕСІ ПРОЕКТУВАННЯ.....	138
V. SOLOMKA, P. OVCHINNIKOV WORLD EXPERIENCE CREATING DESIGNS OF BRIDGES AND THEIR CONDITIONS OF WORK IN AREAS OF HIGH-SPEED AND HIGH-SPEED OF TRAINS	147

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК [624.27:625.1:624.042.8]

В. АРТЕМОВ^{1*}, Ф. ВЕНЬКО^{2*}

^{1*} Исследовательская лаборатория «Dynamics & Structures, Lab.», Днепропетровск, Украина, тел. +38 (050) 457 68 19, эл. почта v.artomov@gmail.com

^{2*} «Ленгипротранспуть» – филиал ОАО «Росжелдорпроект», Санкт-Петербург, Российская Федерация, тел. (812) 457 81 31, эл. почта venkofm@rzdpr.ru

МОСТЫ НА ВЫСОКОСКОРОСТНЫХ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ МАГИСТРАЛЯХ: ВЫЗОВЫ ДЛЯ ИНЖЕНЕРОВ СНГ

Цель. Национальная нормативная база СНГ не содержит набора правил, достаточного для проектирования скоростных железнодорожных магистралей и сопутствующей инфраструктуры. Например, в базовом нормативном документе СНиП «Мосты и трубы» нет понятия «выделенная пассажирская магистраль», не учитывается скорость движения поездов, а различные динамические эффекты учитываются эмпирическими коэффициентами. **Методика.** Основными особенностями системы высшего технического образования в СНГ являются «типизация» курсовых проектов и работ, шаблонный процесс обучения, невозможность выбора и смены дисциплин, кафедр, преподавателей. Серьезным вызовом для студента выступает также постоянное уменьшение количества аудиторных занятий, с явным смещением акцентов в сторону самообразования. В то же время, современная инженерия существенно компьютеризирована, благодаря активному применению различных систем автоматизированного проектирования. **Результаты.** Рекомендации для проектировщиков мостов на ВСМ: в большинстве случаев достаточно ограничиться стержневыми конечными элементами; гармонический анализ даст возможность выявить «слабые» места конструкции, определить периоды и частоты свободных колебаний. Динамический расчет во времени позволит проанализировать напряженно-деформированное состояние моста при движении поезда с заданной скоростью, вычислить скорости, перемещения, ускорения. **Научная новизна и практическая значимость.** Сегодня в СНГ появляются первые частные научно-исследовательские центры. Например, украинская исследовательская лаборатория «Dynamics & Structures, Lab.» (www.dystlab.com) была создана с целью изучения и решения вопросов динамики строительных конструкций, зданий и сооружений, а также смежных задач механики деформируемых систем. **Выводы.** В лаборатории «Dynamics & Structures, Lab.» занимаются разработкой специализированного программного обеспечения – среды параметрического моделирования и инженерного анализа – Belinda Structure. В программе реализован метод конечных элементов, а моделирование ведется с использованием скриптовой технологии. Интерфейсная часть программы содержит развитые средства трехмерной визуализации.

Ключевые слова: железнодорожный мост; высокоскоростная железнодорожная магистраль; поезд; Еврокоды; национальные стандарты; СНГ; СНиП; Belinda Structure

Введение

Идеи создания рельсового транспорта, способного конкурировать по скорости с гоночными автомобилями, зародились еще в середине XX века. Однако быстро удовлетворить потребности пассажиров в скорости перемещения тогда было невозможно – техническая база подвижного состава этого не предполагала. Достаточно долго «отставали» также и другие составляющие транспортной инфраструктуры – искусственные сооружения, путь, средства электрификации и др. Впрочем, конкретные

технические решения долго не удавалось вывести из опытных лабораторий на промышленный уровень производства также в силу малой изученности вопроса, отсутствия эффективных методов проектирования и анализа.

Как показало время, в XXI веке скоростные и высокоскоростные магистрали (ВСМ) имеют страны с высоким уровнем ВВП и общей позитивной динамикой роста экономики (США, Япония, Канада, Англия, Франция и др.). Страны СНГ в этом плане существенно отстают: скорость движения пассажирских поездов чуть более 140 км/ч здесь считается достаточно вы-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

сокой, хотя в мировой практике проектирования железных дорог скорость до 160 км/ч соответствует обычным пассажирским перевозкам.

Каким образом развитым странам удаётся сегодня успешно проектировать, строить и эксплуатировать ВСМ?

Цель

Опыт европейских стран показывает, что успех реализации ВСМ зависит не только от объемов финансирования, но и от состояния нормативной базы. Так, постепенный переход на единую систему межнациональных европейских стандартов (Еврокод) даёт возможность использовать в проектировании наиболее прогрессивные и современные научно-технические решения, а также организовать единый стандартизованный подход к подготовке и аттестации кадров для работы в транспортной отрасли [1, 2].

Следует отметить, что, несмотря на активное изучение Еврокодов, в СНГ пока преобладает национальная нормативная база [3-5], которая не содержит достаточного для проектирования ВСМ и сопутствующей инфраструктуры набора правил. Например, в базовом для стран СНГ нормативном документе по проектированию мостов [3] нет понятия «выделенная пассажирская магистраль», не учитывается скорость движения поездов, а различные динамические эффекты учитываются эмпирическими коэффициентами. Для сравнения, проектировщику мостов на ВСМ Еврокоды предписывают проводить динамические расчеты – как гармонический, так и расчет во временной области; при этом следует в совершенстве владеть и оперировать такими понятиями, как скорость движения, ускорение, период, частота, амплитуда, пространственные колебания, демпфирование и пр.

Учитывая специфику подготовки отечественных инженеров-проектировщиков, это влечет за собой определенные трудности. Выражаясь проще, отечественного инженера можно заставить прочитать Еврокод, но нельзя его быстро научить мыслить категориями Еврокодов. Методологически европейские нормы существенно отличаются от норм СССР и СНГ, потому что не являются готовыми «методическими указаниями» как, например, многие СНиПы.

Возможно, что первые проекты высокоскоростных железнодорожных магистралей в СНГ потребуют разработки новых, уникальных нормативных документов, отражающих специфику конкретного региона страны или участка движения. Как известно, уже сегодня активно обсуждаются пути реализации проектов ВСМ «Москва – Санкт-Петербург», «Москва – Казань» и др. Безусловно, что эти и другие проекты должны максимально использовать мировой опыт, заимствовать лучшие образцы научно-технических решений, опираться на лучшие технические стандарты, нормативные документы, инженерное программное обеспечение.

Методика

В рамках изучения проблематики ВСМ отдельно следует остановиться на вопросах подготовки и повышения квалификации кадров.

На сегодняшний день в высшем техническом образовании применяется достаточно консервативная система подготовки специалистов, в основу которой положены наработки СССР. Основными особенностями этой системы являются, например, «типизация» курсовых проектов и работ, шаблонный процесс обучения, невозможность выбора и смены дисциплин (кафедр, преподавателей) и т. п. Серьезным вызовом (в первую очередь, для самого студента) выступает также постоянное уменьшение количества аудиторных занятий, с явным смещением акцентов в сторону самообразования.

В то же время, современная инженерия существенно компьютеризирована, благодаря активному применению различных систем автоматизированного проектирования (САПР). В подготовке профессиональных кадров эти обстоятельства порождают следующие серьезные проблемы:

- вместо изучения методов расчета студенты учат интерфейсы (кнопки и меню) программ;

- наличие «хорошей» САПР на рабочем месте считается более важным, нежели понимание фундаментальных принципов работы сооружения;

- молодой специалист становится «заложником» программы, считая её результат априори достоверным;

- поддаваясь на уговоры менеджеров-рекламщиков, продающих САПР, инженер

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

стремится максимально использовать все её возможности: тысячи учтённых степеней свободы, автоматизация вычисления характеристик, библиотеки сечений и материалов, всевозможные виды анализа и многое другое.

Этот (далеко не полный!) список таит в себе много опасностей. Например, отсутствие достаточных знаний о принципах формирования расчетной схемы сооружения неминуемо приведет к серьёзным ошибкам, вне зависимости от того, на какое количество узлов и конечных элементов разделена модель. И чем больше будет модель, тем сложнее будет выявить её ошибки.

Авторы [6] в своих научных работах неоднократно обращают внимание на необходимость пересмотреть устоявшиеся подходы к техническому образованию. Да, изучать расчётные программы необходимо – но не с позиции заучивания элементов пользовательского интерфейса, а с позиции тестирования, выявления слабых и сильных сторон, изучения возможностей и пр. Ко всему этому следует подходить крайне осторожно, взвешенно, критически. Автор данной статьи видит весьма пагубной привычку молодых специалистов рассчитывать модели конструкций со многими сотнями и даже тысячами степеней свободы, не имея при этом достаточного опыта расчета простейших систем.

Результаты

В данном контексте, можно сформулировать несколько важных рекомендаций для проектировщиков мостовых конструкций на ВСМ:

1) мост – линейно протяженная конструкция, поэтому в абсолютном большинстве случаев можно ограничиться стержневыми (балочными) конечными элементами;

2) стараться работать с моделями с небольшим числом степеней свободы (одномассовая система является эталоном простоты и надёжности!);

3) гармонический анализ – ваш «друг» № 1: он даст возможность выявить «слабые» места конструкции, определить периоды и частоты свободных колебаний;

4) динамический расчет во времени – ваш «друг» № 2: с его помощью вы пропустите по мосту подвижной состав на заданной скорости, на каждом шаге симуляции проанализируете

напряженно-деформированное состояние моста, вычислите скорости, перемещения, ускорения;

5) не быть жертвой рекламы: отдавать предпочтение расчётным программам, которые решают конкретно вашу задачу, а не тем, которые имеют Сертификаты соответствия или высокую стоимость;

6) помнить, что в любом случае вся ответственность за проектные решения лежит на вас (да, это написано в том самом Лицензионном соглашении, с которым вы соглашаетесь при установке программы!).

Научная новизна и практическая значимость

Одной из главных проблем, сдерживающих научное развитие отечественных академий и университетов, является их существенная зависимость от государственного финансирования. Между тем, наиболее успешные научно-образовательные заведения США и Европы имеют право самостоятельно распоряжаться собственными доходами и распределять внутренние финансовые потоки. При этом речь идёт не только о приобретении дорогостоящего лабораторного оборудования, но и о повышении (до уровня мировых!) зарплат научно-педагогических работников.

Для сравнения, средняя зарплата доцента украинского ВУЗа в середине 2014 года составляла 250...300 \$, а аналогичный показатель в США – 2500...3000 \$. По мнению многих исследователей, такая катастрофическая ситуация с финансированием может «отбросить» отечественную науку назад на десятилетия [7].

Именно поэтому сегодня в СНГ появляются первые частные научно-исследовательские центры. Так, украинская исследовательская лаборатория «Dynamics & Structures, Lab.» создавалась с целью изучения и решения вопросов динамики строительных конструкций, зданий и сооружений, а также смежных задач механики деформируемых систем.

В лаборатории сегодня развивают идеи, начало которым было положено на кафедре мостов Днепропетровского института инженеров транспорта (сейчас – ДНУЖТ имени академика В. Лазаряна, Украина), под руководством академика Н. Г. Бондаря в 70-80-х гг. прошлого века. Отличительными особенностями таких

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

задач являются учёт скорости движения транспорта при движении по искусственным сооружениям, неровности траектории пути, физические и геометрические нелинейности, сложное демпфирование и др.

Идея создания специализированного научного центра для исследования задач динамики сооружений была выдвинута в 2011 году, а уже в конце 2012 г. была запущена первая версия сайта лаборатории в сети Интернет [8].

На данный момент, лаборатория «Dynamics & Structures, Lab.» представляет собой сообщество учёных и инженеров из разных уголков планеты, которым интересна механика строительных конструкций, проектирование, оптимизация, компьютерное моделирование и многие другие технические аспекты. Участники сообщества обмениваются профессиональными контактами, делятся опытом, организуют тематические мероприятия и встречи.

Помимо общего исследовательского направления, «Dynamics & Structures, Lab.» также занимается разработкой специализированного программного обеспечения. Флагманским программным продуктом лаборатории выступает среда параметрического моделирования и инженерного анализа – Belinda Structure [9].

С момента начала разработки (2005 г.), программа «Belinda Structure» претерпела множество изменений и усовершенствований, и развилась из небольшого приложения для расчета балочных мостов до полнофункциональной среды трехмерного моделирования. В программе реализован универсальный метод решения задач строительной механики – метод конечных элементов. Моделирование ведется с использованием скриптовой технологии, что существенно обогащает возможности анализа сложных параметрических моделей. Интерфейсная часть программы содержит развитые средства трехмерной визуализации.

Выводы

Не останавливаясь на достигнутом, специалисты лаборатории «Dynamics & Structures, Lab.» ищут новые пути для совершенствования своих разработок. Так, в середине 2014 г. они обратились к своим коллегам из компании АСКОН с предложением внедрить в среду «Belinda Structure» ядро геометрического моде-

лирования С3D, широко применяемое в линейке программных продуктов АСКОН (например, в САПР «КОМПАС-3D»). Партнёры надеются, что подобные инициативы дадут новый импульс в исследованиях динамики сооружений и улучшат качество программного обеспечения, которое применяется для проектирования искусственных сооружений на высокоскоростных железнодорожных магистралях [10].

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. European Standard. Eurocode 1: Actions on structures – Part 2, [Text]: Traffic Loads on bridges / European Committee for Standardization. – В-1050, Brussels, 2002. – 162 p.
2. Національний стандарт України ДСТУ-НБ EN 1991-2:2010. Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 2. Рухомі навантаження на мости (EN 1991-2:2003) [Текст]. – Надано чинності 2013-07-01. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2003. – 217 с.
1. СНиП 2.05.03-84*. Мосты и трубы [Текст]. – Введ. 1986-01.01. – Москва : Госстрой России, 2001. – 214 с.
3. Свод правил СП 35.13330.2011 «Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84*» [Текст]. – Москва : ОАО «ЦНИИС», 2011. – 340 с.
4. 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.
5. Кулябко, В. В. Модели статического и динамического взаимодействия сооружений с основаниями сложных типов (по включениям и свойствам) [Текст] / В. В. Кулябко, В. И. Кузьменко, Ю. Е. Власенко // Сб. «Пространственные конструкции зданий и сооружений (Исследования, расчет, проектирование и применение)», под ред. В. В. Шугаева и др. – ЦНИИСК: Вып. 12. – Москва : 2009. – С. 194-202.
6. Сообщество. Образование [Электронный ресурс] // Trust.UA. – Режим доступа: <http://hate.trust.ua/osvita/2014/01/08/76/Polovina-prepodavatelei-VUZov-Ukraini-poluchaet-zarplatu-menshe-3-tisyach-griven/>. – Загл. с экрана.
7. Официальный сайт виртуальной исследовательской лаборатории Dynamics & Structures, Lab. [Электронный ресурс] // Режим доступа: <http://www.dystlab.com>. – Загл. с экрана.
8. Среда параметрического моделирования и инженерного анализа Belinda Structure [Электронный ресурс] // Виртуальная иссл. лаб. Dynamics

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

& Structures, Lab. – Режим доступа:
<http://www.dystlab.com/index.php/belinda>. – Загл.
 с екрана.

Lab.» [Электронный ресурс] // Режим доступа:
<http://c3dlabs.com/ru/news/items/?news=1904> –
 Загл. с экрана.

9. Геометрическое ядро C3D станет основой раз-
 работок лаборатории «Dynamics & Structures,

В. АРТЬОМОВ^{1*}, Ф. ВЕНЬКО^{2*}

^{1*} Дослідницька лабораторія «Dynamics & Structures, Lab.», Дніпропетровськ, Україна, тел. +38 (050) 457 68 19,
 ел. пошта v.artomov@gmail.com

^{2*} «Ленгипротранспут» – філіал ВАТ «Росжелдорпроект», Санкт-Петербург, Російська Федерація, тел. (812) 457 81 31,
 ел. пошта venkofm@rzdpr.ru

МОСТИ НА ВИСОКОШВИДКІСНИХ ЗАЛІЗНИЧНИХ МАГІСТРАЛЯХ: ВИКЛИКИ ДЛЯ ІНЖЕНЕРІВ СНД

Мета. Національна нормативна база СНД не містить набору правил, достатнього для проектування швидкісних залізничних магістралей та відповідної інфраструктури. Наприклад, у базовому нормативному документі СНіП «Мости та труби» відсутнє поняття «окрема пасажирська магістраль», не враховується швидкість руху поїздів, а динамічні ефекти враховуються емпіричними коефіцієнтами. **Методика.** Основними особливостями системи вищої технічної освіти в СНД є «типізація» курсових проектів і робіт, шаблонний процес освіти, неможливість вибору та зміни дисциплін, кафедр, викладачів. Суттєвим викликом для студента є також постійне зменшення кількості аудиторних занять, зі зміщенням акцентів у бік самоосвіти. У той же час, сучасна інженерія суттєво комп'ютеризована, завдяки активному застосуванню різних систем автоматизованого проектування. **Результати.** Рекомендації для проектувальників мостів на ВШМ: у більшості випадків достатньо обмежитись стержневими скінченними елементами; гармонійний аналіз дасть можливість виявити «вузькі» місця конструкції, визначити періоди й частоти вільних коливань. Динамічний розрахунок у часі дозволить проаналізувати напружено-деформований стан моста під час руху поїзда із заданою швидкістю, визначити швидкості, переміщення, прискорення. **Наукова новизна та практична значимість.** Сьогодні в СНД з'являються перші приватні науково-дослідницькі центри. Наприклад, українська дослідницька лабораторія «Dynamics & Structures, Lab.» (www.dystlab.com) була створена з метою дослідження та вирішення питань динаміки будівельних конструкцій, будівель та споруд, а також суміжних задач механіки деформованих систем. **Висновки.** У лабораторії «Dynamics & Structures, Lab.» займаються розробкою спеціалізованого програмного забезпечення – середовища параметричного моделювання та інженерного аналізу – Belinda Structure. У програмі реалізовано метод скінченних елементів, а моделювання ведеться з застосуванням скриптової технології. Інтерфейсна частина програми містить розвинуті засоби тривимірної візуалізації.

Ключові слова: залізничний міст; високошвидкісна залізнична магістраль; поїзд; Єврокоди; національні стандарти; СНД; СНіП; Belinda Structure

V. ARTOMOV^{1*}, F. VENKO^{2*}

^{1*} Virtual research laboratory «Dynamics & Structures, Lab.», Dnipropetrovsk, Ukraine, tel. +38 (050) 457 68 19,
 e-mail v.artomov@gmail.com

^{2*} «Lengiprotransput» – branch of JSC «Roszheldorproject», St. Petersburg, Russian Federation, tel. (812) 457 81 31,
 e-mail venkofm@rzdpr.ru

HIGH-SPEED RAILWAY BRIDGES: CHALLENGES FOR ENGINEERS OF THE CIS

Purpose. National regulatory framework for the CIS does not contain a set of rules sufficient to design high-speed rail lines and related infrastructure. For example, the basic normative document SNiP «Bridges and pipes» there is no «dedicated passenger line» do not take into account the speed of trains, and a variety of dynamic effects are taken into account empirical coefficients. **Methodology.** The main features of the system of higher technical education in the CIS are «typing» of course projects and papers, template learning process, the inability to select and change disciplines, departments and teachers. A serious challenge for the student acts as a permanent reduction in

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

the number of classroom hours, with a clear shift towards self-education. At the same time, modern engineering essentially computerized, thanks to the active use of various computer-aided design. **Findings.** Recommendations for designers of high-speed railway bridges: in most cases sufficient to restrict rod finite elements; modal analysis will make it possible to identify «weak» construction sites, to determine the periods and frequency of free oscillations. Dynamic calculation of time will allow to analyze the stress-strain state of the bridge while driving a train at a predetermined rate, calculate the speed, handling, acceleration. **Originality.** Today in the CIS appear first private research centers. For example, the Ukrainian Research Laboratory «Dynamics & Structures, Lab.» (www.dystlab.com) was established to study and solve the problems of the dynamics of structures, buildings and structures, as well as related problems in the mechanics of deformable systems. **Practical value.** In the laboratory «Dynamics & Structures, Lab.» engaged in the development of specialized software – parametric modeling and engineering analysis environment Belinda Structure. Program based on the finite element method, and the simulation is carried out using scripting technologies. The interface of the program includes advanced tools for three-dimensional visualization.

Keywords: railway bridge; high-speed railway; train; EN; national standards; CIS; SNiP; Belinda Structure

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

Поступила в редколлегию 20.09.2014.

Принята к печати 28.09.2014.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 625.745

І. В. БАШКЕВИЧ*

* Каф. «Мости та тунелі», Національний транспортний університет, вул. Суворова 1, Київ, Україна, 01010, тел/факс +38 (044) 280 79 78, ел. пошта kproekt@mail.ru

МАТЕМАТИЧНА МОДЕЛЬ ТА ЇЇ АНАЛІТИЧНА РЕАЛІЗАЦІЯ ПРИ ВИЗНАЧЕННІ ЗАЛИШКОВОГО РОЗМИВУ

Мета. Удосконалення методики багаторічного прогнозування загального розмиву на мостових переходах. **Методика.** Теоретичне вишукування. **Результати.** Отримано науково обґрунтовану методику визначення розрахункового рівня розмиву за багаторічний період експлуатації мостових переходів. **Наукова новизна.** Вперше пропонується математична модель, призначена для визначення залишкового розмиву із застосуванням лінійної характеристики трансформації руслової витрати. **Практична значимість.** Запропоновано аналітичну методику прогнозування небезпечних для стійкості мостових переходів деформацій дна русла.

Ключові слова: мостовий перехід; багаторічне прогнозування руслових деформацій; залишковий розмив; довжина зони стиснення; коефіцієнт стиснення потоку під мостом

Вступ

Процес загального розмиву на мостових переходах починається з виходом паводкового потоку на заплави і досягає свого максимуму не на піку, а на спаді паводку. Коли річка знову входить в брівки русла, відмітки дна під мостом зазвичай не відновлюються і залишаються меншими за природні. Різниця між цими відмітками являє собою залишковий розмив, який тим більший, чим більша висота паводку і коефіцієнт стиснення потоку під мостом при розрахунковому рівні високої води (РРВВ).

Увага до залишкового розмиву виникла з появою в будівельних нормах (СНиП 2.05.03.-84 [1] та ДБН В.2.3-22:2009 [2]) зобов'язання щодо прогнозування загального розмиву за багаторічний період. В цьому разі, пропускаючи кожний черговий паводок, треба знати величину загальних руслових деформацій, залишених попередніми паводками.

Мета

Мета дослідження полягає в удосконаленні методики багаторічного прогнозування загального розмиву на мостових переходах, шляхом врахування, що на момент залишкового розмиву істотно скорочується довжина зони стиснен-

ня через зменшення ширини розмиву та найголовніше те, що в момент звільнення заплави від води зменшується коефіцієнт стиснення потоку під мостом.

Методика. Математична модель залишкового розмиву

В математичній моделі залишкового розмиву ця обставина відбивається в характеристиці трансформації руслової витрати. У зв'язку з цим, характер трансформації руслової витрати в зоні стиснення може розглядатися лінійним або майже лінійним [3].

Руслові деформації в зоні впливу мостових переходів і переформування дна в побутових умовах описується системою, яка складається з двох пар рівнянь нерозривності й рухи, відповідно для води й наносів [4, 5]. Чотири рівняння – це мінімальна кількість, що задовольняє коректній постановці задачі, але залежно від її конкретного змісту вони можуть приймати різний вид. Таким чином, математична модель залишкового розмиву (1) складається з диференціального рівняння балансу наносів, формули трансформуючої спроможності руслоформуючих наносів, рівняння нерозривності потоку і його характеристики трансформації:

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

$$\begin{cases} \frac{\partial G}{\partial l} - B \cdot \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \\ G = A_o \cdot B_p \cdot \frac{V^4}{h^{1/2}}, \\ Q = B_p \cdot h \cdot V \\ \beta_p = 1 + k \cdot l \end{cases} \quad (1)$$

де G і Q – витрати наносів і води; h і B_p – глибина і ширина русла; V – швидкість руслового потоку; A_o – коефіцієнт, що враховують фізичні властивості наносів; m – показник степені, який залежить від форми транспортування наносів; β_p – коефіцієнт трансформації руслової витрати в зоні стиснення змінюється за течією майже лінійно, від 1 в створі де починається стиснення до β_{pm} під мостом; l – відстань від початку стиснення; k – коефіцієнт пропорційності, який обчислюється за формулою:

$$k = \frac{\beta_{pm} - 1}{l_c}, \quad (2)$$

де l_c – довжина зони стиснення.

Аналітична реалізація математичної моделі залишкового розмиву

Використовуючи рівняння нерозривності для водного потоку і коефіцієнт трансформації руслової витрати, динамічне рівняння руху наносів перетвориться наступним чином:

$$G = \frac{A \cdot Q_{pn}^4 \cdot \beta_p^4}{B_p^4 \cdot h^{4,5}}, \quad (3)$$

де Q_{pn} – природна витрата води в руслі, яка змінюється тільки з часом відповідно гідрографу і залишається сталою по довжині.

Для визначення градієнта витрати наносів виконується заміна під знаком похідної незалежної зміни l на зміну β_p , по якій і виконується диференціювання. З урахуванням однозначного зв'язку між величинами β_p та l , можна записати:

$$\frac{\partial G}{\partial l} = k \cdot \frac{\partial G}{\partial \beta_p}.$$

Взявши похідну $\frac{\partial G}{\partial l}$, отримаємо вираз градієнта витрати наносів

$$\frac{\partial G}{\partial l} = \frac{4 \cdot k \cdot A \cdot Q_{pn}^4 \cdot \beta_p^3}{B_p^3 \cdot h^{4,5}} - \frac{4 \cdot k \cdot A \cdot Q_{pn}^4 \cdot \beta_p^4}{B_p^3 \cdot h^{5,5}} \cdot \frac{\partial h}{\partial \beta_p}. \quad (4)$$

Після підстановки (4) до системи (1) і застосовуючи вже відомий метод її розв'язання [6] отримуємо для неї квазілінійне рівняння загальних руслових деформацій:

$$\frac{4 \cdot k \cdot A \cdot Q_{pn}^4 \cdot \beta_p^4}{B_p^4 \cdot h^{5,5}} \cdot \frac{\partial h}{\partial \beta_p} + \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{4 \cdot k \cdot A \cdot Q_{pn}^4 \cdot \beta_p^3}{B_p^4 \cdot h^{4,5}}. \quad (5)$$

Еквівалентна йому система звичайних диференціальних рівнянь записується в симетричній формі таким чином

$$\frac{d\beta_p}{4 \cdot k \cdot A \cdot Q_{pn}^4 \cdot \beta_p^4} = dt = \frac{dh}{B_p^4 \cdot h^{5,5}} \quad (6)$$

Складові елементи системи (6) являють собою відношення диференціалів незалежних змінних до коефіцієнтів при відповідних похідних розшукуваної функції. Для складання двох звичайних рівнянь треба згуртувати їх попарно в будь-якому порядку. Таких неповторюючих самих себе комбінацій може бути тільки три. Наприклад, перше з другим, перше з третім і третє з другим. З метою отримання загального рішення квазілінійного рівняння нема потреби розв'язувати їх всі три. Досить розв'язати будь-які два. Вибір цих рівнянь залежить від складності їх рішення і пов'язані з цим ускладнення, що виникають при врахуванні початкових умов.

Перше звичайне диференціальне рівняння утворюється внаслідок комбінації крайніх членів системи (6), яке після скорочення подібних членів зводиться до типу з роздільними змінними:

$$\frac{\partial \beta_p}{\beta_p} = \frac{dh}{h}.$$

Його рішення очевидне і може бути записане одразу:

$$\frac{\beta_p}{h} = \psi_1, \quad (7)$$

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

де Ψ_1 – стала інтегрування.

Друге звичайне диференціальне рівняння утворюється внаслідок комбінації першого і другого рівняння системи (6), яке після розділення змінних приймає вигляд:

$$\frac{d\beta_p}{\beta_p^4} = \frac{4 \cdot k \cdot A \cdot Q_{pn}^4}{B_p^4 \cdot h^{5,5}} \cdot dt. \quad (8)$$

Інтегрування рівняння (8) також не викликає труднощів і його розв'язок записується наступним чином:

$$\frac{1}{3 \cdot \beta_p^3} + \frac{4 \cdot k \cdot A \cdot \Gamma}{B_p^4 \cdot h^{5,5}} = \Psi_2, \quad (9)$$

де Ψ_2 – стала інтегрування; $\Gamma = \int Q_{pn}^4 dt$ – інтегральна функція гідрографу.

На відмінну від звичайних диференціальних рівнянь, для яких загальне рішення повністю визначається невідомою сталою величиною, загальне рішення диференціальних рівнянь з частинними похідними являє собою невизначену функцію Φ від інтегралів (7) і (9). Таким чином, загальне рішення квазілінійного рівняння (6) становить

$$\Phi \left(\frac{\beta_p}{h}; \frac{1}{3 \cdot \beta_p^3} + \frac{4 \cdot k \cdot A \cdot \Gamma}{B_p^4 \cdot h^{5,5}} \right) = 0. \quad (10)$$

З незліченної кількості рішень, що описують функцією Φ , треба знайти єдине, котре задовольняє початковим умовам, тобто вирішити задачу Коші. Для здобуття частинного рішення, треба інтеграл (7) і (9) записати стосовно початкового моменту $t_0 = 0$. Тобто всім членам явно залежним від часу t надати значення, які вони повинні мати в початковий момент. Такою величиною є тільки природна руслова витрата води Q_{pn} . Тому в початковий момент розвитку руслових деформацій інтегральна функція гідрографу $\Gamma = \int Q_{pn}^4 dt$. Інтеграл (7) залишається без змін, а інтеграл (9) позбувається другої складової. В результаті будемо мати:

$$\frac{\beta_p}{h} = \bar{\Psi}_1, \quad (11)$$

$$\frac{1}{3 \cdot \beta_p^3} = \bar{\Psi}_2. \quad (12)$$

де $\bar{\Psi}_1, \bar{\Psi}_2$ – значення інтегралів в початковий момент часу.

Отримані залежності необхідно записати в явній залежності відносно шуканої функції h та незалежної змінної β_p :

$$\beta_p = [3 \cdot \bar{\Psi}_1]^{1/3}, \quad (13)$$

$$h = \bar{\Psi}_1 [3 \cdot \bar{\Psi}_2]^{-1/3}. \quad (14)$$

Верхній границі загального розмиву відповідають умови, при яких розрахунковий паводок проходить по не розмитому дну [7]. Тому початкові умови в цьому випадку формуються наступним чином: $h = h_{pn}$, де h_{pn} – побутова глибина в руслі, яка залежить тільки від часу і приймає значення згідно водомірного графіку паводку. В зв'язку з цим, рішення задачі Коші приймає вигляд:

$$\bar{\Psi}_1^{-1} [3 \cdot \bar{\Psi}_2]^{-1/3} = h_{pn}, \quad (15)$$

яке після заміни інтегралів та $\bar{\Psi}_2$ їх загальними розв'язками (7) і (9) виражається залежністю:

$$\frac{h}{\beta_p \cdot \left[\frac{1}{\beta_p^3} + \frac{3 \cdot 4 \cdot k \cdot A \cdot \Gamma}{B_p^4 \cdot h^{5,5}} \right]} = h_{pn}. \quad (16)$$

Результати

В результаті звичайних перетворень приходимо до кінцевого виразу глибини верхньої границі загального розмиву:

$$h = h_{pn} \cdot \left[1 + \frac{12 \cdot k \cdot A \cdot \Gamma \cdot \beta_p^3}{B_p^4 \cdot h^{5,5}} \right]^{1/3}. \quad (17)$$

Залежність (17) є неявною і справедлива лише для визначення залишкового розмиву, тобто в момент звільнення заплав від води.

Висновки

1. Вперше обґрунтована та здійснена аналітична реалізація математичної моделі залишкового розмиву із застосуванням лінійної характеристики трансформації руслової витрати.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

2. Отримано науково обґрунтовану методику визначення залишкового розмиву в системі багаторічного прогнозування руслових деформацій.

Ця робота виконана під керівництвом професора С. Г. Ткачука, за що висловлюю йому мою щирю вдячність.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. СНиП 2.05.03-84 Мосты и трубы, Госстрой СССР [Текст]. – Москва : ЦИТП, 1984.
2. ДБН В.2.3-22:2009 Мости та труби. Основні вимоги проектування [Текст]. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2009.
3. Башкевич, І. В. Вплив характеристики трансформації руслової витрати на максимальну та залишкову величину загального розмиву [Текст] /

І. В. Башкевич // Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна. – Дніпропетровськ, 2010. – Вип. 33. – С.23-28.

4. Ткачук, С. Г. Теорія розмивів на мостових переходах [Текст] / С. Г. Ткачук. – Донецьк : АТЗТ Вид-во «Донеччина», 2009. – 200 с.
5. Ткачук, С. Г. Прогнозування руслових деформацій на мостових переходах [Текст] / С. Г. Ткачук. – Київ : Редакційно-видавничий відділ НТУ, 2004. – с. 98.
6. Марчук, Г. И. Методы вычислительной математики. [Текст] / Г. И. Марчук. – Москва : Наука, 1977. – 456 с.
7. Бегам, Л. Г. Деформации подмостовых русел. [Текст] / Л. Г. Бегам, Л. Л. Лиштван, В. С. Муромов. – Москва : Транспорт, 1970. – 200 с.

И. В. БАШКЕВИЧ*

* Каф. «Мосты и тоннели», Национальный транспортный университет, ул. Суворова, 1, Киев, Украина, 01010, тел / факс +380442807978, эл. почта kproekt@mail.ru

МАТЕМАТИЧЕСКАЯ МОДЕЛЬ И ЕЕ АНАЛИТИЧЕСКАЯ РЕАЛИЗАЦИЯ ПРИ ОПРЕДЕЛЕНИИ ОСТАТОЧНОГО РАЗМЫВА

Цель. Усовершенствование методики многолетнего прогнозирования общего размыва на мостовых переходах. **Методика.** Теоретическое изыскание. **Результаты.** Получена научно обоснованная методика определения расчетного уровня размыва за многолетний период эксплуатации мостовых переходов. **Научная новизна.** Впервые предлагается математическая модель, предназначенная для определения остаточного размыва с применением линейной характеристики трансформации руслового расхода. **Практическая значимость.** Предложена аналитическая методика прогнозирования опасных для устойчивости мостовых переходов деформаций дна русла.

Ключевые слова: мостовой переход; многолетнее прогнозирование русловых деформаций; остаточный размыв; длина зоны сжатия; коэффициент сжатия потока под мостом

IRYNA BASHKEVYCH*

*Dep. «Bridges and Tunnels» National Transport University, Suvorova str, 1, 01010 Kyiv, Ukraine Tel/Fax +38044 2807978, e-mail: kproekt@mail.ru

MATHEMATICAL MODEL AND ITS IMPLEMENTATION IN ANALYTICAL DETERMINATION OF THE RESIDUAL EROSION

Purpose. Improved methods of long-term forecasting of the total erosion at the bridge crossing. **Methodology.** Theoretical research. **Findings.** Received a scientifically based methodology for determining the calculated level of erosion over many years of bridges operation. **Originality.** For the first time a mathematical model designed to determine the residual erosion using linear characteristic transformation of channel flow. **Practical value.** An analytical method for predicting dangerous for the stability of bridges deformations channel bottom.

Keywords: bridge; long-term prediction of deformations ruses; residual erosion; length of the compression zone; compression ratio of the flow under the bridge

Стаття рекомендована до публікації д.т.н, проф. О. С. Славінською (Україна), д.т.н., проф М. М. Біляєвим (Україна).

Надійшла до редколегії 20.08.2014.

Прийнята до друку 28.09.2014.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 624.21:629.33

А. В. БИЛЬЧЕНКО^{1*}, А. Г. КИСЛОВ^{2*}

^{1*} Кафедра мостов, конструкций и строительной механики, Харьковский национальный автомобильно-дорожный университет, Харьков, Украина, тел. +38 (057) 707 37 22, эл. почта rznfld@rambler.ru

^{2*} Кафедра мостов, конструкций и строительной механики, Харьковский национальный автомобильно-дорожный университет, Харьков, Украина, тел. +38 (057) 707 37 22

МУЛЬТИПЕРСПЕКТИВНЫЕ МОДЕЛИ ПРОЦЕССА ЭКСПЛУАТАЦИИ МОСТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ

Цель. В данной работе рассмотрено моделирование мультиперспективной модели эксплуатации мостовых сооружений, с поддержкой IT-системой. Может служить инструментом технико-экономического понимания возможных изменений в процессах эксплуатации, вызванных определенными событиями. **Методика.** Расчет ведется по методике, в которой инструменты моделирования сохраняют модели процесса во внутренней базе данных и позволяют разместить созданные модели в иерархической структуре. **Результаты.** На основе приведенного исследования было определено, что механизмы конфигурации основываются на «включении» или «выключении», а также модификации элементов мультиперспективных моделей. **Научная новизна.** Доказана возможность использования IT-системы, при которой возможно выполнение различных операций в рамках процессов, либо возможно внедрение принципиально нового порядка ведения операций. **Практическая значимость.** Влияние IT-системы на процессы эксплуатации мостовых сооружений определяется ее программно-техническим обеспечением, которое может быть абстрагировано от конкретной ситуации, поэтому может служить инструментом технико-экономического понимания возможных изменений в процессах эксплуатации.

Ключевые слова: мостовое сооружение; эксплуатация; моделирование; мультиперспективная модель

Введение

Моделирование процесса эксплуатации мостовых сооружений – это планирование управления процессами, выбор перспективы с временной и логистической очередностью для достижения стратегической цели при поддержке IT-системы.

Моделирование процессов всегда связано с выбором перспектив. Выявление перспектив, необходимых в рамках моделирования процессов, происходит посредством определения целевого назначения, организационных ролей и индивидуальных предпочтений по их использованию IT-системы.

Цель и задачи исследования

Процесс эксплуатации выполняется отдельно для каждого из необходимых перспектив и событий, что часто приводит к тому, что модели становятся избыточными. Избыточность означает, что взаимосвязь между ними ведет к изменениям в других моделях и так по всей це-

почке. Решением проблемы может послужить использование мультиперспективного моделирования информации, интегрирующего несколько перспектив при моделировании процессов эксплуатации мостов.

Методика и результаты исследований

Очень важным вопросом в управлении процессами является степень детализации моделей по иерархическим уровням работы организации, сравнения и объединения моделей. Следующим шагом является их оптимизация при детализации процесса с полной поддержкой IT-системы.

Объективных критериев для приемлемой степени детализации моделей процессов управления практически не существует. Ориентиром для моделирования этого процесса является изменение характера деятельности, смена организационной ответственности или прикладной системы. Индикатором правильной детализации процессов может быть степень детализации

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

ввода и вывода данных и определяется исключительно перспективами. Поэтому, метод проб и ошибок неизбежен [1].

Современные инструменты моделирования сохраняют модели процесса во внутренней базе данных (рис. 1) и позволяют разместить созданные модели в иерархической структуре. Некоторые инструменты моделирования дополнительно располагают механизмами центрального администрирования субъектов в рамках созданной иерархии. Создание моделей с учетом требований нескольких перспектив

(мультиперспективные) неизбежно приводит к тому, что для каждой из перспектив имеет значение не вся модель, а только ее определенная часть [2]. То есть в нашем случае, при эксплуатации мостовых сооружений с перспективой их сохранения и эксплуатации сооружения с перспективой их ремонта, разработка модели нуждается сначала в соответствующей адаптации. То есть часть ненужной для пользователя информации отпадает при создании вариантов модели с последующим ее сохранением.

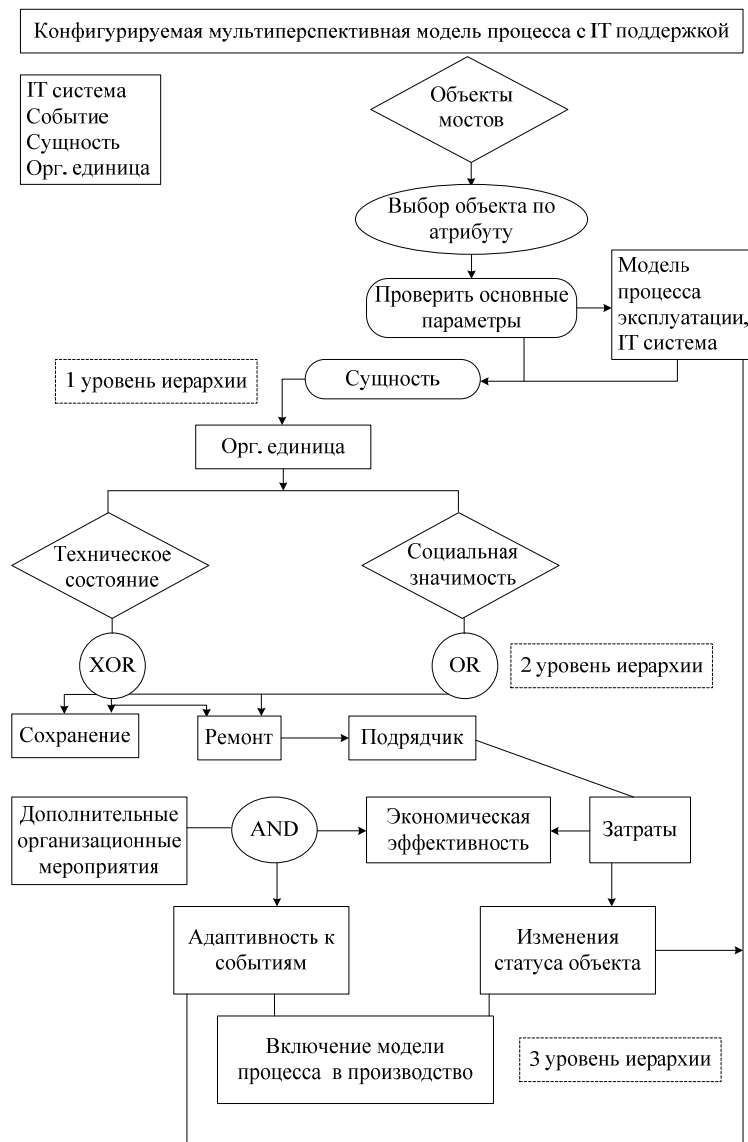


Рис. 1. Модель процесса во внутренней базе данных

Таким образом, пользователю предоставляется актуальный динамично созданный вариант модели, который называется сконфигури-

рованной моделью. Чтобы сделать модель сконфигурированной необходимо либо специфицировать процедуры, влияющие на цели

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

группы элементов или на всю модель, либо дополнить каждый элемент модели дополнительными атрибутами, показывающими его принадлежность к данной перспективе.

Выбор объектов производится в зависимости от приоритетности и в первую очередь социального значения. При большом числе объектов применение этого весьма гибкого механизма ограничено его трудоемкостью.

Все механизмы конфигурации основываются на «включении» или «выключении», а также модификации элементов мультиперспективных моделей. Если в процесс вовлече-

ны как технические, так и экономические структуры, то очень часто возникают проблемы коммуникационного характера, а терминологические проблемы вливаются в информационные модели с разным типом объектов.

Особенностью оценки модели процесса эксплуатации состоит в том, что принятие решений происходит в ситуации, для которой в процессе эксплуатации сооружения характерны находящиеся в наличии разного типа дефекты, воздействия и их оценка, представленные на рис. 2 [3].

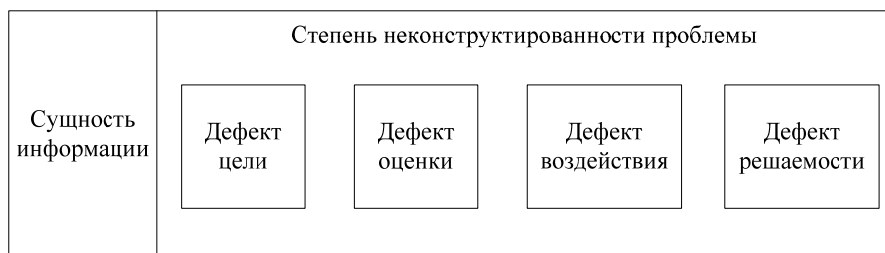


Рис. 2. Классификация дефектов, возникающие при эксплуатации сооружения

Эти дефекты являются самой серьезной проблемой при составлении модели процесса на стадии «как есть», так как довольно сложно оценить их величину в полном объеме в количественном и денежном выражении, в особенности для модели «как должно быть». Так дефект цели – когда в рассматриваемой проблеме не существует одномерной целевой функции, а дефект решаемости – когда нет оптимального решения. Дефект воздействия – когда сложно установить причину проблемы, а следовательно происходит переход в дефект решаемости.

Таким образом, при использовании ИТ-системы возможно выполнение различных операций в рамках процессов, либо возможно внедрение принципиально нового порядка ведения операций. Предполагается, что поддержка процессов с помощью ИТ-системы предполагает последовательную и детальную систематизацию воздействий. Результат этой поддержки может быть положительным, т.е., процесс улучшается.

Под улучшением процесса подразумевается увеличение долговечности, сокращение сроков выполнения, использование всех ресурсов. Однако может быть и отрицательный эффект, в первую очередь увеличение расходов на выполнение процессов, так как могут появиться

данные скрытых дефектов, представленных на рис. 2.

Выводы

Характер воздействия любой ИТ-системы на процессы эксплуатации мостовых сооружений определяется ее программно-техническим обеспечением, которое может быть абстрагировано от конкретной ситуации, поэтому может служить инструментом технико-экономического понимания возможных изменений в процессах эксплуатации, вызванных разными событиями или человеком.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Матвеев, И. К. Модель формирования планов ремонта мостовых сооружений [Текст] / И. К. Матвеев, А. И. Половинкина, П. И. Семенов // Современные проблемы прикладной математики и математического моделирования: Материалы международной научной конференции. – Воронеж : ВГАСУ, 2005. – С. 38-45.
2. Матвеев, И. К. Модели управления эксплуатацией мостовых сооружений [Текст] : для канд. техн. наук: 05.13.06 / Матвеев Игорь Константинович; Воронежский гос. арх.-стр.-ун-т. – Воронеж, 2006. – 138 с.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

3. Беккер, Й. Менеджмент процессов [Текст] / Й. Беккер, Л. Вилков, В. Таратухин, М. Кучер, М. Роземален. – Москва : Эксмо, 2008. – 103 с.

А. В. БІЛЬЧЕНКО^{1*}, О. Г. КІСЛОВ^{2*}

^{1*} Кафедра мостів, конструкцій та будівельної механіки, Харківський національний автомобільно-дорожній університет, Харків, Україна, тел. +38 (057) 707 37 22, ел. пошта rznfld@rambler.ru

^{2*} Кафедра мостів, конструкцій та будівельної механіки, Харківський національний автомобільно-дорожній університет, Харків, Україна, тел. +38 (057) 707 37 22

МУЛЬТИПЕРСПЕКТИВНІ МОДЕЛІ ПРОЦЕСУ ЕКСПЛУАТАЦІЇ МОСТОВИХ СПОРУД

Мета: У даній роботі розглянуто моделювання мультиперспективної моделі експлуатації мостових споруд, з підтримкою ІТ-системою. Може служити інструментом техніко-економічного розуміння можливих змін в процесах експлуатації, викликаних певними подіями. **Методика.** Розрахунок ведеться за методикою, в якій інструменти моделювання зберігають моделі процесу у внутрішній базі даних і дозволяють розмістити створені моделі в ієрархічній структурі. **Результати.** На основі наведеного дослідження було визначено, що механізми конфігурації ґрунтуються на «включенні» або «виключенні», а також модифікації елементів мультиперспективних моделей. **Наукова новизна.** Доведено можливість використання ІТ-системи, при якій можливе виконання різних операцій в рамках процесів, або можливе впровадження принципово нового порядку ведення операцій. **Практична значимість.** Вплив ІТ-системи на процеси експлуатації мостових споруд визначається її програмно-технічним забезпеченням, яке може бути абстраговано від конкретної ситуації, тому може служити інструментом техніко-економічного розуміння можливих змін в процесах експлуатації.

Ключові слова: мостова споруда; експлуатація; моделювання; мультиперспективна модель

А. ВІЛЧЕНКО^{1*}, О. КІСЛОВ^{2*}

^{1*} Dept. Bridges, Constructions, Construction mechanisms, Kharkiv National Automobile and Highway University, Kharkiv, Ukraine, tel. +38 (057) 707 37 22, e-mail rznfld@rambler.ru

^{2*} Dept. Bridges, Constructions, Construction mechanisms, Kharkiv National Automobile and Highway University, Kharkiv, Ukraine, tel. +38 (057) 707 37 22

MULTIPERSPECTIVITY MODELS OF BRIDGE STRUCTURES EXPLOTATION PROCESS

Purpose. In this paper considers Multiperspective modeling exploitation of bridges, with support for IT-system. Can serve as a instrument of understanding the technical and economic of possible changes in while in service caused by certain events. **Methodology.** The calculation conducted by the method in which of simulation tools save models of the process in an internal database and allow you to place the created models in a hierarchical structure. **Findings.** On the basis of these studies, it was determined that the configuration mechanisms are based on the «on» or «off», as well as modifications of the elements Multiperspectivity models. **Originality.** The possibility of using IT-system in which it is possible to perform various operations within the process, or perhaps the introduction of fundamentally new procedure for conducting operations. **Practical value.** Effect of IT-system processes operating on bridge structures is defined by its software and hardware that can be abstracted from the specific situation, so it can serve as a tool for understanding the feasibility of possible changes in service.

Keywords: bridge structures; exploitation; modeling; multiperspectivity model

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

Поступила в редколлегию 20.08.2014.

Принята к печати 28.09.2014.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 658.012.1:624.01

Л. П. БОДНАР*

* ДП «ДерждорНД», пр. Перемоги, 57, м. Київ, Україна, 03113, тел./факс +38 (044) 206 98 82, ел. пошта laragor@ukr.net

ГЕНЕТИЧНІ АЛГОРИТМИ В ОПТИМІЗАЦІЇ СТРАТЕГІЙ РЕМОНТІВ МОСТІВ

Мета. Науковий пошук моделі оптимізації життєвого циклу елементів автодорожніх мостів. **Методика.** Теоретичне вишукування. **Результати.** Розроблено генетичну модель оптимізації життєвого циклу. **Наукова новизна.** Вперше пропонується новітня генетична модель оптимізації в управлінні життєвим циклом моста. **Практична значимість.** Модель реалізовано в АЕСУМ для стратегічного планування експлуатації залізобетонних елементів автодорожніх мостів.

Ключові слова: оптимізація стратегії ремонтів мостів; генетичний алгоритм; автодорожні мости

Проблема

Стаття присвячується пошуку алгоритмів оптимізації витрат на ремонт автодорожніх мостів. Ставиться задача мінімізувати фінансування експлуатаційних витрат і максимізувати залишковий ресурс споруди. Ця задача є центральною в розробці теоретичних засад системи експлуатації транспортних споруд в країнах Європи та в США, складовою більш загальної проблеми, що формулюється в англомовній літературі як Система управління життєвим циклом (Service Life Management System (SLMS)).

Незважаючи на безумовну актуальність проблеми оптимізації стратегії ремонтних втручань, її дослідження практично не ведеться ні в Україні ні в Росії. Нам відомі тільки декілька публікацій українського науковця – професора А. С. Дехтяря [7, 8, 9]. Центральною науковою ідеєю, покладених в основу таких досліджень, є формулювання моделей оцінки впливу вчасно виконаних ремонтних робіт на експлуатаційний стан і залишковий ресурс споруди в цілому. Найбільш делікатним питанням цієї проблеми є оцінка вартості ремонтно-відновлювальних робіт в функції часу [2, 3, 4].

Зрозуміло, що ці питання тісно зв'язані зі стратегією експлуатації – як попередньої, так і перспективної. Якщо створити систему експлуатації мостів так, аби можна було автоматично відшукувати оптимальний сценарій, то, як свідчить зарубіжний досвід [11, 12, 13, 14, 15], дов-

говічність, надійність і залишковий ресурс споруди можна суттєво збільшити.

В розвинених країнах світу вже більш як 30 років застосовують сучасні інформаційні технології (ІТ) в плануванні ремонтних заходів з утримання і відновлення роботоспроможності елементів транспортних споруд. Частіш за все, це спеціальні програмні комплекси орієнтовані на аналіз та планування ремонтних робіт і інтегровані в систему управління транспортними спорудами.

Утримання моста в цілому є дорогим захід, витрати на експлуатацію різко зростають при запізненнях ремонтів [9]. Домінуюча ідея управління ремонтами полягає в тому:

А. Щоби в умовах обмеженого фінансування раціональним чином розподілити кошти на ремонти між спорудами дорожньої мережі.

Б. Планувати виконання ремонтних робіт в науково обгрунтовані строки.

В. Відповідати на запитання «Які втрати понесе система експлуатації перенесенням ремонту на більш пізні строки?».

Проблема, в першу чергу, економічна. Розвиток та інтеграція економіки України в світові і європейські структури, вимагає нових підходів у керуванні транспортними спорудами. Пошук оптимальних стратегій експлуатації, які б формувалися на основі сучасних методів математичного моделювання завжди буде підтримуватися державою, має стати основним важелем розвитку сучасної дорожньої мережі.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Науково обґрунтована методологія оцінки впливу ремонтних робіт на експлуатаційний стан споруди в цілому має стати інструментом підтримання роботоспроможності споруди, важливою складовою управління довговічності і подовження її ресурсу.

Розробка стратегії ремонтів мостів являє собою складну наукову задачу, ефективне розв'язання якої потребує залучення сучасних новітніх методів ІТ, в першу чергу, швидкодіючих алгоритмів математичної оптимізації. Один з них – генетичний алгоритм моделі оптимізації стратегії ремонтів мостів і застосовується в представленій роботі.

Мета

Центральна мета дослідження полягає у науковому пошуку моделі оптимізації життєвого циклу елементів автодорожніх мостів на основі використання генетичного алгоритму спеціального виду (ГА), що дасть можливість керувати залишковим ресурсом транспортних споруд.

Ця мета досягається виконанням таких завдань:

- розробка моделі деградації елементів моста;
- розробка моделі вартості експлуатаційних заходів на мережевому рівні;
- оптимізація життєвого циклу елементів моста за методом ГА.

Модель деградації елементів моста

Модель деградації елементів моста необхідна для того, щоб зв'язати експлуатаційні витрати з залишковим ресурсом споруди. Прийнята в системі експлуатації автодорожніх мостів нелінійна крива деградації [10] в цій роботі апроксимується ламаною лінією з ділянками, які мають постійні річні швидкості деградації:

$$D(t) = D(0) + \sum_{j=1}^t \mu \times R(A_j, Tr_j) + \sum_{j=1}^t I_m(j), \quad (1)$$

де $D(t)$ – ступінь деградації наприкінці року t ; $D(0)$ – ступінь деградації на початок планового періоду; μ – фактор, що відображує деградаційні якості матеріалу; $R(A_j, Tr_j)$ – річна швидкість деградації в рік j ; A_j – вік моста в рік j – кількість років від спорудження або заміни

до року j ; Tr_j – коефіцієнт інтенсивності руху в рік j – співвідношення прогнозованої на рік j максимальної інтенсивності руху і проектної інтенсивності руху; $I_m(j)$ – вплив заходу m на рівень деградації в рік j .

Залежність між швидкістю деградації $R(A_j, Tr_j)$, віком моста A_j та коефіцієнтом інтенсивності руху по мосту Tr_j прийнята такою, як показано в табл. 1.

Таблиця 1

Приріст рівня річної деградації в залежності від віку моста

Tr_j	Вік моста, років				
	0 – 10	10 – 20	20 – 30	30 – 40	> 40
< 1,0	0,000	0,020	0,025	0,030	0,035
1,0 – 1,1	0,020	0,025	0,030	0,035	0,040
1,0 – 1,2	0,025	0,030	0,035	0,040	0,045
> 1,2	0,025	0,035	0,040	0,045	0,050

Мережева модель вартості життєвого циклу споруди

В рамках моделі розглядається дві постановки задачі вибору оптимального комплексу ремонтно-відновлювальних заходів на мережевому рівні:

- в стратегічній перспективі на плановий період;
- на поточний рік.

Цільова функція для першої задачі:

$$Z = C \times \left[1 + p_1 \times \sum_{i=1}^N \sum_{t=1}^T \frac{D(i,t) - D_{\max}(A_i)}{D_{\max}(A_i)} + p_2 \times \frac{C-B}{B} \right], \quad (2)$$

де $D_{\max}(A_i)$ – максимально допустимий рівень деградації в залежності від віку моста (табл. 1); B – бюджет ремонту та утримання мостів; p_1 , p_2 – коефіцієнт значимості ступеню деградації та виконання бюджету, $p_1 = p_2 = 1, 0$.

Повна вартість експлуатаційних заходів, що планується на період часу T :

$$C = \sum_{i=1}^N \sum_{t=1}^T \left[(1+r)^t \prod_{i=1}^{t-1} I_p(i) \prod_{m=1}^{t-1} I_m(m) c_m(i,t) L(i) W(i) \right], \quad (3)$$

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

де N – кількість мостів; T – період часу, на який планується експлуатація; r – дисконтний коефіцієнт, приймається за банківською відсотковою ставкою; I_p – індекс цін; I_{in} – індекс інфляції; $c_m(i, t)$ – одинична вартість експлуатаційного заходу m , що застосовується до моста i в рік t , $m = 1, 2, 3, 4$; $L(i)$ та $W(i)$ – довжина та ширина моста відповідно.

Обмеженнями в цій оптимізаційній задачі виступають:

– фіксоване значення бюджету ремонту та утримання мостів B , тобто умова обмежених фінансових ресурсів;

– максимально допустимий рівень деградації $D_{\max}(A_t)$, встановлений чинними нормами системи експлуатації автодорожніх мостів [10].

Цільова функція другої задачі має вид:

$$Z = C \times \left[1 + p_1 \times \sum_{i=1}^N \frac{D(t) D_{\max}(A_t)}{D_{\max}(A_t)} + p_2 \times \frac{CB}{B} \right], \quad (4)$$

де $D(t)$ – ступінь деградації i -го моста наприкінці поточного року. Інші позначення співпадають з наведеними в функції (2).

Приймаючи до уваги той факт, що обстеження моста могло виконуватись в час $t_0 < t$ ступінь деградації $D(t-1)$ обчислюється за формулою:

$$D(t-1) = D(0) + \sum_{j=1}^{t-1} \mu \times R(A_j, Tr_j), \quad (5)$$

де $D(t-1)$ – ступінь деградації на початок поточного року t . Інші позначення співпадають з наведеними в формулі (1).

Річна швидкість деградації визначається за алгоритмом обчислення залишкового ресурсу елементу моста, наведеною в ДСТУ-Н [10].

Повна вартість експлуатаційних заходів, що планується на поточний рік:

$$C = \sum_{i=1}^N [c_m(i) \times L(i) \times W(i)], \quad (6)$$

де N – кількість мостів; $c_m(i)$ – одинична вартість експлуатаційного заходу m , що застосо-

вується до моста i , $m = 1, 2, 3, 4$; $L(i)$ та $W(i)$ – довжина та ширина моста відповідно.

Також і в цьому випадку обмеженнями оптимізаційної задачі є: фіксоване значення бюджету ремонту та утримання мостів B та максимально допустимий рівень деградації $D_{\max}(A_t)$.

Алгоритм оптимізації

В процесі дослідження було з'ясовано, що класичні алгоритми оптимізації за методами лінійного і нелінійного програмування є неефективними при пошуку оптимальної стратегії виконання ремонтних робіт в АЕСУМ. Тому в цьому дослідженні ми звернулись до новітніх ІТ – генетичних алгоритмів (ГА) [1, 5, 6]. Застосування ГА в задачах оптимізації сьогодні вже добре апробовано в роботах зарубіжних дослідників [13, 14].

Ідея генетичних алгоритмів запозичена у живої природи і використовує в своїй основі теорію еволюції Дарвіна. Алгоритм полягає в організації еволюційного процесу, який реалізує механізми селекції і репродукції для пошуку оптимального розв'язку складної багатопараметричної задачі.

Сьогодні генетичні алгоритми довели свою конкурентоздатність для розв'язку багатьох задач, де математичні моделі мають складну структуру і застосування класичних методів лінійного або нелінійного програмування в автоматизованій системі утруднено, не завжди знаходиться абсолютний мінімум, потребується багато часу для розв'язку.

Математична сутність ГА полягає в процедурі випадкового формування кодованих у вигляді бітових стрічок рішень (в термінології ГА – «хромосом») та їх перебору («популяцій») в пошуках такої, що задовольняє умовам оптимізаційної задачі. Тобто алгоритм оперує з набором «популяцій» – розв'язків задачі. Найбільш пристосовані отримують шанс «схрещуватись» і давати «нащадків».

Перевірка задоволення умовам виконується за допомогою, так званої, *функції пристосованості*, яка формується з функції цілі та її обмежень (2, 4).

Широке розповсюдження ГА в задачах оптимізації обумовлено низкою переваг:

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

– генетичні алгоритми не працюють безпосередньо з самими параметрами оптимізації, а тільки з множиною їх дискретних кодів у вигляді бітових стрічок кінцевої довжини;

– здійснюють пошук одночасно починаючи не з однієї точки а з певної множини, що належить оптимізаційній задачі. Це означає, що за ГА оцінюється одночасно значна кількість альтернатив;

– ГА використовують тільки цільову функцію, без її похідних;

– алгоритми ГА побудовані на ймовірнісних, а не детерміністичних правилах вибору альтернатив.

Стандартний генетичний алгоритм починає свою роботу з формування початкової популяції – кінцевого набору допустимих розв'язків задачі:

$$I_j = (x_1, x_2, \dots, x_m)_j, \quad (7)$$

Ці рішення можуть бути обрані випадковим чином. Вибір початкової популяції не має значення для збіжності процесу, проте формування «хорошої» початкової популяції (наприклад з безлічі локальних оптимумів) може помітно скоротити час досягнення глобального оптимуму [6].

На кожному кроці еволюції за допомогою імовірнісного оператора «селекції» вибираються два розв'язки, батьки i_1, i_2 . Оператор «схрещування» (кросовер) за рішеннями i_1, i_2 будувє нове рішення i' , яке потім піддається невеликим випадковим модифікаціям, які в термінології ГА прийнято називати «мутаціями». Далі розв'язок додається в популяцію, а рішення з найбільшим значенням цільової функції видаляється з популяції.

Принципова схема генетичного алгоритму наведена на рис. 1.



Рис. 1. Принципова схема генетичного алгоритму

Отже, процедура ГА є ітераційною, на кожному кроці якої отримується кодований розв'язок (популяція), що наближається до оптимального. Критерієм зупинки процесу є стабілізація значень розв'язку. В силу того, що операторами процедури є бітові стрічки, алгоритм має досить високу швидкість дії.

В рамках дослідження нами було розроблено спеціальний швидкодіючий ГА пристосований для роботи з базою даних АЕСУМ. Вперше для оптимізації стратегії ремонтів застосовано метод випадкового пошуку оптимального значення цільової функції, Розроблений генетичний алгоритм відрізняється від класичного тим, що в ньому враховуються особливості допустимої послідовності виконання різних робіт з ремонтів мостів, які залежать від ступеню деградації моста і вже призначених на попередніх кроках (в минулі роки) робіт.

Програмний модуль ГА ретельно досліджено і включено до складу АЕСУМ як новітній практичний інструмент системи управління ремонтами та утриманням мостів.

Використання розробленого алгоритму в рамках АЕСУМ показало його адекватність поставленим задачам та високу ефективність пошуку оптимального розв'язку. Пошук оптимального значення витрат виконується за короткий час, має стійку збіжність.

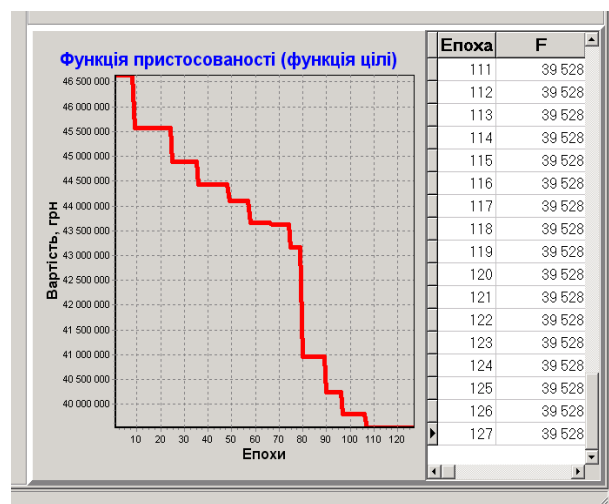


Рис. 2. Вікно оптимізації в АЕСУМ

На рис. 2 наведена графічна інтерпретація процесу пошуку оптимуму в програмному ком-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

плексі АЕСУМ. Можна бачити, як відбувається процес оптимізації і кількість циклів для досягнення стійкого значення.

Висновки

Цим дослідженням доведена ефективність застосування генетичних алгоритмів в моделях оптимізації життєвого циклу елементів автодорожніх мостів.

Розроблена процедура ГА є унікальною. Вона реалізує пошук глобального оптимуму в складній задачі системи експлуатації представленою моделлю деградації елементів моста в функції часу, моделлю вартості ремонтно-відновлювальних заходів.

Окремо слід підкреслити, що розроблена модель життєвого циклу елементів автодорожніх мостів і її програмна реалізація за методом ГА є мережевого рівня і оптимізує виконання ремонтних робіт в рамках певної дорожньої мережі, певного регіону.

Ця робота була виконана під керівництвом доктора технічних наук, професора Лантуха-Лященко А. І. та канд. техн. наук, професора Каніна А. П. Висловлюю їм мою щирю подяку.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Батищев, Д. И. Применение генетических алгоритмов к решению задач дискретной оптимизации [Текст] / Д. И. Батищев, Е. А. Неймарк, Н. В. Старостин // Учебно-методический материал по программе повышения квалификации «Информационные технологии, компьютерное моделирование в прикладной математике». – Нижний Новгород, 2007. – 85 с.
2. Боднар, Л. П. Модель обґрунтування стратегії ремонтів мостів [Текст] / Л. П. Боднар, О. П. Канін, Т. О. Халай // Вісник Національного транспортного університету: В 2-х частинах: Ч.1. – Київ : НТУ, 2012. – Випуск 26. – С. 47-52.
3. Боднар, Л. П. Теоретичні засади управління довговічністю автодорожніх мостів [Текст] / Л. П. Боднар // Автошляховик України – Київ, 2014. – № 4. – С. 37-40.
4. Боднар, Л. П. Управління утриманням елементів залізобетонних мостів на основі моделей нечіткої логіки [Текст] / Л. П. Боднар // Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна. – Дніпропетровськ, 2010. – Вип. 33. – С. 39-42.
5. Стариков, А. Генетические алгоритмы – математический аппарат / А. Стариков – Режим доступа: http://www.basegroup.ru/library/optimization/ga_math/
6. Генетические алгоритмы. Режим доступа: http://www.math.nsc.ru/AP/benchmarks/UFLP/uflp_ga.html
7. Дехтяр, А. С. Оптимальні терміни й об'єми ремонтів залізобетонних мостів [Текст] / А. С. Дехтяр // 36. Діагностика, довговічність та реконструкція мостів і будівельних конструкцій. – Львів, 2001. – Вип. 3. – С. 83-86.
8. Дехтяр, А. С. Планування експлуатації залізобетонних мостів [Текст] / А. С. Дехтяр // 36. Наукових праць V Наукового міжнародного симпозиуму «Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій». – Львів, 2002. – № 5. – С. 162-168.
9. Дехтяр, А. С. Оптимальна експлуатація залізобетонних мостів [Текст] / А. С. Дехтяр // Системні методи керування, технології та організації виробництва, ремонту та експлуатації автомобілів. – 2001. – Вип. 12. – С. 385-392.
10. Державний стандарт України ДСТУ-Н Б В.2.3-23:2009. Настанова з оцінювання і прогнозування технічного стану автодорожніх мостів [Текст]. – Введено вперше; надано чинності 2009-11-11. – Київ : Мінрегіонбуд України, – 49 с.
11. Hearn, G Condition Data and Bridge Management System // Structural engineering international. – 1998, v.3, N8. – pp. 216 – 221.
12. Lauridsen, J. Creating a bridge management system / J. Lauridsen, J. Bjerrun, N. H. Andersen, B. Lassen // Structural engineering international. – 1998, v.3, N8. – pp. 216-221.
13. Liu Chunlu., Hammad Amin, ItonYoshito. Cost optimization of Bridge Decks Using Genetic Algorithm. [Електронний ресурс]. – Режим доступа: <http://users.encs.concordia.ca/~hammad/papers/J11.pdf>
14. Maintenance optimization of infrastructure networks using genetic algorithms / G. Morcou, Z. Lounis, Automation in Construction 14 (2005), pp. 129-142.
15. Vesikari, E. 2004. Statistical Condition Management and Financial Optimisation in Lifetime Management of Structures. Part 1: Markov Chain Based Life Cycle Cost (LCC) Analysis. Part 2: Reference Structure Models for Prediction of Degradation. LIFECON Deliverable D2.2 Режим доступа: <http://www.vtt.fi/rte/strat/projects/lifecon/>

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Л. П. БОДНАРЬ*

* ГП «ГосдорНИИ», пр. Победы, 57, г. Киев, Украина, 03113, тел./факс +38 (044) 206 98 82, эл. почта laragor@ukr.net

ГЕНЕТИЧЕСКИЕ АЛГОРИТМЫ В ОПТИМИЗАЦИИ СТРАТЕГИЙ РЕМОНТОВ МОСТОВ

Цель. Научный поиск модели оптимизации жизненного цикла элементов автодорожных мостов. **Методика.** Теоретическое исследование. **Результаты.** Разработана генетическая модель оптимизации жизненного цикла. **Научная новизна.** Впервые предлагается новая генетическая модель оптимизации в управлении жизненным циклом моста. **Практическая значимость.** Модель реализовано в АЕСУМ для стратегического планирования эксплуатации железобетонных элементов автодорожных мостов.

Ключевые слова: оптимизация стратегии ремонтов мостов; генетический алгоритм; автодорожные мосты

L. BODNAR*

* State Enterprise «DerzhdorNDI», Pobeda ave., 57, Kiev, Ukraine, 03113, tel./fax +38 (044) 206 98 82, e-mail laragor@ukr.net

GENETIC ALGORITHMS IN OPTIMIZATION OF A STRATEGY BRIDGES REPAIR

Purpose. Scientific research of the model life cycle optimization of the road bridges. **Methodology.** Theoretical study. **Findings.** Developed genetic optimization model of the life cycle. **Originality.** For the first time proposes a new genetic model of optimization in the management of the life cycle of the bridge. **Practical value.** The model is implemented in AESUM for strategic planning operation of concrete elements of road bridges.

Keywords: optimization of strategic planning operation; genetic algorithm; road bridges

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

Надійшла до редколегії 28.08.2014.

Прийнята до друку 20.09.2014.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 624.042.8:624.872

Ю. М. ГОРБАТЮК^{1*}, К. І. СОЛДАТОВ^{2*}, В. Є. АРТЬОМОВ^{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. «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@ua

^{3*} Дослідна лабораторія «Dynamics & Structures, Lab.», Дніпропетровськ, Україна, тел. +38 (050) 457 68 19, ел. пошта v.artomov@gmail.com

ДО ПИТАННЯ ДОПУСТИМОЇ ШВИДКОСТІ РУХУ ПОЇЗДІВ ПО НАПЛАВНИХ МОСТАХ

Мета. В публікації наведені результати розрахунків прогонових будов для наплавних мостів. Метою даного дослідження є визначення: максимально допустимої швидкості руху транспорту, яка не призводить до появи наднормативних напружень і деформацій в конструкціях моста. **Методика.** В роботі використовуються порівняльний метод, аналітичні методи розрахунку мостів, розрахунки на міцність, витривалість, максимальні дотичні напруження. **Результати.** Збільшення довжини понтону навіть на 1м. (з 10,5 до 11,5 м) супроводжується зниженням переміщень (та інших похідних параметрів напружено-деформованого стану) прогонової будови у 4, 7, 9 разів; за певних розмірів понтонів система значно втрачає стабільність у водному середовищі; висота перерізу понтону не суттєво впливає на стан прогонової будови плавучої системи; швидкість течії водотоку суттєво впливає на напружено-деформований стан наплавного моста; аналіз фазових траєкторій свідчить, що коливання наплавного моста у водному середовищі мають періодичний, але не зовсім стабільний характер; **Наукова новизна.** Дослідження дозволяє зробити новий крок в детальному моделюванні роботи наплавного мосту з урахуванням швидкості руху тимчасового навантаження. **Практична значимість.** Враховуючи те, що єдиного нормативного документу, який регламентував би порядок визначення швидкісних режимів руху залізничного і автомобільного транспорту по наплавних мостах в Україні, наразі не існує, публікація дає змогу зробити ряд висновків, що є універсальними для розрахунку допустимої швидкості руху по наплавних мостах.

Ключові слова: залізничні мости; наплавні мости; рух поїздів; прогонові будови; допустима швидкість; прогрес мостобудівництва

Вступ

В абсолютній більшості випадків наведення плавучої системи обумовлене необхідністю пропуску тимчасового навантаження – залізничного, автомобільного, пішохідного. Ключовим у даному випадку є поняття «швидкий пропуск», адже швидкість руху транспорту є основним показником ефективності функціонування будь-якої транспортної магістралі. У зв'язку з цим постає актуальне питання дослідження і оптимізації конструкції наплавного мосту з точки зору забезпечення максимальної швидкості. З факторів, які до недавнього часу унеможлилювали детальне моделювання роботи наплавного мосту з урахуванням швидкості руху тимчасового навантаження, можна відмітити:

- складність задачі (існуючі аналітичні моделі побудовані для конкретних конструкцій і розрахункових умов і не дають можливості аналізувати параметри системи у широкому діапазоні значень);

- плоска постановка задачі (більшість аналітичних моделей пристосовані до розрахунку наплавного мосту як плоскої системи);

- відсутність ефективних методів аналізу (застосування модального аналізу конструкції має відомі обмеження);

- відсутність ефективного числового апарату (широкомасштабні числові експерименти стали можливими з появою сучасної комп'ютерної техніки і відповідних систем автоматизованого проектування).

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Крім того єдиного нормативного документу, який регламентував би порядок визначення швидкісних режимів руху залізничного і автомобільного транспорту по наплавних мостах в Україні, наразі не існує. Для організації руху транспорту по наплавних мостах і паромним переправам користуються, як правило, нормативними і методичними розробками радянських часів, в тому числі військового спрямування. Наприклад, вказівки [1] обмежують швидкість руху автомобільного транспорту на підходах до плавучих систем до 20 км/год, а згідно [2] швидкість руху поїздів по наплавних мостах не повинна перевищувати 10 км/год за умови подвійної тяги та 15 км/год – за умови одиночної тяги.

Мета

Отже, метою даного дослідження є визначення: максимально допустимої швидкості руху транспорту, яка не призводила б до появи наднормативних напружень і деформацій в конструкціях моста, а також відповідала критеріям безпеки; «критичної» швидкості руху транспорту, з якою пов'язані резонансні явища; уточнених динамічних коефіцієнтів для проектування наплавних мостів.

Методика

У зв'язку з цим до розрахункової моделі висуваються наступні вимоги:

- можливість урахувати швидкість руху тимчасового навантаження, а також зміну будь-якого параметру системи у часі;
- бути статико-динамічною (тобто одночасно урахувати умовно статичну роботу споруди як пружної деформованої системи та інерційні сили, які виникають внаслідок динамічних переміщень елементів конструкції мосту);
- бути просторовою (із урахуванням взаємного впливу різних видів коливань: лінійних, кутових) та дискретною, з можливістю її розрахунку у середовищі комп'ютерного моделювання.

Ефективною реалізацією перелічених вище вимог можна вважати математичну модель мостової конструкції, яка побудована за законами динаміки просторового руху твердого тіла у формі рівнянь Ньютон-Ейлера:

$$\begin{cases} ma_x = F_x; & J_x \varepsilon_x + (J_z - J_y) \omega_y \omega_z = M_x; \\ ma_y = F_y; & J_y \varepsilon_y + (J_x - J_z) \omega_z \omega_x = M_y; \\ ma_z = F_z; & J_z \varepsilon_z + (J_y - J_x) \omega_x \omega_y = M_z, \end{cases} \quad (1)$$

де m – маса, що зосереджена у вузлу конструкції; a_x, a_y, a_z – лінійні прискорення вузла конструкції у напрямку відповідних осей глобальної системи координат; F_x, F_y, F_z – компоненти головного вектора сил, прикладених до вузла; J_x, J_y, J_z – головні моменти інерції маси; $\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z$ – компоненти кутового прискорення вузла; $\omega_x, \omega_y, \omega_z$ – компоненти кутової швидкості вузла; M_x, M_y, M_z – компоненти головного моменту сил, прикладених до вузла.

Перше рівняння у кожному рядку системи (1) характеризує поступальний рух вузла конструкції у глобальній системі координат, друге – його обертання. Для випадку пружної стержневої системи, права частина кожного рівняння (1) характеризує пружну реакцію конструкції на зовнішній вплив, а також дисипативні властивості системи:

$$\begin{cases} \bar{F} = \bar{F}_R + \bar{F}_d; \\ \bar{M} = \bar{M}_R + \bar{M}_d, \end{cases} \quad (2)$$

де \bar{F}_R, \bar{M}_R – пружні реакції вузла стержневої системи на зовнішнє навантаження (сила й момент, відповідно); \bar{F}_d, \bar{M}_d – дисипативні сила й момент, які моделюють розсіювання енергії стержневої системи у зовнішнє середовище під час її руху у часі, відповідно.

Система рівнянь (1) характеризує просторовий рух вузла конструкції, який має шість ступенів вільності. За наявності зовнішніх в'язей, у цій системі рівнянь урахуємо відповідні граничні умови. Повна конфігурація усієї моделі в будь-який момент часу характеризується системою з $6n$ диференціальних рівнянь другого порядку, або системою з $12n$ диференціальних рівнянь першого порядку (3). Поняття «динамічне переміщення» тут застосовано у тому значенні, що воно є результатом не «статичного» розрахунку моделі методами будівельної механіки, а шляхом прямого інтегрування рівнянь руху конструкції як твердого тіла. Точ-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

ка над параметром у рівняннях (3) означає диференціювання даного параметра за часом (на-

приклад, $\dot{v}_x = dv_x / dt$).

$$12n \begin{cases} m\dot{v}_x = F_x; & v_x = \dot{x}; & J_x\dot{\omega}_x + (J_z - J_y)\omega_y\omega_z = M_x; & \omega_x = \varphi_x; \\ m\dot{v}_y = F_y; & v_y = \dot{y}; & J_y\dot{\omega}_y + (J_x - J_z)\omega_z\omega_x = M_y; & \omega_y = \varphi_y; \\ m\dot{v}_z = F_z; & v_z = \dot{z}; & J_z\dot{\omega}_z + (J_y - J_x)\omega_x\omega_y = M_z; & \omega_z = \varphi_z, \end{cases} \quad (3)$$

де x, y, z – динамічні лінійні переміщення вузла конструкції відносно відповідних осей глобальної системи координат; $\varphi_x, \varphi_y, \varphi_z$ – те ж, кутові переміщення.

Рішення системи з $12n$ диференціальних рівнянь (3) може бути отримано за допомогою методу чисельного інтегрування – наприклад, методу Рунге-Кутта четвертого порядку точності [3]. Результатом рішення системи рівнянь є кінематичні параметри: лінійні та кутові швидкості та переміщення всіх вузлів конструкції.

На рис. 1 наведено основні елементи конструкції наплавного мосту і відповідні їм елементи розрахункової моделі. Кожна прогонова будова та секція понтону моделюється стержневим скінченним елементом, який працює у складному напружено-деформованому стані: на згин у двох взаємно перпендикулярних площинах (вертикальній, горизонтальній), а також розтяг-стиск з крученням відносно власної поздовжньої осі. Точками показані місця зосере-

дження мас. Вузли розрахункової моделі утворено у місцях з'єднання скінченних елементів (прогонових будов, понтонів). Розглядається як лінійна просторова робота кожного вузла системи, так і його обертання. У вузлах з тросовими закріпленнями розміщено додаткові стержні еквівалентної поздовжньої жорсткості, робота яких на розтяг приймається лінійною. Кінцеві перерізи усіх елементів, які моделюють тросові закріплення, прийнято шарнірними. Стосовно поперечних (якірних) закріплень річкових секцій понтонів, у роботі розглядаються наступні варіанти:

- секції мають двобічні закріплення (нормальний режим експлуатації);
- секції мають односторонні закріплення (екстремний режим експлуатації, коли протилежна частина якорів або ще не встановлена, або зруйнована);
- секції не мають закріплень (повністю аварійний режим експлуатації).

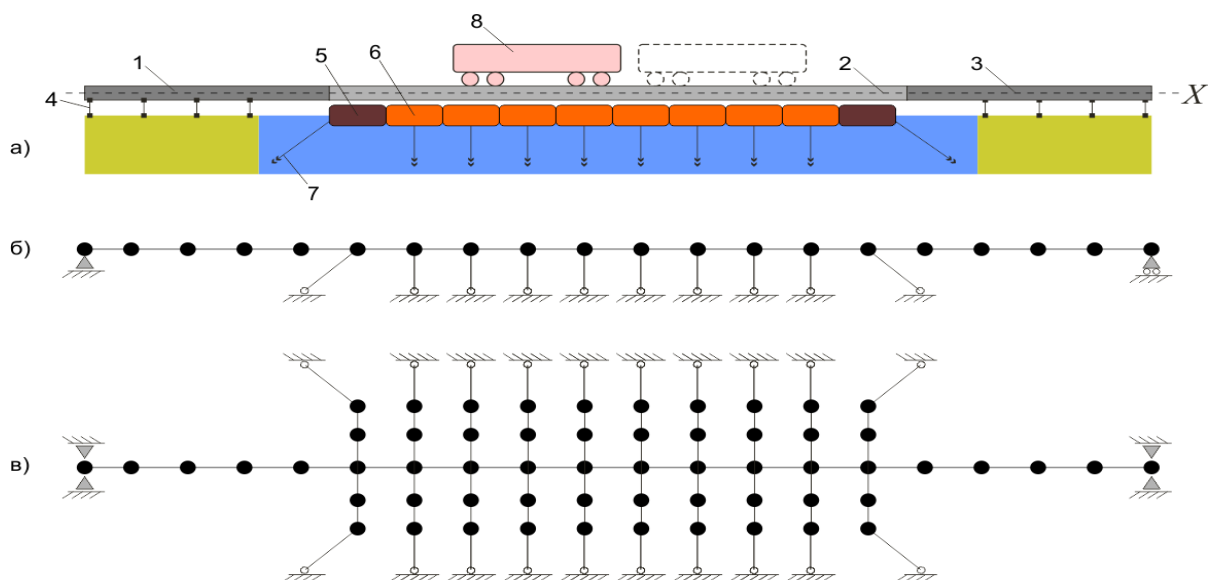


Рис. 1. Наплавний міст (а) і його розрахункова модель (б – фасад, в – план):

1, 3 – берегові частини; 2 – річкова частина; 4 – берегові опори; 5, 6 – понтонні секції; 7 – тросові закріплення; 8 – рухомий склад

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

На елементи конструкції наплавного мосту під час експлуатації діють наступні зовнішні навантаження: тимчасове навантаження від транспортних засобів, аеродинамічне навантаження (тиск вітру) та навантаження з боку водного середовища (опір рідини). На рис. 2 показані зусилля, які діють на секцію понтону і мають бути прикладені до відповідних вузлів розрахункової моделі.

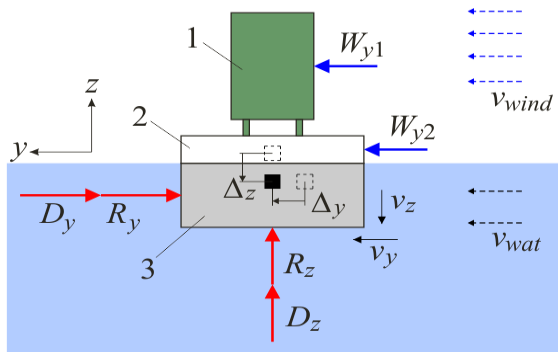


Рис. 2. Схема навантажень на секцію понтона:
1 – транспорт; 2 – незатоплена частина понтону;
3 – затоплена частина понтону

Водне середовище спричиняє опір коливанням зануреного у воду понтона; загальна величина цього опору R_y визначається сумою хвильового опору рідини та опору за рахунок тертя за формулою (4):

$$R_y(t) = \frac{\gamma}{g} A_y(t) (v_{wat} + v_y(t))^2 (C_1 + C_2), \quad (4)$$

де $\gamma = 10000$ – питома вага прісної води, Н/м^3 ; $g = 9,81$ – прискорення вільного падіння, м/с^2 ; A_y – площа поверхні понтону, яка безпосередньо контактує з водним середовищем (по нормалі до течії); v_{wat} – швидкість течії водотоку, м/с ; v_y – швидкість переміщення понтону поперек мосту у процесі вимушених коливань; t – час; C_1 – коефіцієнт, який залежить від безрозмірного числа Фруда, швидкості течії води і геометричних розмірів судна.

За прийнятою у суднобудуванні практикою проектування тихохідних суден $C_1 \leq 0,23 \dots 0,25$ [4]; C_2 – коефіцієнт лобового опору, який залежить від критерію Рейнольдса і визначається в залежності від форми понтона (див. рис. 2 і 3).

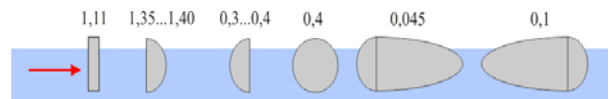


Рис. 3. Коефіцієнти лобового опору для різних геометричних форм

Сила гідростатичного тиску R_z залежить від ваги конструкції понтону і змінюється у часі за виразом (5):

$$R_z(t) = \gamma h_w(t) A_z, \quad (5)$$

де h_w – висота зануреної у воду частини понтону, м (осадка); A_z – площа поверхні понтону, яка безпосередньо контактує з водним середовищем (горизонтальна). Якщо початкову осадку понтону позначити через h_{w0} , то осадка h_w , а також площа бічної контактної поверхні A_y у будь-який момент часу t визначаються формулами:

$$\begin{aligned} h_w(t) &= h_{w0} + \Delta_z(t); \\ A_y(t) &= b h_w(t), \end{aligned} \quad (6)$$

де b – ширина секції понтону, м.

Середня осадка порожніх понтонів з майна НЖМ-56 складає 18 см, з вантажем у 56 т – 100 см (при габаритних розмірах $2,6 \times 9 \times 1,4$ м). Для прямокутних у плані понтонів коефіцієнт лобового опору складає 1,11, в той час як є форми для яких даний коефіцієнт значно менший. Можливо з цих міркувань можна проектувати іншу форму понтонів.

Дисипація енергії коливань плавучої системи відбувається не тільки за рахунок внутрішнього тертя у матеріалі конструкції, а й за рахунок дисипативних властивостей водного середовища. Далі будемо вважати, що напрямок течії водотоку співпадає з додатнім напрямком осі у глобальній системі координат. Окрім сил опору R_y та R_z , на кожен вузол розрахункової моделі з боку водного середовища також впливають дисипативні сили D_y і D_z :

$$\begin{aligned} D_y(t) &= \frac{\beta_w A_y(t)}{\Delta_y(t)} v_y(t); \\ D_z(t) &= \frac{\beta_w A_z(t)}{\Delta_z(t)} v_z(t), \end{aligned} \quad (7)$$

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

де β_w – динамічна в'язкість води; A_y, A_z – площі контактних «змочених» поверхонь, які перпендикулярні осям y, z глобальної системи координат, відповідно; Δ_y, Δ_z – горизонтальне (поперечне) і вертикальне переміщення вузла системи, відповідно; v_y, v_z – лінійні швидкості руху вузла системи у горизонтальному (попе-

речному) і вертикальному напрямках, відповідно.

Опір водного середовища коливанням понтонів вздовж моста не урахуємо. Залежність динамічної в'язкості води β_w від температури наведена у табл. 1 [5].

Таблиця 1

Залежність динамічної в'язкості води від температури

Температура, °C	0	5	10	20	30	40	50
Динамічна в'язкість води, МПа·с	1,787	1,519	1,308	1,002	0,798	0,653	0,547

Згідно [6], динамічний аналіз з урахуванням аеропружних явищ є окремим розрахунком мостової конструкції, при цьому граничне значення вітрового навантаження використовується для розрахунків стійкості положення, міцності та стійкості форми, а експлуатаційне значення – у перевірках конструкції за другою групою граничних станів. Вітрове навантаження вводимо у розрахункову модель для випадку, коли воно діє поперек мосту (вздовж течії водотоку). Рівнодіюча W_y у такому разі спрямована у напрямку осі y глобальної системи координат та прикладена до центру ваги відповідної контактної поверхні [6].

$$W_y(t, v_w) = \gamma_f W_0(v_w) C(t), \quad (8)$$

де $\gamma_f = 1,15$ – коефіцієнт надійності для граничного значення вітрового навантаження [6]; W_0 – характеристичне значення вітрового тиску, яке залежить від вітрового району, у якому розташовано міст, та швидкості вітру [6]; C – коефіцієнт, який залежить від положення споруди над рівнем води, пульсації вітру, просторової кореляції вітрового тиску та ін. [6]; t – час; v_w – швидкість вітру (у місцевості для наведення наплавних мостів не повинна перевищувати 12 м/с [2]).

Слід відзначити, що на відміну від нормативної методики [6], у запропонованій моделі вітрове навантаження W_y (8) змінює своє значення у часі. Це обумовлено тим, що плавуча система у процесі коливань постійно переміщується у вертикальному напрямку, а отже затоплювана і незатоплювана частини понтонів пропорційно змінюють свої розміри і координати центрів ваги. На рис. 2 зображено дві

складові вітрового навантаження. Зусилля W_{y1} прикладається до центру ваги бічної поверхні рухомого складу, а зусилля W_{y2} – до центру ваги незатопленої частини понтону.

Тимчасове навантаження у запропонованій розрахунковій моделі приймаємо у вигляді системи зосереджених силових факторів, які рухаються на заданій швидкості вздовж лінії, що поєднує центри ваги перерізів відповідних скінченних елементів. Кожна зосереджена сила характеризує осьовий тиск колісної пари відповідного транспортного засобу (вагону, локомотиву тощо), без урахування зміни положення підресорених частин. Перелік транспортних засобів для моделювання наведено у таблиці 2. Кожна модель залізничного навантаження формується у вигляді системи зосереджених силових факторів, які рухаються вздовж відповідних скінченних елементів на заданій швидкості. Розглядаємо одну з двох принципово різних моделей: рухомий склад звичайних залізничних магістралей СНД [7] зі швидкістю руху до 144 км/год (табл. 2) та друга модель, що передбачає рухомий склад швидкісних і високошвидкісних магістралей Європи [8] зі швидкістю руху до 400 км/год і у даній публікації не розглядається. Моделі поїздів для звичайного руху складаються з одного локомотиву (електровозу або тепловозу) та певної кількості однакових вантажних вагонів.

У рамках розробленої динамічної моделі проведено серію числових експериментів, на меті яких є виявлення характерних особливостей моделі, дослідження її реакцій на зміну основних параметрів у часі, визначення «проблемних» місць конструкції, розробка рекомендацій з удосконалення її елементів тощо (табл. 3).

Таблиця 2

Характеристики моделей звичайних поїздів

№ моделі	Тип рухомого складу	Кількість осей	Навантаження на вісь, кН	Швидкість руху, км/год	Кількість одиниць
1	Електровоз ЧС2	6	205,8	10...144	1
2	Електровоз ЧС7	8	210,7	10...144	1
3	Електровоз ВЛ8	8	225,4	10...144	1
4	Тепловоз ТЭП60	6	209,0	10...144	1
6	Цистерна 15-011	4	204,2	10...144	50
7	Цистерна 15-871	8	206,9	10...144	50
8	Вагон УКВ 11-066	4	217,2	10...144	50
9	Платформа 13-401	4	222,9	10...144	50
10	Платформа 13-435	6	199,4	10...144	50
11	Вагон-самоскид 31-638	4	213,3	10...144	50
12	Вагон-самоскид 31-634	6	250,9	10...144	50
13	Піввагон 12-508	8	208,6	10...144	50
14	Піввагон 12-127	4	230,2	10...144	50
15	Транспортер 3902	4	245,2	10...144	50
16	Транспортер 3911	8	219,5	10...144	50

Таблиця 3

Змінні параметри розрахункової моделі

№ п/п	Параметр, що змінюється	Умовне позначення	Одиниці виміру	Досліджуваний діапазон значень	Значення за замовченням
1	Довжина понтону (розмір поперек мосту)	l_{py}	м	10,5... 11,5	11,0
2	Ширина понтону (розмір вздовж мосту)	b_{px}	м	2,2...2,8	2,60
3	Висота понтону	h_{pz}	м	0,9...1,5	1,20
4	Швидкість течії водотоку	v_{wat}	м/с	0...2	1
5	Коефіцієнт	C_1	–	0,2...0,25	0,23
6	Коефіцієнт лобового опору	C_2	–	0,1...1,5	1,11
7	Початкова осадка понтону	h_{w0}	м	0,1...1,2	0,30
8	Температура води (для визначення динамічної в'язкості)	t_{wat}	°С	0...5	20
9	Вітровий район	–	–	1...5	3
10	Швидкість вітру	v_{wind}	м/с	0...12	1
11	Швидкість руху поїзда	v_{tr}	км/ГОД	5...144	10

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Числові розрахунки проведено у два етапи. На першому етапі по чергово змінювали кожен з параметрів табл. 3 та визначались динамічна поведінка системи у часі (які параметри напружено-деформованого стану системи і як відхиляються від початкових значень). На другому етапі динамічна поведінка конструкції моделювалась у нових станах (комбінація окремих екстремальних станів першого етапу).

Крок зміни параметрів у табл. 3 приймаємо таким чином, щоб у результаті отримати достатньо достовірний ряд значень (у кожному випадку – не менше п'яти числових експериментів). Напружено-деформований стан прогонової будови однозначно характеризується переміщеннями окремих вузлів конструкції. Так, на

рис. 4 показано діаграми переміщень у 1/6, 1/3, 1/2 довжини наплавного моста (загальний час коливань – 10 с). На даному етапі загалом проаналізовано шість станів системи. Основні висновки є наступними.

1. Збільшення довжини понтону навіть на 1 м. (з 10,5 до 11,5 м) супроводжується зниженням переміщень (та інших похідних параметрів напружено-деформованого стану) прогонової будови у 4, 7, 9 разів, відповідно до місцеположення вузла (див. рис. 4). Це свідчить про суттєве збільшення реакції з боку водного середовища, яка протидіє силі тяжіння. Найбільший вертикальний прогин у середній частині моста в даній серії експериментів складає 9 см.

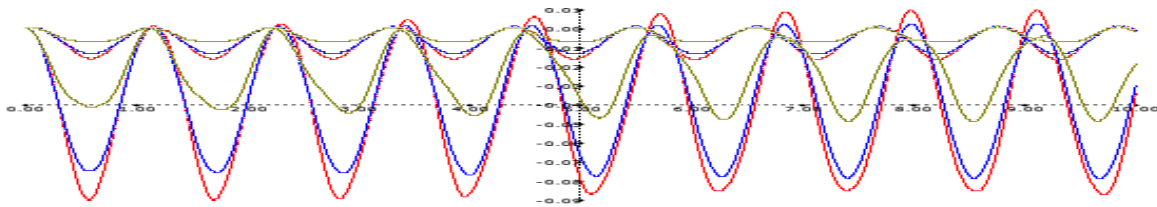


Рис. 4. Вертикальні переміщення прогонової будови у 1/6 (бежевий колір), 1/3 (синій колір), 1/2 (червоний колір) довжини моста у часі

На рис. 5 показано одне з положень, яке займає прогонова будова під час коливань у вод-

ному середовищі. Масштаб вертикальних прогинів збільшено у 5000 разів.

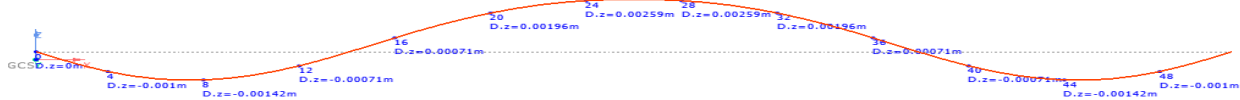


Рис. 5. «Миттєва» траєкторія переміщень наплавного моста

2. Напружено-деформований стан наплавного мосту з різною шириною понтонних елементів (від 2,2 до 2,8 м) відображають діаграми рис. 6. Ширині понтону $b_{px} = 2,8$ м відповідає

прогин прогонової будови $\Delta_z = 3$ см, а ширині $b_{px} = 2,2$ м – прогин $\Delta_z = 5$ см.

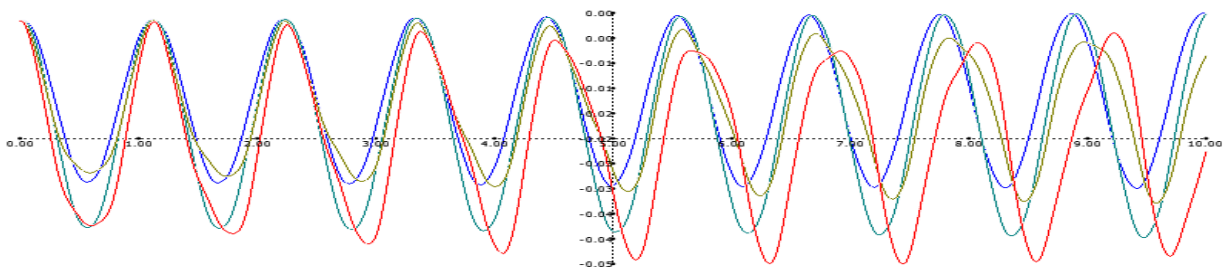


Рис. 6. Вертикальні переміщення конструкції у часі за умови змінної ширини понтона

3. За певних розмірів понтонів ($l_{py} \leq 10,5$ м; $b_{px} \leq 2,3$ м) система значно втрачає стабіль-

ність у водному середовищі. Ця особливість характеризується зростанням амплітуд переміщень, швидкостей та прискорень у вузлах про-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

гонової будови наплавного моста під час його вимушених коливань, а також незначною зміною траєкторії переміщень у часі (див. рис. 5 і 6). На рис. 7 наведено діаграми переміщень вузлів прогонової будови у часі. Кожна крива характеризує окремий вузол системи: криві з ма-

лими амплітудами переміщень відповідають вузлам, наближеним до опорних перерізів конструкції (див. рис. 1), криві з максимальними амплітудами переміщень – вузлам в середині прогонової будови.

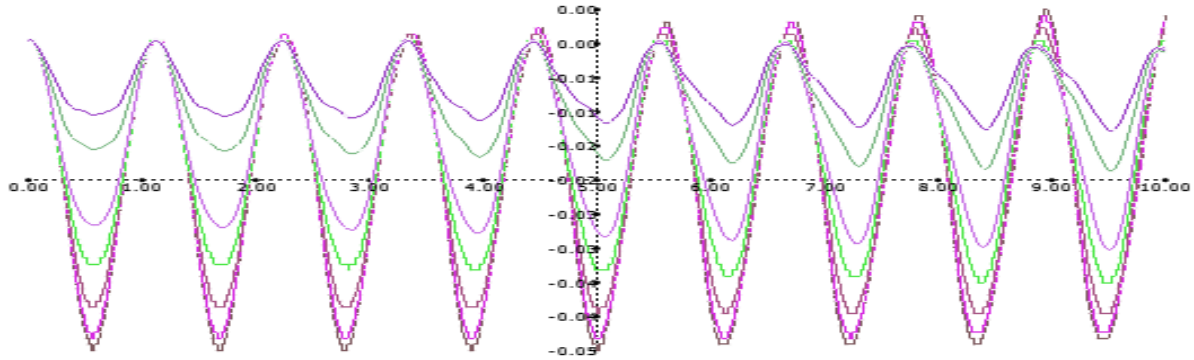


Рис. 7. Вертикальні переміщення конструкції у часі за умови змінної висоти перерізу понтона

4. В цілому, висота перерізу понтону не суттєво впливає на стан прогонової будови плавучої системи: у діапазоні досліджуваних значень $h_{pz} = 0,9 \dots 1,5$ м вузлові переміщення і взаємо-

пов'язані параметри напружено-деформованого стану (внутрішні зусилля, напруження) практично співпадають.

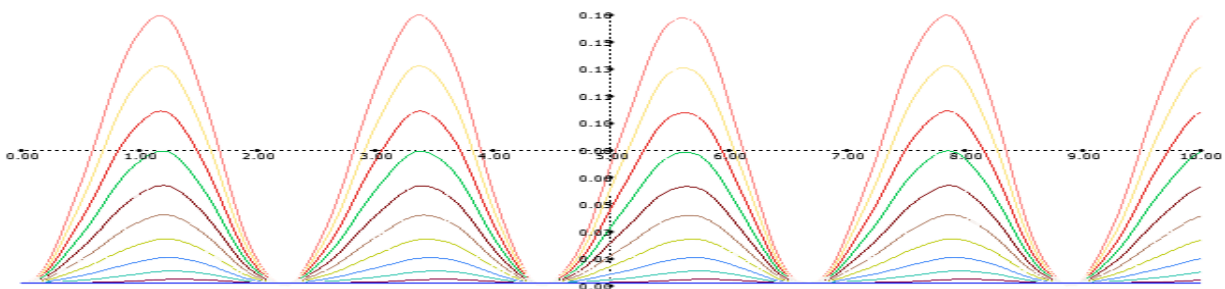


Рис. 8. Горизонтальні (поперечні) переміщення конструкції у часі за умови змінної швидкості течії водотоку

5. У результаті моделювання виявлено, що швидкість течії водотоку суттєво впливає на напружено-деформований стан наплавного моста. На рисунку 8 показано максимальні амплітуди горизонтальних коливань прогонової будови, які тривали на протязі 10 с. Швидкість

течії v_{wat} змінювали від 0 м/с (повний штиль) до 2 м/с з кроком 0,2 м/с, при цьому опір системи у горизонтальному поперечному напрямку зменшується за нелінійним законом (рис. 9).

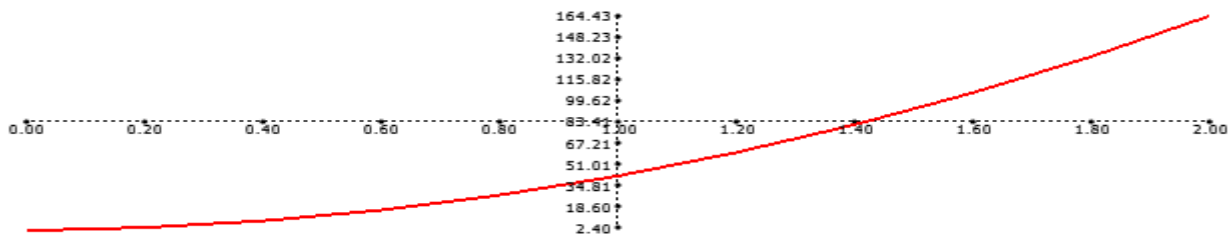


Рис. 9. Абсолютні максимальні переміщення конструкції (вісь Y, мм) в залежності від швидкості течії водотоку (вісь X, м/с)

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

6. Аналіз фазових траєкторій свідчить, що коливання наплавного моста у водному середовищі мають періодичний, але не зовсім стабі-

льний характер. Максимальна швидкість коливань, за якою переміщення сягають 16 см, складає 0,23 м/с (рис. 10).

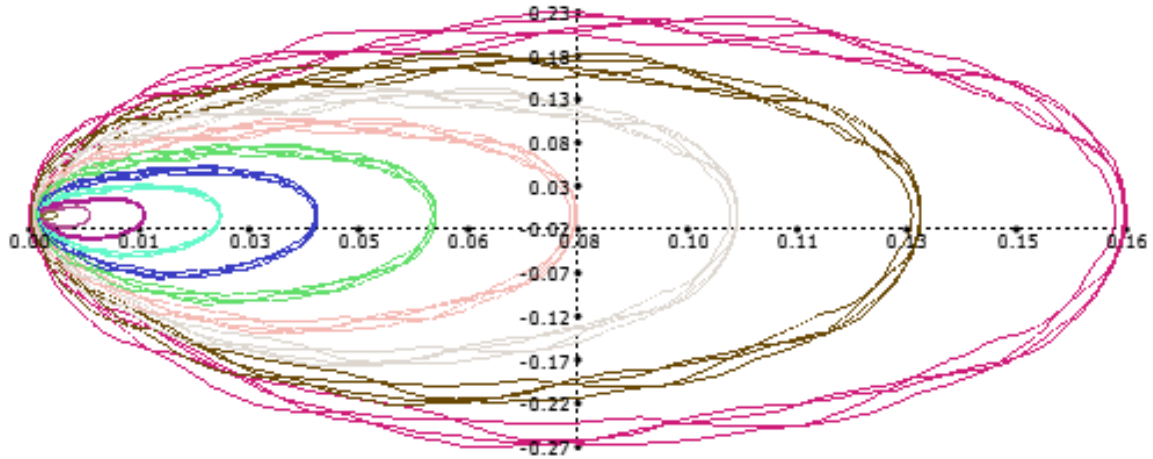


Рис. 10. Фазові траєкторії (вісь X – горизонтальне поперечне переміщення, м; вісь Y – швидкість горизонтального поперечного переміщення, м/с)

7. Суттєвого впливу коефіцієнта C_1 на напружено-деформований стан прогонової будови моста не виявлено. У всій серії числових експериментів з практично рекомендованими значеннями коефіцієнта 0,23...0,25 спостерігались однакові співвідношення точок на фазовій площині «переміщення-швидкість» (рис. 11).

8. Судячи з отриманих результатів, геометрична форма понтону суттєво впливає на напружено-деформований стан прогонової будови під час її коливань у горизонтальному напрямку поперек осі моста (рис. 12). Так, фазові траєкторії демонструють майже однакове співвідношення між горизонтальними переміщеннями і відповідними швидкостями вузлів про-

гонової будови. Формі понтону, максимально видовженій вздовж напрямку течії (рис. 3.3, коефіцієнт лобового опору $C_2 = 0,1$), відповідають амплітуди переміщень $y_{\max} = 1$ см та амплітуди швидкостей $v_{y,\max} = 1,8$ см/с. Геометричній формі у вигляді півкола з коефіцієнтом лобового опору $C_2 = 1,4$ відповідають амплітуди переміщень $y_{\max} = 5,4$ см та амплітуди швидкостей $v_{y,\max} = 9,4$ см/с. Отримані результати доцільно урахувати під час проектування усіх основних елементів конструкції наплавного моста, включаючи понтони, прогонову будову, якірні закріплення.

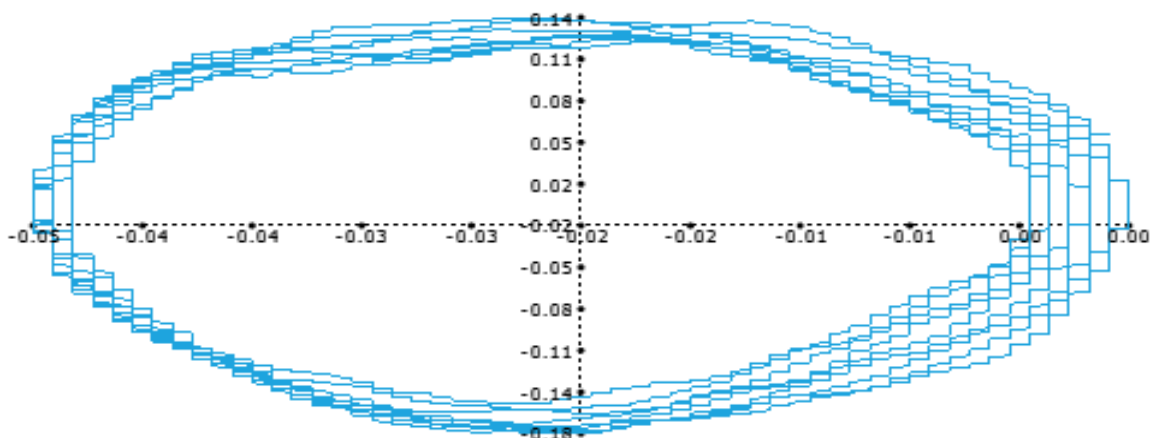


Рис. 11. Фазові траєкторії (вісь X – вертикальне переміщення, м; вісь Y – швидкість вертикального переміщення, м/с)

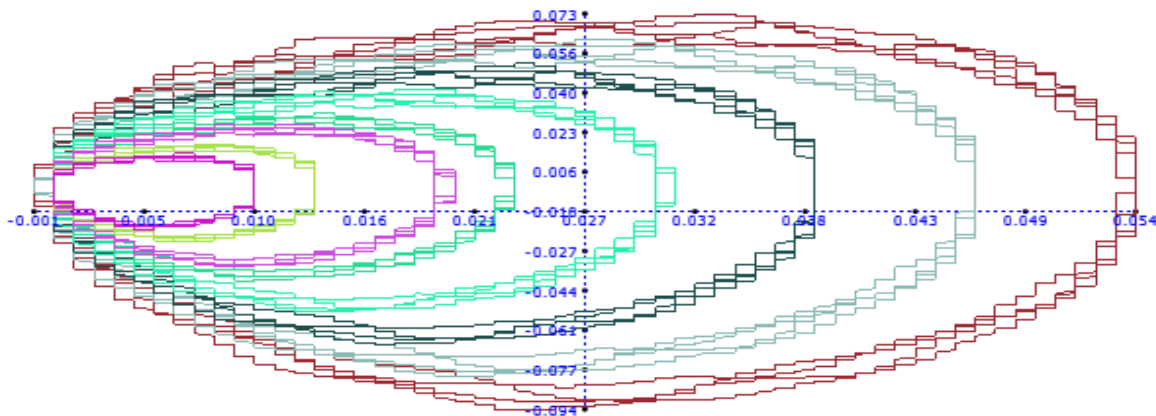


Рис. 12. Фазові траєкторії (вісь X – горизонтальне поперечне переміщення, м; вісь Y – швидкість горизонтального поперечного переміщення, м/с)

Наукова новизна та практична значимість

Дослідження дозволяє зробити новий крок в детальному моделюванні роботи наплавного мосту з урахуванням швидкості руху тимчасового навантаження.

Висновки

Враховуючи те, що єдиного нормативного документу, який регламентував би порядок визначення швидкісних режимів руху залізничного і автомобільного транспорту по наплавних мостах в Україні, наразі не існує, публікація дає змогу зробити ряд висновків, що є універсальними для розрахунку допустимої швидкості руху по наплавних мостах.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Инструкция по ремонту, содержанию и эксплуатации паромных переправ и наплавных мостов. ВСН 50-87 Мин. автомоб. дор. РСФСР [Текст]. – Москва : Транспорт, 1988. – 133 с.
2. Наплавной железнодорожный мост НЖМ-56 [Текст] / Военное изд-во. – Москва, 1977. – 343 с.
3. Бахвалов, Н. С. Численные методы [Текст] / Н. С. Бахвалов. – Москва : Бином, 2004. – 636 с.
4. Справочник по гидравлическим расчетам [Текст] / Под ред. П. Г. Киселева. – Москва : Энергия, 1972. – 312 с.
5. Гурвич, Я. А. Справочник молодого аппаратчика-химика [Текст] / Я. А. Гурвич. – Москва : Химия, 1991. – 256 с.
6. ДБН В.1.2-15:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Навантаження і впливи [Текст]. – Чинні від 2010-03-01. – Київ : Мін регіон буд. України, 2009. – 66 с.
7. Інструкція з визначення умов пропуску рухомого складу по металевих та залізобетонних залізничних мостах: ЦП-0093 [Текст] / Гол. упр. кол. госп-ва Укрзалізниці. – Київ, 2002. – 301 с.
8. Національний стандарт України ДСТУ-НБ EN 1991-2:2010. Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 2. Рухомі навантаження на мости (EN 1991-2:2003) [Текст]. – Надано чинності 2013-07-01. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2003. – 217 с.

Ю. М. ГОРБАТЮК^{1*}, К. І. СОЛДАТОВ^{2*}, В. Е. АРТЕМОВ^{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.Gorbatyk@gmail.com

^{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@ua

^{3*} Исследовательская лаборатория «Dynamics & Structures, Lab.», Днепропетровск, Украина, тел. +38 (050) 457 68 19, ел. почта v.artemov@gmail.com

К ВОПРОСУ ДОПУСТИМОЙ СКОРОСТИ ДВИЖЕНИЯ ПОЕЗДОВ ПО НАПЛАВНЫМ МОСТАМ

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Цель. В публикации приведены результаты расчетов пролетных строений для наплавных мостов. Целью данного исследования является определение: максимально допустимой скорости движения транспорта, которая не приводила бы к появлению сверхнормативных напряжений и деформаций в конструкциях моста. **Методика.** В работе используется сравнительный метод, аналитические методы расчета мостов, расчеты на прочность, выносливость, максимальные касательные напряжения. **Результаты.** Увеличение длины понтона даже на 1 м (с 10,5 до 11,5 м) сопровождается снижением перемещений (и других производных параметров напряженно-деформированного состояния) пролетного строения в 4, 7, 9 раз; при определенных размерах понтонов система значительно теряет стабильность в водной среде; высота сечения понтона не существенно влияет на состояние пролетного строения плавучей системы; скорость течения водотока существенно влияет на напряженно-деформированное состояние наплавного моста; анализ фазовых траекторий свидетельствует, что колебания наплавного моста в водной среде имеют периодический, но не совсем стабильный характер. **Научная новизна.** Исследование позволяет сделать новый шаг в детальном моделировании работы наплавного моста с учетом скорости движения временной нагрузки. **Практическая значимость.** Учитывая то, что единого нормативного документа, регламентирующего порядок определения скоростных режимов движения железнодорожного и автомобильного транспорта по наплавным мостам в Украине, пока не существует, публикация позволяет сделать ряд выводов, которые являются универсальными для расчета допустимой скорости движения по наплавным мостам.

Ключевые слова: железнодорожные мосты; наплавные мосты; движение поездов; пролетные строения; допустимая скорость; прогресс мостостроения

Y. M. GORBATYK^{1*}, K. I. SOLDATOV^{2*}, V. E. ARTYOMOV^{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*} Dep. «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@ua

^{3*} Virtual research laboratory «Dynamics & Structures, Lab.», Dnepropetrovsk, Ukraine, tel. +38 (050) 457 68 19, e-mail v.artomov@gmail.com

TO SUPPLY OF ALLOWABLE TRAINS MOVEMENT SPEED ON A FLOATING BRIDGE

Purpose. This publication presents the results of calculations spans for floating bridges. Aim of this study is to determine the maximum speed of the vehicle, which did not lead to abnormal appearance to stresses and strains in the construction of the bridge. **Methodology.** This paper uses the comparative method, analytical methods for calculating bridges calculations of strength, endurance, maximum shear stress. **Findings.** Increasing the length of pontoon even at 1m. (from 10,5 to 11,5 m) is accompanied by a decrease in displacement (and other derived parameters of the stress-strain state) span 4, 7, 9 times; for a certain size pontoons system loses much stability in the aquatic environment; section height pontoon not significantly affect the state span floating system; watercourse flow velocity significantly affects the stress-strain state of the floating bridge; The analysis of phase trajectories shows that fluctuations floating bridge in the aquatic environment are periodic, but not quite stable nature. **Originality.** Research allows you to make a new step in the detailed modeling of the floating bridge considering the velocity of temporary load. **Practical value.** Given that a single regulatory document that would regulate the procedure for determining Movement speed rail and road transport on floating bridges in Ukraine does not exist, the publication allows you to draw some conclusions that are universal to calculate allowable speed on floating bridges.

Keywords: railway bridges; floating bridges; movement of trains; the beam structure; permissible speed; progress of bridge building

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

Надійшла до редколегії 25.08.2014.

Прийнята до друку 20.09.2014.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 624.046

В. Ф. ГРЕЧКО^{1*}, О. В. ГРЕЧКО²

^{1*} Запорозьке відділення Государственного підприємства «Государственный научно-исследовательский институт строительных конструкций», ул. Новобудов, 4, Запорозьє, Україна, 69076, тел. +38 (061) 277 13 67, ел. пошта zoniisk@mail.ru

² Запорозьке відділення Государственного підприємства «Государственный научно-исследовательский институт строительных конструкций», ул. Новобудов, 4, Запорозьє, Україна, 69076, тел. +38 (061) 277 13 67, ел. пошта zoniisk@mail.ru

РЕЗУЛЬТАТИ НАТУРНИХ ІССЛЕДОВАНИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННИХ ОПОР ВИСЯЧЕГО МОСТА С ОПРЕДЕЛЕНИЕМ НДС НАИБОЛЕЕ ПОВРЕЖДЕННОЙ ОПОРЫ

Цель. В статье рассмотрены результаты натурных исследований, выполненных в рамках подготовки паспорта технического состояния конструкций железобетонных опор висячего моста. **Методика.** Висячий мост запроектирован институтом «Гипротрансмост» и введен в эксплуатацию 35 лет назад. Мост состоит из одного висячего пролета длиной 720 м и 10 железобетонных опор. **Научная новизна.** Выполнено определение напряженно-деформированного состояния наиболее поврежденной опоры. **Результаты.** Разработаны рекомендации по восстановлению эксплуатационной пригодности поврежденных конструкций. **Практическая значимость.** Результаты исследований будут использованы при ремонте опор моста.

Ключевые слова: техническое состояние; железобетонная опора моста; висячий мост; напряженно-деформированное состояние; эксплуатационная пригодность

Введение

Висячий вантовый мост возведен по проекту института «Гипротрансмост» и эксплуатируется более 30 лет. Мост состоит из одного висячего пролета длиной 720 м и 10 железобетонных опор. Исследованные железобетонные опоры делятся на три категории: якорные опоры, опоры ветровых растяжек, опоры под пилоны. Все опоры выполнены прямоугольными в плане, с передачей нагрузки на основание, сложенное скальными породами. Схема расположения опор моста приведена на рис. 1, где на левом берегу расположены: опора № 1 – якорная, № 2 и № 3 – под пилон, № 4 и № 5 – под ветровые растяжки. Соответственно на правом берегу реки расположены опоры: № 6 и № 7 – под пилон, № 8 и № 9 – под ветровые растяжки и № 10 – якорная.



Рис. 1. Схема расположения опор моста

На рис. 2 приведен общий вид вантового моста с низовой части.

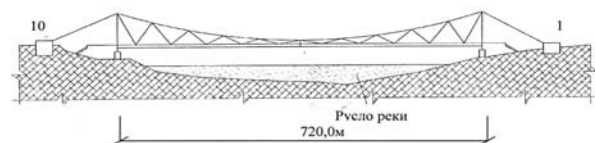


Рис. 2. Общий вид моста с низовой части

Цель

Согласно данным предпроектных изысканий грунтами основания левобережных опор моста служат скальные породы, сложенные гранитами с удельным весом $27,5 \text{ кН/м}^3$ и временным сопротивлением на сжатие – 1650 кПа .

Нагрузки от правобережных опор моста передаются на грунты сложенные выветрелыми гранитами (дресва) с удельным весом $27,5 \text{ кН/м}^3$ и временным сопротивлением на сжатие – 1200 кПа , от дневной поверхности до отметки залегания выветрелых скальных пород залегают лессовидные суглинки с углом внутреннего трения $\varphi = 23^\circ$ и удельным весом $14,90 \text{ кН/м}^3$.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Якорные опоры № 1 и № 10 состоят из железобетонных сборно-монолитных частей фундаментов и камер натяжного устройства.

Опора № 1 заглублена в скальное основание из гранитов на 3,5 м. Заглубленная часть опоры выполнена из сплошного монолитного железобетона.

Основанием якорной опоры № 10 служат скальные грунты, сложенные выветрелыми гранитами. Нижняя часть стенки опоры на высоту 2,75 м представляет собой прямоугольный сборный железобетонный опускной колодец с режущей гранью. Глубина опускного колодца от дневной поверхности грунта составляет 14,0 м.

По периметру на опускном колодце смонтированы стенки опоры из сборных железобетонных блоков толщиной 900 мм. Внутри по бетонному основанию выполнены продольные стенки из сборных железобетонных блоков толщиной 700 мм.

Сопряжение блоков между собой в горизонтальной плоскости выполнено за счет связи закладных элементов отдельных блоков между собой и омоноличиванием мест стыков бетоном. В вертикальной плоскости связь блоков достигается за счет установки пучков из 7-ми проволочных, предварительно напряженных прядей, которые проходят от покрытия до конструкции опускного колодца.

Днище якорной опоры выполнено из монолитного бетона.

Внутреннее пространство (кроме натяжной камеры) между стенками опоры № 10 заполнено гранитным щебнем. Характерный разрез опоры № 10 представлен на рис. 3.

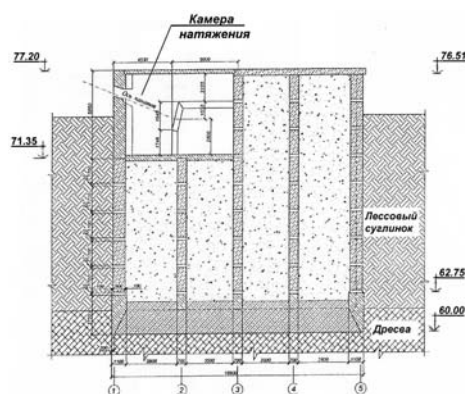


Рис. 3. Разрез якорной опоры № 10

Натяжные камеры опор № 1 и № 10 перекрыты сборными железобетонными плитами.

Опоры № 2, № 3, № 6 и № 7 под пилоны моста, а также № 4, № 5, № 8 и № 9 под ветровые

растяжки выполнены в виде отдельных строительных фундаментов из сборно-монолитного железобетона.

Опоры под пилоны и ветровые растяжки левого и правого берегов реки имеют сходные конструктивные решения с опиранием подошвы на скальные грунты и отличающиеся глубиной заложения подошвы фундаментов. При этом опоры под ветровые растяжки заглублены в скальный грунт на глубину 3...4 м.

Методика

Оценка технического состояния строительных конструкции опор моста выполнялось в соответствии с действующими нормативными документами в данной отрасли [1, 2].

Результаты

Обследованием установлено, что габаритные размеры и конструктивные характеристики опор моста соответствуют принятым в проекте техническим решениям.

При обследовании зафиксированы следующие дефекты и повреждения опор:

- на отдельных участках разрушение защитного слоя бетона и коррозия арматуры;
- вертикальные и наклонные трещины с шириной раскрытия 0,05...0,10 мм в стенах опор, указывающие на коррозию арматуры и частичное оголение корродирующей арматуры;
- трещины в стенах натяжных камер и по наружному периметру якорных опор с шириной раскрытия до 0,75 мм;
- застой атмосферных вод внутри натяжных камер якорных опор;
- проседание обратной засыпки по периметру опор с образованием трещин в отсыпке.

Прочностные характеристики бетона обследованных опор соответствуют значениям, превышающие проектные значения.

Надземная часть опор № 6, № 7 и № 10 усилена металлическими обоймами, состоящими из предварительно напряженных тяжелей из арматуры А240 Ø32 мм, натянутых на металлические уголки, расположенные по углам надземной части опор. Передача нагрузки от натяжения осуществляется при помощи установки по углам опор равнополочных уголков 200×16 мм.

Для определения причин образования трещин в конструкциях и анализа напряженно-деформированного состояния якорной опоры

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

№ 10 произведен расчет с использованием программного комплекса для SCAD Office 11.3.

Конструктивная система якорной опоры моделировалась пространственными конечными элементами КЭ-31, КЭ-36 (фундаментная плита, сборно-монолитные и монолитные участки стен), оболочечными элементами КЭ-41, КЭ-44 (перекрытие натяжной камеры и покрытие) и стержневыми элементами КЭ-10 (предварительно напряженные канаты, тяжи усиления) [3].

Ось X системы координат располагалась параллельно продольной оси якорной опоры и соответственно параллельно оси моста. На все узлы основания опоры (для которых $Z = 0$) наложены линейные связи по направлениям X , Y и Z .

Схема расчетной модели приведена на рис. 4.

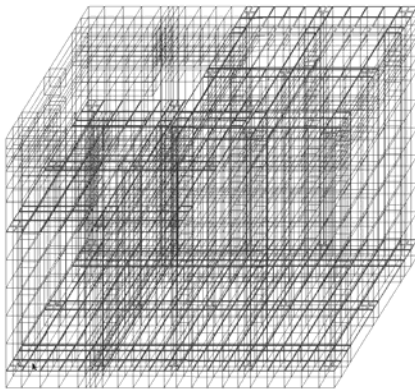


Рис. 4. Схема расчетной модели якорной опоры №10

Нагрузки, действующие на расчетную модель опоры № 10 задавались в виде следующих загрузжений:

- от постоянной нагрузки от собственного веса основных конструктивных элементов сооружения при плотности железобетона $\rho = 2,5 \text{ тс/м}^3$ и коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,1$;
- от постоянной нагрузки от веса щебеночной засыпки внутренних полостей опоры представлена в виде нагрузки, равномерно распределенной по верхней грани элементов днища;
- от усилия предварительного натяжения канатов, расположенных в вертикальных монолитных стыках элементов в виде температурных нагрузок по верхней грани элементов, моделирующих стыковые участки;
- от усилий в анкерных канатах, суммарно принятых по проекту 2720 тс и приложенных к анкерной балке под углом к линии горизонта 18,4349°;
- от временных нагрузок.

Значения всех нагрузок, действующих на якорную опору № 10 определялись с учетом значений проектных нагрузок и в соответствии с требованиями ДБН В.2.-2:2006 [4].

Граничное значение нагрузки при объемном весе щебня $\rho = 1,8 \text{ тс/м}^3$ и $\gamma_f = 1,1$ составляет $18,06 \text{ тс/м}^2$ для участка под натяжной камерой и $28,27 \text{ тс/м}^2$ на остальной площади.

Для выявления возможных причин появления трещин в теле опоры промоделированы две ситуации:

1 – модель соответствует геометрии и нагрузкам согласно проектной документации.

2 – модель соответствует геометрии и нагрузкам проектной документации с учетом возможного частичного снижения уровня предварительного натяжения рабочей арматуры и проявления податливости сборных бетонных блоков стен.

В результате расчета якорной опоры № 10 на действие вышеперечисленных нагрузок определены значения напряжений, действующих в элементах расчетной модели при каждом загрузжении.

В результате расчетов получены значения нормальных напряжений NX , NY и NZ , а также касательных напряжений TXY , TXZ и TYZ для объемных конечных элементов при каждом загрузжении.

Кроме того, получены значения перемещений в продольных стенах натяжной камеры опоры.

Например, на рис. 5 и 6 приведены значения перемещений по оси X и напряжения Nx в фрагменте стены натяжной камеры от усилий в анкерных канатах.

Результаты расчета опоры № 10, показывают, что для ряда конечных элементов модели этой опоры значения суммарных напряжений от постоянной (загрузжение 1) и эксплуатационной (загрузжение 2) нагрузок превышают значение проектной прочности бетона.

Установлены номера элементов, в которых по расчету могут образовываться трещины.

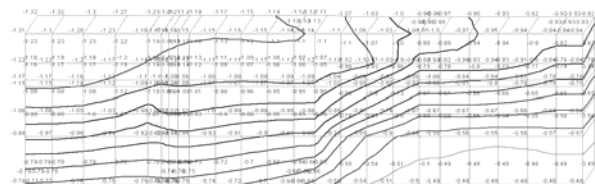


Рис. 5. Перемещения (мм) по оси X в продольной стене камеры натяжения

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

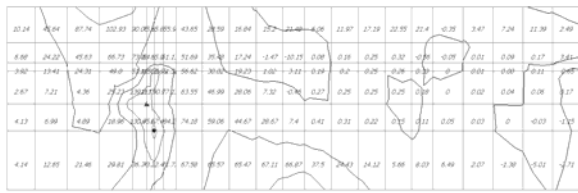


Рис. 6. Напряжения N_x (тс/м²) в продольной стене камеры натяжения от усилий в анкерных канатах

Концентрация растягивающих напряжений в продольной стене имеет место в месте примыкания к средней поперечной стене опоры. Перед этой стеной максимальные напряжения распространяются на всю высоту натяжной камеры и превышают предельную прочность бетона, за стеной – локализируются в верхней части, но не достигают допустимого значения, и быстро затухают по высоте и по направлению к задней стенке.

Анализ результатов расчета якорной опоры по второй модели загрузки показывает, что градиент горизонтальных перемещений по вертикали значительно увеличился, особенно между средней и правой торцевой стенами, по сравнению с первой моделью загрузки.

Таким образом, частичное снижение уровня предварительного натяжения рабочей арматуры и проявление податливости сборных бетонных блоков стен приводят к образованию трещин вертикальной и горизонтальной ориентации.

Наличие ослаблений в опоре № 10 в виде системы вертикальных трещин, не снижает несущую способность конструкции в целом. Наличие трещин может в дальнейшем привести к ускорению коррозии арматуры опоры.

Конструкция якорной опоры обладает достаточным запасом прочности и жесткости для восприятия действующих (расчетных) нагрузок.

Зафиксированные дефекты и повреждения опор моста № 1 – № 10, анализ напряженно-деформированного состояния конструкций позволило оценить техническое состояние железобетонных опор и элементов усиления, согласно [1], как ограниченно нормальное, что соответствует II категории.

Для повышения эксплуатационной надежности и долговечности опор, имеющих ослабления (опоры №№ 6, 7 и 10), дополнительно к существующему усилению опор в виде металлических обойм, предложено:

– предотвратить дальнейшее развитие трещин путем наклейки полотен из углепластиковых волокон, по технологии фирмы Sika;

– выполнить инъецирование трещин из помещения натяжной камеры якорной опоры № 10 полимерцементными составами.

Выводы

1. В результате выполненных натурных визуальных и инструментальных исследований установлены повреждения 10 железобетонных опор всяческого моста, имеющего пролет 720 м. Наибольшие повреждения в виде вертикальных и горизонтальных трещин с шириной раскрытия до 0,75 мм зафиксированы в натяжной камере якорной опоры № 10.

2. Анализ расчета напряженно-деформированного состояния конструкций якорной опоры № 10, выполненного для выявления возможных причин появления трещин показал, что в продольных стенах опоры № 10 от действия силовых нагрузок возникают нормальные напряжения, превышающие расчетное сопротивление бетона растяжению.

3. Причина возникновения трещин – снижение величин сжимающих напряжений в бетоне от предварительного натяжения вертикальной арматуры из-за потерь предварительного натяжения.

4. Зафиксированные дефекты в конструкциях опор моста и анализ напряженно-деформированного состояния железобетонных опор позволили оценить техническое состояние опор и элементов усиления, как ограниченно нормальное.

5. Согласно требованиям нормативных документов к надежности и долговечности строительных конструкций [5] дополнительно к существующим усилениям опор в виде металлических обойм, предложено:

– предотвратить дальнейшее развитие трещин путем наклейки полотен из углепластиковых волокон, по технологии фирмы Sika;

– выполнить инъецирование трещин полимерцементными составами.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. 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.
2. Нормативные документы по вопросам обследования, паспортизации, безопасной и надежной эксплуатации производственных зданий и сооружений. – Киев : 2003. – 144 с.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

3. Гречко, В. Ф. Исследование напряженно-деформированного состояния железобетонной опоры висячего моста [Текст] / В. Ф. Гречко, О. В. Гречко, В. Н. Чирва, Е. В. Люльченко, О. Б. Настич // Матеріали міжнародної науково-практичної конференції «Будівництво : сьогодення та тенденції». – Кривий Ріг, 2012. – С. 3-9.
4. ДБН В.1.2-2:2006. «Навантаження і впливи» [Текст] : офіц. текст : за станом 1 січня 2007 р. – Київ : Мінбуд України, 2006. – 59 с.
5. ДБН В.1.2-14-2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. – Київ : Мінрегіонбуд України. 2009. – 30 с.

В. Ф. ГРЕЧКО^{1*}, О. В. ГРЕЧКО²

^{1*} Запорізьке відділення Державного підприємства «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», вул. Новобудов, 4, Запоріжжя, Україна, 69076, тел. +38 (061) 277 13 67, ел. пошта zoniisk@mail.ru

² Запорізьке відділення Державного підприємства «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», вул. Новобудов, 4, Запоріжжя, Україна, 69076, тел. +38 (061) 277 13 67, ел. пошта zoniisk@mail.ru

РЕЗУЛЬТАТИ НАТУРНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ОПОР ВИСЯЧОГО МОСТУ ІЗ ВИЗНАЧЕННЯМ НДВ НАЙБІЛЬШЕ ПОШКОДЖЕНОЇ ОПОРИ

Мета. У статті розглянуті результати натурних досліджень, виконаних в рамках підготовки паспорта технічного стану конструкцій залізобетонних опор висячого моста. **Методика.** Висячий міст запроєктований інститутом «Гипротрансмост» і введений в експлуатацію 35 років тому. Міст складається з одного висячого прольоту довжиною 720 м і 10 залізобетонних опор. **Наукова новизна.** Виконано визначення напружено-деформованого стану найбільш пошкодженої опори. **Результати.** Розроблені рекомендації по відновленню експлуатаційної придатності пошкоджених конструкцій. **Практична значимість.** Результати досліджень будуть застосовані під час ремонту опор моста.

Ключові слова: технічний стан; залізобетонна опора моста; висячий міст; напружено-деформований стан; експлуатаційна придатність

V. GRECHKO^{1*}, O. GRECHKO²

^{1*} Zaporizhzhya branch of State enterprise «State research institute of building construction», 4, Novobudov Str., Zaporizhzhya, Ukraine, 69076, tel. +38 (061) 277 13 67, e-mail zoniisk@mail.ru

² Zaporizhzhya branch of State enterprise «State research institute of building construction», 4, Novobudov Str., Zaporizhzhya, Ukraine, 69076, tel. +38 (061) 277 13 67, e-mail zoniisk@mail.ru

THE RESULTS OF THE NATURAL RESEARCHES OF CONCRETE SUPPORT STRUCTURES OF THE SUSPENSION BRIDGE AND DETERMINED OF COST OF THE MOST DAMAGED SUPPORT

Purpose. The results of the natural researches executed within the limits of preparation of certificate of technical state of concrete support structures of the suspension bridge are considered in the article. **Methodology.** The suspension bridge was designed by the institute «Giprotransmost» and was set in operation 35 years ago. The bridge consists of one suspension bridge span in length 720m and 10 concrete support. **Findings.** The definition of stress-strain state of the most damaged support is executed. **Originality.** The recommendations about restoration of serviceability of the damaged designs are developed. **Practical value.** Research results will be used in the repair of the bridge supports.

Keywords: technical state; reinforced concrete bridge abutments; suspension bridge; stress-strain state; serviceability

Стаття рекомендована к публікації д.т.н., проф. В. Г. Шаповалом (Україна), д.т.н., проф. О. С. Распоповым (Україна).

Поступила в редколлегию 26.06.2014.

Принята к печати 02.07.2014.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 624.21

А. А. ДАВЫДЕНКО*

* Каф. «Мости и тоннели», Национальный транспортный университет, ул. Суворова 1, Киев, Украина, 01010, тел. +38 (050) 471 33 99, эл. почта alexsandros@inbox.ru

МАРКОВСКИЕ МОДЕЛИ НАКОПЛЕНИЯ ПОВРЕЖДЕНИЙ В ОЦЕНКЕ И ПРОГНОЗИРОВАНИИ ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ МОСТОВ

Цель. Разработка марковских моделей накопления повреждений для оценки и прогноза технического состояния автодорожных железобетонных мостов Украины. **Методика.** Теоретическое исследование. **Результаты.** Получены новые модели оценки и прогноза технического состояния автодорожных железобетонных мостов. **Научная новизна.** Впервые выполнено обобщение марковских моделей деградации подкрепленное статистическими данными истории эксплуатации автодорожных мостов Украины. **Практическое значение.** Полученные модели представляют собой практический инструмент управления надежностью и ресурсом автодорожных мостов.

Ключевые слова: деградация железобетонных элементов; жизненный цикл элементов мостов; марковская модель; интенсивность отказа; остаточный ресурс элементов мостов

Введение

Статья посвящена проблеме моделирования вероятностного процесса накопления повреждений в оценке и прогнозировании технического состояния мостов. В последние 15-20 лет проблема безопасной эксплуатации мостов обострилась в связи с чередой неблагоприятных факторов. Среди них – недостаточное финансирование дорожной отрасли, слабо развитая система эксплуатации автодорожных мостов Украины.

Очевидно, что вопрос построения адекватной модели деградации, позволяющей прогнозировать жизненный цикл транспортного сооружения, был и будет предметом внимания многих исследователей. Научные разработки, направленные на получение реалистического прогноза безопасного функционирования сооружения, всегда будут среди приоритетных в силу большого социально-экономического значения проблемы.

В таких жестких условиях эксплуатации, для безаварийной работы мостов, нужны новые научные подходы к оценке технического состояния сооружений, которые дали бы количественные критерии уровня надежности, риска и алгоритмы прогноза остаточного ресурса и их элементов.

Украина сегодня имеет достаточно много публикаций по проблемам надежности и долговечности сооружений. Так в работах А. И. Лантух-Лященко [8-11] широко развит аппарат Марковских моделей накопления повреждений для оценки и прогнозирования технического состояния эксплуатируемых автодорожных мостов [7].

В работах Д. И. Бородай [2, 3], Ф. В. Яцко [13, 14], Л. Л. Янчук [12] предлагаются модели прогноза ресурса железобетонных элементов мостов основанные на современных теориях физики железобетона. Эти модели дают возможность прогнозировать ресурс железобетонного элемента на всех этапах жизненного цикла, начиная с проектирования.

Широко известны работы ученых Дельфтского технологического университета (Нидерланды) по проблеме управления безопасностью эксплуатации транспортных сооружений. Так в работе М. J. Kallen и J. M. van Noortwijk [17] рассматриваются вопросы применения марковских моделей в управлении мостами Нидерландов.

D. M. Frangopol, профессор университета Лихай, Пенсильвания, США в своей работе [15] исследует критерии оценки технического состояния мостов с точки зрения возможности

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

управления надежностью и прогнозирования ресурса.

Тайванский исследователь Rong-Yau Huang, профессор Центрального государственного университета, в работе [16] рассматривает простой подход использования данных обследования для оценки затрат на техническое обслуживание мостов на протяжении всего срока службы. Все факторы неопределённости для процесса деградации здесь рассматриваются в рамках теории надежности.

В работе финских ученых Asko Sarja и Erkki Vesikari [18] (Финский технический исследовательский центр), предлагается при прогнозе ресурса моста учитывать потребность в ремонтах на протяжении всего жизненного цикла сооружения.

В наших работах [5, 6] показано, что кривая деградации принятая для оценки и прогноза ресурса в системе эксплуатации мостов Украины как нормативная, совпадает с натурными данными только в первой половине жизненного цикла. Эти расхождения приводят к существенным погрешностям в оценке остаточного ресурса сооружения. В представленном ниже исследовании выполнен поиск марковской модели в большей степени, приближающейся к натурным данным системы эксплуатации мостов Украины.

Цель исследования

Глобальной целью представленного исследования является разработка марковских моделей накопления повреждений для оценки и прогноза технического состояния автодорожных железобетонных мостов Украины. Ставится задача развития марковских стохастических моделей деградации, наиболее подходящих для количественной оценки уровня надежности, риска и алгоритмов прогноза остаточного ресурса железобетонных мостов Украины.

Методика

Систему отказов, которая является следствием износа элемента сооружения, будем рассматривать как поток случайных дискретных событий Марковской цепи. Рассматривается процесс с «качественными состояниями». Роль случайной величины играет «дискретное состояние системы» [4].

Введем 5 дискретных состояний – S_1, S_2, S_3, S_4, S_5 . Опишем состояния подборкой качественных и количественных показателей накопления повреждений, как иерархию постепенных отказов элемента.

В терминах дискретного марковского процесса с непрерывным временем задача сводится к поиску абсолютных вероятностей пребывания системы на произвольном шаге k в состоянии S_i

$$p_i(k) = \text{Prob}[S(k) = S_i]; k=1,2,\dots,5; \quad (1)$$

$$j=1,2,3,4$$

Вероятности $p_i(k)$ выражаются через условные вероятности перехода системы S на шаге k в состояние S_j , если на шаге $k-1$ она была в состоянии S_i :

$$p_i(k) = \text{Prob}[S(k) = S_j | S(k-1) = S_i]; \quad (2)$$

$$j=1,2,3,4$$

Вероятности перехода (2) составляют квадратную матрицу переходов размером, $n=5$ в нашем случае. Обозначим ее \mathbf{P}_0 . На главной диагонали матрицы \mathbf{P}_0 стоят вероятности задержки системы в данном состоянии S_i на шаге k , которые обозначаются $p_{ii}(k)$, на боковых диагоналям стоят $p_{ij}(k)$ – вероятности перехода системы из состояния S_i и в состояние S_j .

В силу того, что на каждом шаге система может находиться только в одном из двух взаимоисключающих состояниях, сумма всех вероятностей одной строки равна единице

$$\sum_{j=1}^n p_{ij}(t) = 1. \quad (3)$$

Поиск вероятностей перехода, которые содержит стохастическая матрица \mathbf{P}_0 является доминантой, центральным местом в разработке марковской модели. Когда матрица \mathbf{P}_0 найдена, по известным значениям условных вероятностей перехода и начальному значению безусловной вероятности нахождения системы в

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

состоянии S_i все другие безусловные вероятности находятся по рекуррентной формуле:

$$p_j(k) = \sum_{i=1}^n p_i(k-1)p_{ij}, k=1,2,\dots; j=1,2,\dots,n. \quad (4)$$

Будем считать, что переход системы из одного состояния в другое происходит как в пуассоновском потоке событий со скоростью (интенсивностью) $\lambda_{ij}(t)$. Переход из одного состояния S_i в состояние S_j происходит в момент, когда наступает первое событие потока. Вектор скоростей пуассоновского потока обозначим \mathbf{E} .

Искомые вероятности Марковской цепи $p_1(t), p_2(t), \dots, p_n(t)$ – функции времени являются вероятностями того, что система в момент t находится в состоянии S_i , и определяются из системы обыкновенных дифференциальных уравнений с переменными, в общем случае, коэффициентами. Это известные уравнения Колмогорова, описывающих эволюцию дискретного Марковского процесса с непрерывным временем.

В матричной форме уравнения имеют вид:

$$\frac{d\mathbf{P}(i,t)}{dt} = \mathbf{P}(i,t) \cdot \mathbf{E}. \quad (5)$$

К уравнению (5) запишем начальные условия:

$$\begin{aligned} t=0; p_1(t) &= 1; \\ p_1(t) = p_2(t) = p_3(t) &= 0. \end{aligned} \quad (6)$$

Кроме того, при решении системы обыкновенных дифференциальных уравнений используем условие нормирования:

$$\sum_{i=1}^n p_i(t) = 1. \quad (7)$$

Формула (7) является следствием того, что события цепи Маркова несовместимы и создают полную группу.

Матрица вероятностей перехода $\mathbf{P}(i,t)$ в (5), очевидно, зависит от времени t . Подчеркнем, что время считается от начала процесса. Что касается матрицы интенсивностей перехода (скоростей деградации) \mathbf{E} – то она, в общем случае, является зависимой от времени. До сих

пор пригодные для практического употребления модели получали с независимой от времени матрицей \mathbf{E} и даже в случаях $\mathbf{E} = \text{const}$ [4, 7]. В нашей постановке исследования, рассматриваются именно стохастические модели с непрерывным временем и неравными промежутками времени между дискретными состояниями.

Результаты. Модель с переменной скоростью деградации

Рассмотрим марковскую модель с дискретными состояниями и непрерывным временем, аналогичную [7, 9]. Особенностью предлагаемой модели является задание функции скоростей деградации, зависящей от времени. Ставится задача найти вероятности состояний $p_1(t), p_2(t), \dots, p_n(t)$ в заданные моменты времени $t_1, t_2, \dots, t_n - 1, n=5$. Граф процесса деградации показан на рис. 1.



Рис. 1. Граф процесса деградации

Искомые вероятности модели $p_1(t), p_2(t), \dots, p_5(t)$ – функции времени, определяются решением системы дифференциальных уравнений Колмогорова:

$$\frac{d\mathbf{P}}{dt} = \begin{bmatrix} -\lambda_1 p_1 & 0 \\ -\lambda_2 p_2 & \lambda_1 p_1 \\ -\lambda_3 p_3 & \lambda_2 p_2 \\ -\lambda_4 p_4 & \lambda_3 p_3 \\ \lambda_4 p_4 & 0 \end{bmatrix}. \quad (8)$$

Определим функцию скоростей деградации дискретно, численно. Из серии выполненных численных экспериментов приведем три наиболее характерных (табл. 1).

Таблица 1

Скорости деградации

	Эксперимент 1	Эксперимент 2	Эксперимент 3
λ_1	0,027	0,040	0,054
λ_2	0,056	0,042	0,060
λ_3	0,056	0,044	0,072
λ_4	0,053	0,046	0,074

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Експеримент 1. Для построения теоретической кривой соответствующей графу процесса деградации рис. 1 скорости принимаются по формуле:

$$\lambda_i = 1/T_{i+1}, \quad (9)$$

где T_{i+1} – заданный термин эксплуатации для каждого состояния, $i = 1, 2, 3, 4$.

Заданные термины для эксперимента 1 приняты по средним натурным данным, прогнозированные по нормативной методике [7]: $T_2 = 37$ лет; $T_3 = 18$ лет; $T_4 = 18$ лет и $T_5 = 21$ лет.

Експеримент 2. Здесь значения скоростей деградации приняты по формуле:

$$\lambda_{i+1} = \lambda_i + 0,05 \cdot \lambda_i, i = 1, 2, 3, 4, \quad (10)$$

где $\lambda_1 = 0,04$ принято, как для нормативной модели прогнозирования [7] при условии $T_2 = T_3 = T_4 = T_5 = 25$ лет.

Експеримент 3. Скорости приняты как значения средних статистических интенсивностей отказа полученных из натуральных данных средних значений срока службы железобетонных мостов всех типов. (Используемые здесь исторические натурные данные получены из Автоматизированной экспертной системы управления мостами Укравтодора – АЭСУМ) [1].

Параметры теоретических кривых деградации полученных численными экспериментами приведены в табл. 2, графики кривых – на рис. 2.

Таблица 2

Теоретические кривые деградации

№	Эксперимент 1		Эксперимент 2		Эксперимент 3		Натурная кривая	
	P	T , лет	P	T , лет	P	T , лет	P	T , лет
1	0,999844	0	0,999844	0	0,999844	0	0,999844	0
2	0,999134	37	0,998307	25	0,997081	37	0,998363	37
3	0,996373	55	0,992406	50	0,986632	45	0,992461	45
4	0,990342	73	0,979716	75	0,964563	46	0,979771	46
5	0,979963	92	0,958298	100	0,928161	48	0,958351	48

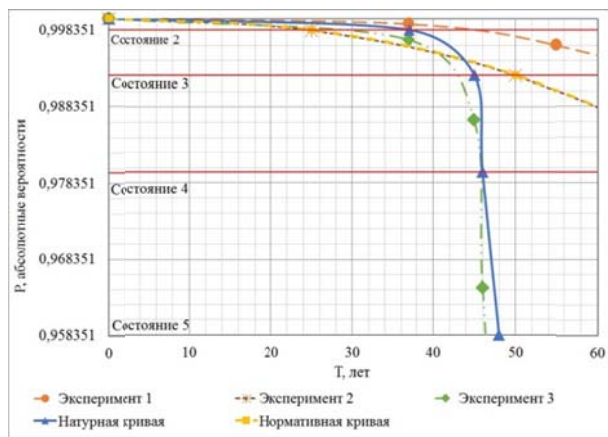


Рис. 2. Теоретические кривые деградации. Модель с переменной скоростью деградации

Модель деградации с внезапным «проскоком»

В реальности процесс старения элемента сооружения состоит не только из постепенных

отказов, а также имеет внезапные отказы. Эта особенность отражается моделью деградации с «проскоками» [4]. В ней процесс накопления повреждений содержит внезапные «проскоки» через одно состояние, как показано на графе процесса на рис. 3.

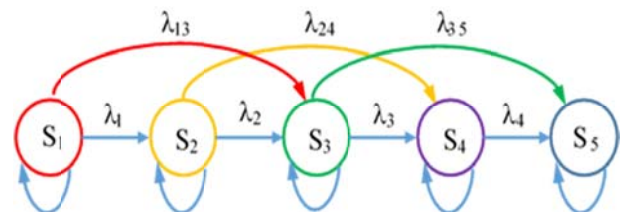


Рис. 3. Граф процесса деградации с «проскоком»

Это также дискретный процесс с непрерывным временем. Система может оставаться в любом из них, последовательно переходить из одного соседнего состояния S_i в другой с большим номером S_{i+1} , или перескочить через

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

соседнее состояние S_{i+1} к следующему S_{i+2} . Состояние 5, как и в предыдущей модели – поглощающие.

Составим уравнения Колмогорова для модели с внезапным «проскоком»:

$$\frac{dP}{dt} = \begin{bmatrix} -\lambda_1 p_1 & -\lambda_{13} p_1 & 0 & 0 \\ -\lambda_2 p_2 & -\lambda_{24} p_2 & \lambda_1 p_1 & 0 \\ -\lambda_3 p_3 & -\lambda_{35} p_3 & \lambda_2 p_2 & \lambda_{13} p_1 \\ -\lambda_4 p_4 & \lambda_3 p_3 & \lambda_{24} p_2 & 0 \\ \lambda_4 p_4 & \lambda_{35} p_3 & 0 & 0 \end{bmatrix}. \quad (11)$$

Приведем здесь два численных эксперимента с заданными скоростями деградации.

Эксперимент 1. Для $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3, \lambda_4$ принимается постоянная скорость деградации по формуле (9), где $T_1 = T_2 = T_3 = T_4 = 25$ лет. Принимается также, что в месте проскока скорость деградации возрастает в два раза.

Эксперимент 2. Скорости $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3, \lambda_4$ принимаются из анализа интенсивности отказа [5, 6] как значения для медианы натуральных исторических данных. Скорости в месте «проскока», как и ранее, принимаются большими в два раза.

Принятые для экспериментов численные значения скорости деградации приведены в табл. 3.

Таблица 3

Скорости деградации для модели с «проскоком»

	Эксперимент 1	Эксперимент 2
λ_1	0,040	0,023
λ_2	0,040	0,028
λ_3	0,040	0,036
λ_4	0,040	0,044
λ_{13}	0,080	0,046
λ_{24}	0,080	0,056
λ_{35}	0,080	0,072

Параметры теоретических кривых деградации полученных численными экспериментами для модели с проскоками, приведены в табл. 4, графики – на рис. 4.

Таблица 4

Кривые деградации. Модель с «проскоком»

№	Эксперимент 1		Эксперимент 2		Натурная кривая	
	P	T, лет	P	T, лет	P	T, лет
1	0,99984	0	0,99984	0	0,99984	0
2	0,98706	25	0,99539	37	0,99836	37
3	0,94212	50	0,97886	45	0,99246	45
4	0,85601	75	0,94464	46	0,97977	46
5	0,73161	100	0,88987	48	0,95835	48

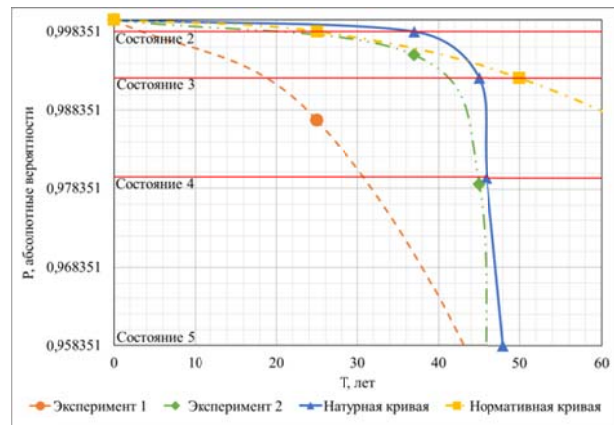


Рис. 4. Кривые деградации. Модель с «проскоком»

Выводы

1. Этим исследованием можно считать доказанным, что марковская стохастическая модель накопления повреждений принятая для оценки и прогноза технического состояния автодорожных мостов Украины адекватна реальному процессу деградации железобетонных элементов. Резкое расхождение в прогнозе ресурса по нормативной кривой деградации и натурными данными показанное здесь на рис. 2 и 4, также в работах [5, 6] не есть недостатком модели. Причина в другом, причина в неадекватном задании скорости деградации. Кривая деградации с постоянной скоростью, принятая в нормативной методике [7] для рассматриваемого элемента моста, может корректно отражать действительный процесс только при условии выполнения регулярных мероприятий по поддержанию надлежащего технического состояния сооружения [6, 15].

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

2. В условиях Украины теоретическая кривая деградации, близкая к натурной может, быть получена только при переменной скорости деградации. Оба варианта, представленных здесь марковских моделей с переменной скоростью деградации, имеют теоретические кривые весьма близко совпадающие с натурными (см. эксперимент 2 на рис. 2 и 4).

3. Выполненное исследование содержит результаты позволяющие корректировать нормативную методику прогноза остаточного ресурса автодорожных мостов Украины [7].

Это исследование было выполнено под руководством д-ра технических наук, профессора А. И. Лантуха-Лященко. Выражаю ему мою искреннюю благодарность.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

- Боднар, Л. П. Програмный комплекс АЕСУМ: досвід впровадження, сучасний стан та напрями подальшого розвитку [Текст] / Л. П. Боднар, О. П. Канін, Л. Г. Панібратець // Вісник Харківського національного автомобільно-дорожнього університету – Харків, 2012. – Вип. 57. – С. 20–23.
- Бородай, Д. И. Модель прогноза долговечности железобетонных пролетных строений автодорожных мостов [Текст] / Д. И. Бородай // Вестник Днепропетровского национального университета железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна – Днепропетровск, 2010. – Вып. 33. – С. 43–48.
- Бородай, Д. И. Прогноз долговечности типовых железобетонных пролетных строений автодорожных мостов [Текст] / Д. И. Бородай // Вестник Донбасской национальной академии строительства и архитектуры – Макеевка, 2011. – Вып. 87. – С. 169–176.
- Вентцель, Е. С. Теория случайных процессов и ее инженерные приложения [Текст] / Е. С. Вентцель, Л. А. Овчаров – Москва : Высш. школа, 2000. – 383 с.
- Давиденко, О. О. Аналіз довговічності автодорожніх мостів України [Текст] / О. О. Давиденко // Міжвідомчий науково-технічний збірник «Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону» – Київ, 2013. – Вип. 78. – С. 225–235.
- Давиденко, О. О. Оцінка технічного стану і прогнозування залишкового ресурсу автодорожніх мостів України [Текст] / О. О. Давиденко // Автошляховик України – Київ, 2014. – Вип. 237. – С. 29–35.
- Державний стандарт України ДСТУ-Н Б В.2.3-23:2009. Настанова з оцінювання і прогнозування технічного стану автодорожніх мостів [Текст]. – Введено вперше; надано чинності 2009-11-11. – Київ : Мінрегіонбуд України, – 49 с.
- Лантух-Лященко, А. И. К вопросу о «памяти» Марковской модели накопления повреждений [Текст] / А.И. Лантух-Лященко // Вестник Днепропетровского национального университета железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна – Днепропетровск, 2010. – Вып. 33. – С. 150–155.
- Лантух-Лященко, А. І. Марковські моделі деградації залізобетонних елементів мостів [Текст] / А. І. Лантух-Лященко // Промислове будівництво та інженерні споруди – Київ, 2009. – Вип. 2. – С. 22–25.
- Лантух-Лященко, А. І. Оцінка технічного стану транспортних споруд, що знаходяться в експлуатації [Текст] / А. І. Лантух-Лященко // Вісник Транспортної Академії України. – Київ, 1999. – Вип. 3. – С. 59–63.
- Лантух-Лященко, А. І. Уточнення оцінки експлуатаційного стану мостів [Текст] / А. І. Лантух-Лященко // Збірник. Дороги і мости. ДерждорНДІ – Київ, 2008. – Вип. 9. – С. 12–18.
- Янчук, Л. Л. Обґрунтування моделі прогнозу життєвого циклу залізобетонних елементів мостового переходу [Текст] / Л. Л. Янчук // Вісник Національного університету «Львівська політехніка» – Львів, 2010. – Вип. 664. – С. 365–371.
- Яцко, Ф. В. Довговічність захисного шару залізобетонних елементів мостів [Текст] / Ф. В. Яцко // Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академика В. Лазаряна – Дніпропетровськ, 2010. – Вип. 33. – С. 190–196.
- Яцко, Ф. В. Прогноз довговічності залізобетонних елементів мостів. Статистичний підхід [Текст] / Ф. В. Яцко // Вісник Національного університету «Львівська політехніка» – Львів, 2010. – Вип. 664. – С. 371–378.
- Dan M. Frangopol. Reliability deterioration and lifetime maintenance cost optimization [Text] // ASRANet Conference, Glasgow, 2002.
- Huang, R. Y. Estimation of bridge life cycle maintenance costs using reliability-based model [Text], ISARC 2010, 450 – 460.
- M. J. Kallen & J. M. van Noortwijk. Statistical inference for Markov deterioration models of bridge conditions in the Netherlands, Life-Cycle Performance and Cost: Proceedings of the Third International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management [Text]. – London : Taylor & Francis (2006).

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

18. Sarja Asko & Erkki Vesikari. Life Cycle Management of Concrete Infrastructures for Improved Sustainability [Text] // Technical Research Centre of

Finland. VTT Building Technology; from 01.01.2001 to 31.12.2003.

О. О. ДАВИДЕНКО*

* Каф. «Мости та тунелі», Національний транспортний університет, вул. Суворова 1, Київ, Україна, 01010, тел. +38 (050) 471 33 99, ел. пошта alexsandros@inbox.ru

МАРКОВСЬКІ МОДЕЛІ НАКОПИЧЕННЯ ПОШКОДЖЕНЬ В ОЦІНЦІ ТА ПРОГНОЗУВАННІ ТЕХНІЧНОГО СТАНУ МОСТІВ

Мета. Розробка марковських моделей накопичення пошкоджень для оцінки і прогнозування технічного стану автодорожніх залізобетонних мостів України. **Методика.** Теоретичне дослідження. **Результати.** Отримані нові моделі оцінки і прогнозу технічного стану автодорожніх залізобетонних мостів. **Наукова новизна.** Вперше виконано узагальнення марковських моделей деградації, підкріплене статистичними даними історії експлуатації автодорожніх мостів України. **Практичне значення.** Отримані моделі являються практичним інструментом управління надійністю і ресурсом залізобетонних автодорожніх мостів.

Ключові слова: деградація залізобетонних елементів; життєвий цикл елементів мостів; марковські моделі; інтенсивність відмови; остаточний ресурс елементів мостів

A. DAVYDENKO*

* Dept. of Bridges and Tunnels, National Transport University, 1 Suvorova str., Kyiv, Ukraine, 01010, tel. +38 (050) 471 33 99, e-mail alexsandros@inbox.ru

MARKOV MODELS OF DAMAGE ACCUMULATION FOR ASSESSMENT AND PREDICTION OF TECHNICAL STATE BRIDGES

Purpose. Development Markov models of damage accumulation for assessment and prediction of technical state highway reinforced concrete bridges of Ukraine. **Methodology.** Theoretical study. **Findings.** New models of assessment and prediction of a highway concrete bridges technical condition are developed. **Originality.** Generalization of Markov models degradation supported by statistical data of operating history highway bridges in Ukraine carried out for first time. **Practical value.** The resulting model is a practical management tool of highway bridges reliability and residual service life.

Keywords: degradation of reinforced concrete elements; life cycle of the bridge; Markov model; outcrossing rate; residual resource of the bridge elements

Статья рекомендована к публикации д.т.н, проф. А. И. Лантухом-Лященко (Украина), д.т.н., проф. Д. О. Банниковым (Украина).

Поступила в редколлегию 26.08.2014.

Принята к печати 26.09.2014.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 624.21/8

М. И. КАЗАКЕВИЧ*

* Каф. «Мосты», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. 49 (211) 495 36 17, эл. почта mkazak@rambler.ru

СОВРЕМЕННОЕ РАЗВИТИЕ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И СТРОИТЕЛЬСТВА СРЕДНЕ- И ДЛИННОПРОЛЕТНЫХ МОСТОВ НА ВЫСОКОСКОРОСТНЫХ ЖЕЛЕЗНЫХ ДОРОГАХ (HSR) КИТАЯ

Цель. Обзор методов проектирования и строительства железнодорожных мостов средних и больших пролетов на высокоскоростных магистралях Китая. **Методика.** Для достижения поставленной цели изучен опыт проектирования и строительства средне и длиннопролетных мостов на высокоскоростных железных дорогах Китая. **Результаты.** Анализ традиционных и современных подходов к проектированию мостов на высокоскоростных магистралях железных дорог Китая и разработка современных требований к проектированию таких мостов. **Научная новизна.** Предлагаются новые, высокоэффективные подходы к разработке проектов железнодорожных мостов на высокоскоростных магистралях. **Практическая значимость.** Применение полученных результатов к расчетам и проектированию мостов на высокоскоростных магистралях железных дорог Китая.

Ключевые слова: среднепролетные мосты; длиннопролетные мосты; мосты Китая; жесткая рама; гибкая арка; деформация балки

Введение

Данный обзор подготовлен на основе обширного материала, преимущественно, на китайском языке и потому труднодоступного для детального изучения. Тем не менее, вашему вниманию предлагается научный материал, посвященный:

- условной классификации мостов на высокоскоростных железных дорогах HSR Китая, построенных за последние 7-10 лет;

- масштабным научным, техническим и технологическим проблемам, которые решались, решены и сформулированы для дальнейших решений при эволюционном переходе от средних длин пролетов (100...200 м) к большим длинам (200...500 м) и от скоростей движения поездов 200...250 км/час к скоростям 350 км/час и выше.

Цель

Проектированию мостов на линиях HSR предшествуют масштабные изыскания, исследования специфических особенностей:

- выбор створа мостового перехода;

- анализ данных многолетних наблюдений климатических (ветер, снег, гололёд, температурные режимы), сейсмических и волновых (при пересечении водоёмов любого типа) нагрузок и воздействий.

Большой спектр научных исследований выполнялся по заданию Министерства железных дорог Китая в крупнейших научных центрах не только китайских, но и американских (Калифорнийский, Мичиганский и др.) университетов.

Привлечение университетов Китая и, в первую очередь, США объясняется традиционной ролью университетской науки в западных странах в развитии наук всех направлений.

HSR в Китае состоят из старых, но подвергшихся реконструкции линий со скоростью движения 200...250 км/час и вновь построенных линий со скоростью ~ 350 км/час. На данный момент все это составляет 9356 км – новых линий и 3209 км – реконструированных линий.

К 2020 году общая длина HSR в Китае превысит 20 000 км. Это будет полная сеть железных дорог, которая соединит все провинциальные центры и все большие города Китая с населением свыше 5 млн. человек.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Большинство мостов имеют стандартизированные балки с пролетами 24, 32 и 40 м и только сравнительно немного мостов имеют неразрезные балки от 48 до 100 м. Например, 90 % мостов в секторе Пекин – Шанхай имеют мосты с пролетами стандартными (24, 32 и 40 м) и 5 % – с неразрезными балками, а ещё 5 % – с длинопролетными балками.

Хотя мосты на HSR Китая со средними и длинными пролётами составляют небольшую часть, они играют ключевую роль в завершении всей сети HSR Китая, т. к. они преодолевают такие физические препятствия, как уже существующие линии HSR, автобан, реки и т. д.

Средние и длинопролетные мосты на линиях HSR можно разделить на две категории по длине главного пролёта, которые уже были

выше приведены: средний пролет (100...200 м) и длинный пролет (200...500 м).

Во вторую категорию включены также несколько вантово-балочных мостов с главным пролетом свыше 500 м.

Висячие мосты до настоящего времени ещё не использовались на линиях HSR в Китае, поскольку они слишком гибкие, чтобы обеспечить жёсткие эксплуатационные требования.

Тем не менее, в настоящий момент в Китае проводятся исследования по возможности использования висячих мостов на линиях HSR.

В предлагаемом Вашему вниманию обзоре содержатся: ключевая философия проектирования мостов; основные параметры конструкций и методы строительства (табл. 1).

Таблица 1

Recent completed medium length special span in the HSR of China

Structural type	Bridge name	Main span (m)	HSR segment	Built
Tied steel arch	East Lake	112	Wuhan-Guangzhou	2008
	Hujiawan	112	Wuhan-Guangzhou	2008
	Liangjiawan	112	Wuhan-Guangzhou	2008
	Tingsihe	140	Wuhan-Guangzhou	2008
	Yandangshan	2×90	Ningbo- Wenzhou	2009
	Mulanxi	128	Fuzhou-Xiamen	2009
	Xinkaihe	138	Harbin-Dalian	2012
Rigid frame	Tianluo	160	Wenzhou-Fuzhou	2008
	Baimahe	3×145	Wenzhou-Fuzhou	2008
	Liuxihe	168	Wuhan- Guangzhou	2009
	Zinihe	2×168	Guangzhou-Shenzhen	2010
Hybrid steel arch with concrete girder	Kunyang	136	Wenzhou- Fuzhou	2007
	Yichang Yangzte	2×275	Yichang-Wanzhou	2008
	Shawan Channel	160	Guangzhou-Shenzhen	2009
	Liugangyong	160	Guangzhou-Hong	2010
	Xiaolan Channel	220	Kong Guangzhou-Zhuhai	2010
	Zhenjiang Channel	180	Beijing-Shanghai	2010
	Xianyang West	136	Xi'an-Baoji	2012
	Songhuajiang Channel	3×156.8	Harbin- Qiqihar	2013

Методика

Для мостов со средними пролётами (100...200 м) рассматриваются три типа:

- стальная гибкая арка с жёсткой затяжкой (рис. 1);
- жесткая рама (рис. 2);

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

– гибридная система «стальная арка с бетонной балкой» (рис. 3).

Для мостов с длинными пролётами (200...500 м и более) – три таких типа (табл. 2):

– ферменная арка (рис. 4);

– вантово-балочная ферменная балка (рис. 5);

– бетонная арка.



(a) Hujawan Bridge



(b) Tingsihe Bridge

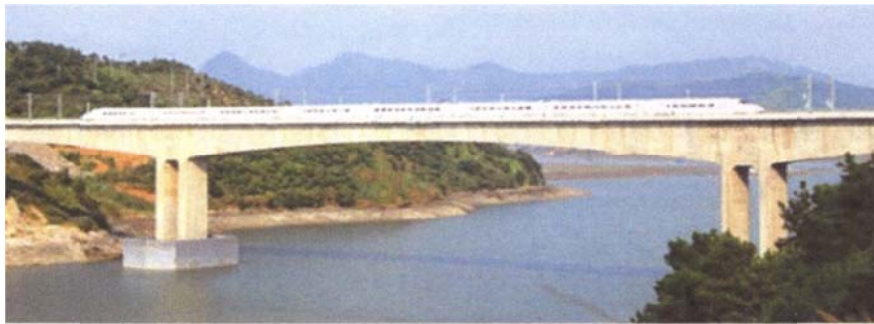


(c) Yandangshan Bridge



(d) Xinkaihe Bridge

Рис. 1. Мосты типа «Стальная гибкая арка с жесткой затяжкой»



(a) Tianluo Bridge

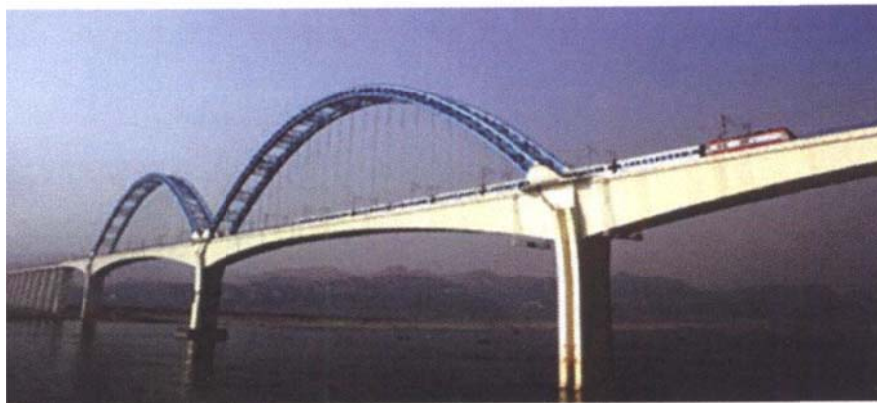


(b) Liuxihe Bridge

Рис. 2. Мосты типа «Жесткая рама»



(a) Kuyang Bridge



(b) Yichang Yangtze Bridge

Рис. 3. Мости типа «Стальная арка с бетонной балкой»

Таблица 2

Recent completed and ongoing long-span bridges in the HSR of China

Structural type	Bridge name	Main span (m)	HSR segment	Built
Truss arch	Dongping	242	Beijing-Guangzhou	2009
	Dashengguan	2×336	Beijing-Shanghai	2011
	Minjiang	198	Fuzhou-Xiamen	2011
Cable-stayed with truss girder	Tianxingzhou	504	Beijing-Guangzhou	2008
	Zhengzhou Yellow River	5×168	Beijing-Guangzhou	2010
	Yujiang	228	Nanjing-Guangzhou	2011
	Tongling Yangtze	630	Hefei- Fuzhou	2013
	Anqing Yangtze	580	Nanjing-Anqing	2014 (expected)
	Huanggang Yangtze	567	Wuhan- Huanggang	2014(expected)
Concrete arch	Beipanjiang	445	Shanghai -Kunming	2015(expected)



(a) Dongping Bridge



(b) Dashengguan Bridge



Рис. 4. Мости типа «Ферменная арка»

Один из краеугольных вопросов для мостов на линиях HSR – контроль деформаций (перемещений).

Чтобы обеспечить гладкость колеи, HSR предъявляют очень высокие требования к допустимым деформациям. Независимо от выбранной конструктивной формы длинного пролёта, контроль за перемещениями, деформациями главной балки являются ключевым моментом, поскольку скорость движения поездов превышает 250 км/час [1]. Порог требований на мостах без балласта выше, чем на мостах с балластным покрытием, т.к. обеспечить плавность хода на пути без балласта очень трудно.

Таким образом, все длиннопролетные мосты на линиях HSR в Китае используют проездовой путь с балластом.

Тем не менее, в Китае не существует общих детальных рекомендаций для длиннопролетных мостов, поскольку проектирование и анализ динамического поведения осуществляются индивидуально, хотя, по крайней мере, допустимые отклонения (деформации) должны соответствовать среднепролетным мостам.

Существует четыре основных положения (критериев) контроля:

1. вертикальные отклонения балки должны быть меньше 2,0 мм;
2. кручение торцов балки должны быть меньше 0,4 %;
3. длительные отклонения (например, при ползучести бетона) должны быть меньше $L/1000$ (мм); L – в мм;
4. продольные перемещения фундаментов.



(a) Tianxingzhou Bridge



(b) Yujiang Bridge



(c) Zhengzhou Bridge

Рис. 5. Мости типа «Вантово-балочная ферменная балка»

Все эти четыре требования необходимо неукоснительно соблюдать для обеспечения плавности хода и безопасности движения поездов.

Устойчивость колеи и плавность движения поездов на HSR в сильной степени зависят от контроля вертикальных и поперечных отклонений главной балки в процессе эксплуатации.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Проектная спецификация Министерства железных дорог Китая имеет вполне определённый набор требований для кратковременных и длительных отклонений, но только для коротких балок [2]:

- вертикальные отклонения должны быть меньше $1,1 L/1000$;
- поперечные отклонения должны быть меньше $L/4000$;
- кручение торцов балки должны быть для балластного пути меньше $0,2 \%$ и для безбалластного пути – $0,1 \%$.

Для длинных пролётов таких рекомендаций по техническим требованиям нет, так же, как их нет и для неразрезных балок средней длины, арочных мостов и вантово-балочных мостов. Их динамическое поведение, деформации должны изучаться во взаимодействии с подвижной нагрузкой с учётом результатов изысканий и исследований перечисленных выше специфических особенностей, чтобы вырабатывать индивидуальные требования и рекомендации для длиннопролётных мостов.

В связи с более высокими требованиями по обслуживанию этих мостов по сравнению с обычными железнодорожными мостами, тщательно изучались технические разработки, связанные с динамической реакцией мостов на линиях HSR, особенно те, которые связаны с сейсмостойкостью, взаимодействием «рельсовый путь – конструкции моста», эффект ползучести бетона, температурные воздействия и т.д. [3-8].

При развитии строительства мостов на линиях HSR в Китае учитывались такие специфические разработки, как температурные расширения, сейсмические и ветровые воздействия, действие ползучести. Понадобились также дополнительные исследования в случае сложных нагрузок, которые могут вызвать значительные отклонения.

Каждая балка с длиной пролёта более 100 м требует особых мер для контроля температурных расширений и укорочений при остывании рельса, т.к. в этом случае непрерывные сварные рельсы могут разрушиться в жаркую погоду и вызвать сход поезда с рельсового пути.

В многопролётных мостах HSR широко используются стопоры и противоугоны специальной конструкции.

Проанализированы многочисленные комбинации механизмов расширения вантово-балочных мостов.

Было установлено, что оптимальным способом контролировать температурные воздействия на рельсовый путь является применение небольших стопоров в определённых точках вдоль главной балки и больших механизмов стабилизации расширения на обоих торцах балки [9,10].

Численный анализ однопилонного вантово-балочного моста длиной 112 м показал, что продольное перемещение и уровень напряжений рельса можно значительно снизить, используя регулятор расширения в зоне стыка пилона и балки.

Основанные на существующих конструкциях мостов требования к возможности противостоять сейсмической опасности лишь упоминаются в HSR Норм Китая. Но это общие положения, которые относятся только к мостам с малыми пролётами, т.е. менее 48 м.

Сейсмическое проектирование и анализ поведения длиннопролётных мостов HSR в Китае остаются всё ещё случайными, т.е. производятся для каждого моста индивидуально, а общей методологии, общего подхода нет.

На большинстве длиннопролётных мостов HSR устанавливаются гасители вдоль продольной оси моста, чтобы снизить очень большую динамическую реакцию на сейсмическое воздействие и чрезвычайное торможение поезда.

Подобно сейсмическому проектированию анализ аэродинамического воздействия длиннопролётных мостов также производится индивидуально. Но в большинстве случаев длиннопролётные мосты в Китае в процессе проектирования обязательно подвергаются динамическому анализу наряду с полномасштабными испытаниями моделей в аэродинамической трубе.

Таким образом, на деформации главной балки влияют скорость поезда и скорость ветра.

Испытания моделей в аэродинамической трубе спаренной балки, соединённой поперечной балкой позволили определить оптимальное соотношение «высота – ширина» для улучшения аэродинамических качеств такой конструктивной формы [11-13].

Длительные деформации ползучести могут вызвать возникновение неровностей поверхности рельса, что является явной угрозой для безопасности поездов на линиях HSR.

Все средние – и длиннопролётные мосты на HSR в Китае используют балластный рельсо-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

вый путь, где действие ползучести легче контролировать, регулировать, чем при безбалластном покрытии.

С точки зрения строительного проектирования действие ползучести регулируется с помощью увеличения высоты балки и снижения разности напряжений между верхними и нижними волокнами балки при комбинации длительных нагрузок.

Кроме того, чтобы снизить динамическое поведение балки, скорость поезда приходится ограничивать до 250 км/час.

Выводы

В заключение, обобщая отмеченные выше проблемы, можно указать три наиболее важные аспекта в проектировании мостов на линиях HSR в Китае в будущем, в т. ч. ближайшем.

1. обеспечение вертикальной жёсткости;
2. кручение торцов балки;
3. продольная жёсткость мостов.

В Китае современная система мониторинга больших мостов не располагает достаточно репрезентативной информацией по деформациям мостов и рельсового пути, но такие исследования целенаправленно уже проводятся с использованием оптимального расположения сенсоров, различных систем мониторинга и, что особенно важно, быстрой диагностики опасностей.

Дальнейшее развитие HSR в Китае связывают с новыми специальными пролётами в будущем, которые зависят от социальных потребностей, конкурса проектов, новых концепций и экспериментов.

В Китае планируются длиннопролётные мосты, основанные на новой технике и тщательных предварительных исследованиях [14-16].

Например, изучается перспектива вантового – балочного моста с главным пролётом 1092 м через р. Янцзы как часть линии Нантонг – Шанхай, на котором будут и HSR и автобан [16].

Кроме того, сейчас проводится предварительное изучение возможности висячих мостов на линиях HSR, таких как мост Янчжоу через р. Янцзы с главным пролётом 1120 м и мост через пролив Кьёгчжоу с главным пролётом 1408 м.

На этой оптимистической для мирового мостостроения ноте я завершаю свой обзор.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Chen, L. J. Development and practice of large – span bridges on China HSR [Text] / L. J. Chen, J. Qiao // Rail Econ. Res., 2010. – v. 98, – pp. 46-50 (in Chinese).
2. Ministry Railways of China. Code for Design of Highs Speed Railway, TB 10621-2009 [Text]. – China Railway Press; 2009 (in Chinese).
3. Yi, L. X. Engineering characteristic and key technique of Dashenguan Changjiang river bridge [Text] / L. X. Yi // Steel Constr., 2007. – v. 22. – pp. 78-80 (in Chinese).
4. Fryba, L. A rough assessment of railway bridges for high speed trains [Text] / L. A. Fryba // Eng. Struct.; 2001. – v. 23. – pp. 548-556.
5. Raghunathan, R. S. Aerodynamics of high-speed railway train [Text] / R. S. Raghunathan, H. D. Kim, T. Setoguchi // Prog. Aerospace Sci.; 2002. – v. 38. – pp. 469-514.
6. Dias, R. A study of the lateral dynamic behaviour of high speed railway viaducts and its effect on vehicle ride comfort and stability [Text] / R. Dias, J. M. Goicolea Ruigómez, F. Gabaldon Castillo, M. Cuadrado Sanguino, J. Nasarre, P. Gonzalez Requejo. – 2008.
7. Calcada, R. Track-bridge interaction on high-speed railways [Text] / R. Calcada, R. Delgado, A. Campos a Matos, J. M. Goicolea, F. Gabaldon. – Portugal; 2007. – pp. 15-66.
8. Kumar, Rakesh Effect of temperature gradient on track-bridge interaction [Text] / Rakesh Kumar, Akhil Upadhyay // Interact. Multiscale Mech., 2012. –v. 5(1). – pp. 1-12.
9. Xu, Y. Bridge overall design by siyuan survey on Wuhan – Guangzhou high-speed railway [Text] / Y. Xu, F. H. Jin, F. T. Yand, S. M. Cai // Rail. Stand Des., 2010. – v. 1. – pp. 94-99 (in Chines).
10. Zhu, B. Design of continuous welded rail upon long span cable – stayed bridge with steel – concrete composite box beam [Text] / B. Zhu // Rail. Stand Des., 2012. – v.2. – pp. 4-15 (in Chinese).
11. Li, Y. Dynamics of wind – rail vehicle-bridge systems [Text] / Y. Li, S. Qiang, H. Liao, Y. Xu // J. Wind Eng. Ind. Aerodyn., 2005. – v. 93. – pp. 483-507.
12. Wang, S. Nonlinear coupling vibration analysis of wind load-train-long-span bridge system [Text] / S. Q. Wang, H. Xia, W. W. Guo, X. T. Du // J Beijing Jiaotong Univ., 2012. – v. 36. – pp. 36-46 (in Chinese).
13. Li, Y. Study on vibration rules of longitudinal force of continuous welded rails on long-span cable – stayed bridge [Text] / Y. Li // J. Rail. Eng. Soc., 2012. – v. 169. – pp. 42-46 (in Chinese).

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

14. Lio, J. O. Ma W.F. Construction monitoring and control of Liuxihe bridge [Text] / J. O. Ma W.F. Lio, W. F. Wang // Sei. Technol. Eng., 2011. – v. 15 (in Chinese).
15. Xiao, H. Z. Design of Anqing Changjiang river railway bridge [Text] / H. Z. Xiao, W. Xu, Z. Y. Gao // Bridge Constr., 200. – v. 5 – pp. 6-8 (in Chinese).
16. Zi, H. M. Feasibility study on 1092 m cable – stayed bridge on Shanghai – Nantong HSR [Text] / H. M. Zi // Rail. Eng., 2011. – v. 6. – pp. 1-4 (in Chinese).

М. І. КАЗАКЕВИЧ*

* Каф. «Мости», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. 49 (211) 495 36 17, ел. пошта mkazak@rambler.ru

СУЧАСНИЙ РОЗВИТОК ПРОЕКТУВАННЯ І БУДІВНИЦТВА СЕРЕДНЬО – І ВЕЛИКОПРОГОНОВИХ МОСТІВ НА ВИСОКОШВИДКІСНИХ ЗАЛІЗНИЦЯХ (HSR) КИТАЮ

Мета. Огляд методів проектування і будівництва залізничних мостів середніх і великих прогонів на високошвидкісних магістралях Китаю. **Методика.** Для досягнення поставленої мети вивчено досвід проектування і будівництва середньо і великопрогонових мостів на високошвидкісних залізницях Китаю. **Результати.** Аналіз традиційних і сучасних підходів до проектування мостів на високошвидкісних магістралях залізниць Китаю і розробка сучасних вимог до проектування таких мостів. **Наукова новизна.** Пропонуються нові, високоефективні підходи до розробки проектів залізничних мостів на високошвидкісних магістралях. **Практична значимість.** Застосування отриманих результатів до розрахунків і проектування мостів на високошвидкісних магістралях залізниць Китаю.

Ключові слова: середньопрогонові мости; великопрогонові мости; мости Китаю; жорстка рама; гнучка арка; деформація балки

MICHAEL KAZAKEVITCH*

* Dept. of Bridges, Dnepropetrovsk national university of railway transport named after academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnepropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. 49 (211) 495 36 17, e-mail mkazak@rambler.ru

MODERN THE DEVELOPMENT OF DESIGN AND CONSTRUCTION MEDIUM AND LONGER SPANS OF BRIDGES ON THE HIGH-SPEED RAIL (HSR) OF CHINA

Purpose. Review of methods of design and construction of railway bridges medium and longer spans on high-speed lines in China. **Methodology.** To achieve this goal studied the experience of the design and construction of medium and longer spans bridges on the high-speed railway in China. **Findings.** Analysis of traditional and modern approaches to the design of bridges on high-speed highway of railways of China's and development of modern requirements for the design of such bridges. **Originality.** Is proposed new, highly effective approach to developing projects of bridges on high-speed railways. **Practical value.** Application of the results to the calculation and design of bridges on high-speed highways of Railway of China.

Keywords: medium spans bridges; longer spans bridges; bridges in China; rigid frame; flexible arch; deformation of the beam

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

Поступила в редколлегию 28.06.2014.

Принята к печати 02.07.2014.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 624.012.25:539.431:539.3

В. М. КАРПЮК^{1*}, К. І. АЛБУ^{2*}, Д. С. ДАНИЛЕНКО, Ю. А. СЬОМІНА

^{1*} Кафедра опору матеріалів, Одеська державна академія будівництва та архітектури, вул. Дідріхсона, 4, Одеса, Україна, 65029, тел./факс +38 (048) 723 35 10, ел. пошта v.karpiuk@ukr.net

^{2*} Кафедра опору матеріалів, Одеська державна академія будівництва та архітектури, вул. Дідріхсона, 4, Одеса, Україна, 65029, тел. +38 (067) 188 82 43, ел. пошта albu_katj@mail.ru

ВПЛИВ ЦИКЛІЧНОГО ЗНАКОЗМІННОГО НАВАНТАЖЕННЯ НА МІЦНІСТЬ, ТРІЩИНОСТІЙКІСТЬ ТА ДЕФОРМАТИВНІСТЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ, ЩО ЗГИНАЮТЬСЯ

Мета. Вивчити системний вплив високих рівнів знакозмінного малоциклового навантаження та інших чинників на міцність, тріщиностійкість та деформативність прогінних непереармованих залізобетонних конструкцій та вдосконалити інженерну методику їх розрахунку, що базується на деформаційному методі з урахуванням зазначеного та інших факторів. **Методика.** Для вивчення вказаного та інших питань експериментальні дослідження виконуються згідно з теорією планування за чотирьохфакторним трирівневим планом Бокса B_4 . Дослідні зразки – це залізобетонні балки прямокутного перерізу з розмірами 200×100 мм, довжиною 1975 мм, армовані двома плоскими зварними каркасами з симетричною поздовжньою нижньою та верхньою арматурою $2\phi 14$ A500C і поперечною $2\phi 3$, 4, 5 ВрІ з відносними прольотами зрізу $a/h_0 = 1, 2, 3$, виготовлені з важкого бетону класів С 16/20 (В20), С 30/35 (В35), С40/50 (В50) та випробувані малоцикловим знакозмінним навантаженням різних рівнів. **Результати.** В даній статті розглядаються результати досліджень вказаних у табл. 1 і 2 зразків-балок, виготовлених при середніх значеннях конструктивних чинників та випробуваних на дію малоциклового знакозмінного навантаження рівнів: $\eta = \pm 0,5$; $\eta = \pm 0,65$; $\eta = \pm 0,8$ від руйнівного. **Наукова новизна.** Вперше отримано нові експериментальні дані щодо міцності, тріщиностійкості та деформативності дослідних зразків-балок, доведених малоцикловим знакозмінним навантаженням високих рівнів до вичерпання їхньої несучої здатності ($W_1 \geq 0,4$ мм; $f/l \geq 1/150$). Виконання запланованих експериментально-теоретичних досліджень у повному обсязі дасть можливість оцінити системний вплив конструктивних чинників та факторів зовнішньої дії на вказані параметри як зокрема, так і у взаємодії, вдосконалити методику розрахунку міцності як похилих, так і нормальних перерізів прогінних елементів, а також їх тріщиностійкості та деформативності на основі деформаційної моделі, розробити пропозиції щодо вдосконалення чинних нормативних методик розрахунку їхньої несучої здатності. **Практична значимість.** Отримані результати будуть використані у навчальному процесі ВНЗ будівельного профілю, при проектуванні прогінних залізобетонних конструкцій, які зазнають дії малоциклових знакозмінних навантажень високих рівнів, що дасть можливість підвищити їхню надійність та довговічність, приймати обґрунтовані рішення щодо раціонального використання матеріалів.

Ключові слова: малоциклове знакозмінне навантаження; залізобетонна балка; міцність; тріщиностійкість; деформативність; експеримент

Вступ

Велика кількість прогінних залізобетонних конструкцій під час експлуатації зазнає дії малоциклових повторних та знакозмінних навантажень, які виникають в межах експлуатаційного рівня, а інколи й перевищують його. Такі явища виникають при вітрових, технологічних, сейсмічних, температурно-вологісних та інших

впливах, а також під час реконструкції будівель та споруд, яка супроводжується зміною схеми завантаження та напружено-деформованого стану конструкції із залізобетону, який за оцінками фахівців залишиться ще, як мінімум, на 50 років основним будівельним матеріалом. Тому з метою підвищення ефективності капітальних вкладень існує реальна необхідність вдосконалення існуючих методів розрахунків нормаль-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

них і, особливо, похилих перерізів вказаних конструкцій на зазначені навантаження, насамперед, тому, що зміна знаку навантаження, його рівня та невизначене повторення в процесі експлуатації може призвести до наслідків, якісно відмінних від отриманих при розрахунку на сталі навантаження одного знаку максимальної інтенсивності, на яке, власне, орієнтовані більшість діючих норм проектування.

Постановка задачі

Слід окремо зазначити, що якщо у діючих вітчизняних та закордонних національних нормах проектування навіть при сталому навантаженні закладені методи розрахунку міцності похилих перерізів прогінних конструкцій, далекі від досконалості за точністю та надійністю прогнозу і які значно «відстають» у цьому відношенні від методів розрахунку міцності нормальних перерізів, то вплив небагатоповторного циклічного знакозмінного і знакопостійного навантажень в них не ураховується зовсім, тим більше високого рівня, оскільки їх робота залишається ще недостатньо вивченою. Тому дослідження у вказаному напрямку являються важливими та актуальними.

Аналіз останніх досліджень

Розпочата ще понад 100 років тому назад дискусія про те, в що перетворюється залізобетонний елемент після утворення похилих тріщин: розпірну (А. N. Talbot) чи фермову (E. Mörsch) систему продовжується і нині. Подальші закордонні дослідження у цьому напрямку були спрямовані, в основному, на вдосконалення фермової аналогії E. Mörsch, P. E. Regan, F. Leonhardt, T. C. Zsutu та ін. А роботи I. Ramirez і I. Vreen по модифікованій фермовій аналогії лягли в основу сучасного Eurocode 2, M. P. Collins та D. Mitchell по модифікованій теорії полів стиску – теперішніх канадських і норвежських національних норм проектування.

Проте, подальший розвиток теорії залізобетону показав, що ці методи з огляду своєї умовності не відображають у достатній мірі дійсну роботу приопорних ділянок прогінних залізобетонних елементів. Тому в середині минулого століття під керівництвом О. О. Гвоздева спочатку В. І. Мурашевим, а потім М. С. Боришанським був створений новий метод розрахунку

похилого перерізу на дію поперечної сили у стадії руйнування, який потім постійно вдосконалювався чисельними працями вітчизняних вчених, серед яких виділяються роботи О. С. Залесова, О. С. Зорича, В. С. Дорофєєва, Л. О. Дорошкевича, В. Г. Карабаша, Ю. А. Климова, В. І. Колчукова, В. П. Митрофанова, А. В. Петросяна, В. П. Чиркова та ін.

З метою вдосконалення методу розрахунку приопорних ділянок прогінних конструкцій у стадії руйнування в середині 80-х років минулого століття Ю. А. Климов і О. С. Залесов розробили фізичну модель залізобетонної балки, яка із суцільного тіла під навантаженням поступово перетворюється у дисково-в'язеву систему [1].

Проте, під час перегляду старих вітчизняних норм СНиП2.03.01-84* автори нових російських стандартів [2], такі визнані фахівці, як О. С. Залесов, О. І. Звєздов, Т. А. Мухамедієв, Є. О. Чистяков прийшли до висновку, що існуючі методи розрахунку міцності похилих перерізів залізобетонних конструкцій ще не досягли такого рівня, щоби їх можна було б прийняти у якості нормативних методів. Виходячи з цього, в нових російських нормах прийнята спрощена розрахункова схема приопорної ділянки прогінного залізобетонного елемента з метою створення додаткового запасу міцності.

Вигідно в цьому відношенні відрізняються праці О. Б. Голишева, А. М. Бамбури, О. І. Давиденка [3] та ін., в яких за допомогою деформаційного методу несуча здатність похилих перерізів прогінних конструкцій визначається через несучу здатність нормальних перерізів.

Знаходить застосування в практиці проектування залізобетонних елементів також метод Б. Г. Демчини, А. О. Дорошкевича, С. Б. Максимович [4] та ін., який також поєднує в собі розрахунок похилих і нормальних перерізів у традиційній постановці з використанням дослідних даних F. Leonhardt.

Далеко за межами України відомі роботи Є. М. Бабича [5], М. С. Торяника, П. Ф. Вахненка, Г.Х. Масюка [6], В. П. Митрофанова [7, 8], В. І. Колчунова [9], А. М. Павлікова [10], Й. Й. Лучка [11], В. С. Дорофєєва [12,13,14,15], М. І. Карпенка [16], В. І. Корсуна [17], В. М. Карпюка [18-21], Л. І. Стороженка, Д. А. Ярмоленка, П. С. Гомона [22], О. О. Заречанського [23], М. С. Зінчука [24], С. Х. Кара-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

петяна [25], О. І. Корнійчука [26] по вивченню працездатності складнонапружених залізобетонних конструкцій в умовах одноразових, повторних малоциклових та інших навантажень, звичайних та підвищених температур тощо.

Є. М. Бабич та його учні малоцикловим називають навантаження, кількість повторення яких за весь термін служби складає десятки, сотні, а інколи й тисячі разів. В їхніх працях був встановлений критерій для визначення граничного числа повторних навантажень, суть якого полягає в стабілізації деформацій у бетоні, коли абсолютний приріст деформацій наступного навантаження незначно перевищує абсолютний приріст деформацій попереднього навантаження. Ними був зроблений важливий висновок про те, що основний процес деформування бетону закінчується після перших 10-ти циклів.

Початок дослідженням роботи залізобетонних елементів під дією знакозмінного навантаження, зафіксованих у доступній авторам науковій літературі, зробив В. Я. Немировський ще у 1949 році вивченням впливу знакозмінного навантаження на тріщиностійкість залізобетонних балок. Починаючи з 1961 року проблемою опору залізобетону дії циклічного навантаження займався Л. П. Макаренко та його учні: Є. М. Бабич, Н. М. Бітько, А. В. Гергель, В. В. Масліченко, Г. Х. Масюк, В. Н. Рубель, І. Д. Свинаренко, Г. А. Фенко та ін.

Суттєвий внесок в розвиток науки про складний напружено-деформований стан залізобетону, зумовлений циклічним навантаженням у тому числі, зробили такі визначні фахівці та відомі вчені, як Т. Н. Азізов, В. С. Александровський, В. Я. Багрій, А. М. Бамбура, А. Я. Барашиков, О. Я. Берг, Г. Ф. Беченєв, В. В. Блінков, З. Я. Бліхарський, О. П. Борисюк, А. І. Валовий, А. В. Войцеховський, О. С. Городецький, Б. Г. Гнідець, О. Б. Голишев, С. С. Гомон, П. С. Гомон, А. Б. Григорчук, В. О. Гришин, А. В. Гришин, О. І. Давиденко, В. С. Дорофєєв, Є. В. Жук, Н. І. Ільчук, В. В. Караван, В. Г. Казачек, М. І. Карпенко, Р. І. Кінаш, І. Л. Корчинський, В. Г. Кваша, Є. В. Клименко, Ф. Є. Клименко, С. Ф. Клованич, О. І. Корнійчук, А. М. Кокарєв, Ю. О. Крусь, В. С. Кукунаєв, В. І. Корсун, О. М. Кухнюк, Й. Й. Лучко, Л. Р. Маїлян, Г. А. Молодченко, Р. Х. Мирмухамедов, Ю. І. Немчинов, Ю. М. Панчук,

А. В. Перельмутер, А. П. Погореляк, В. А. Ржевський, В. В. Руденко, М. В. Савицький, О. В. Семко, Г. М. Ставров, С. Л. Фомін, Т. Л. Чирва, Е. Д. Чихладзе, О. Л. Шагін, Б. Н. Шевченко, В. С. Шмуклер, О. Ф. Яременко, О. В. Яшин та ін.

Великий внесок у вивчення питань міцності та тріщиностійкості похилих перерізів прогінних залізобетонних елементів зробили такі відомі фахівці як М. С. Боришанський, Р. Вальтер, П. Ф. Вахненко, О. О. Гвоздєв, Л. Г. Двоскіна, А. О. Дмитренко, Л. О. Дорошкевич, В. С. Дорофєєв, О. С. Залесов, О. С. Зорич, М. І. Карпенко, В. М. Карпюк, Ю. А. Климов, А. П. Кудзис, А. А. Кудрявцев, Л. Л. Кукша, Ф. Леонгардт, Г. М. Мамедов, Е. Мерш, В. П. Митрофанов, В. І. Мурашев, К. Ю. Николаєв, П. Ріган, С. А. Тихомиров, М. С. Торяник, М. Н. Убайдулаєв, А. А. Цейтлін, Б. А. Шостак та ін.

Проведений авторами статті аналіз та подальші дослідження показали, що характер напружено-деформованого стану роботи і руйнування складнонапружених залізобетонних елементів під дією повторних навантажень високих рівнів суттєво відрізняється від прийнятих в указаних методах розрахункових схем і моделей, а наявних рекомендацій в опублікованих джерелах недостатньо для достовірного прогнозу їхньої міцності, тріщиностійкості та деформативності.

Мета даної роботи – виявити вплив знакозмінного малоциклового навантаження високих рівнів на міцність, тріщиностійкість та деформативність нормальних і похилих перерізів залізобетонних балкових елементів, а також поповнити банк експериментальних даних для вдосконалення інженерної методики їхнього розрахунку на деформаційній основі.

Об'єкт дослідження – однопрогінні неперерармовані залізобетонні балки прямокутного перерізу без попереднього напруження з поперечним знакозмінним навантаженням високих рівнів у вигляді двох зосереджених сил, бетонні куби та призми.

Предмет дослідження – напружено-деформований стан, міцність, тріщиностійкість та деформативність нормальних і похилих перерізів прогінних залізобетонних елементів балочного типу з урахуванням дії конструктивних чинників та факторів зовнішньої дії.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Робоча *гіпотеза досліджень* полягає в розробці методології виконання системних натурних і числових експериментів, що базуються на теорії планування, з використанням спеціального лабораторного устаткування для створення циклічного знакозмінного поперечного навантаження; *вивченні впливу* конструктивних чинників та факторів зовнішньої дії на несучу здатність дослідних елементів, а також у *виявленні залежності* можливих схем руйнування від відповідного співвідношення вказаних факторів; *розробці та вдосконаленні* нелінійних розрахункових моделей прогінних залізобетонних конструкцій з урахуванням дії вказаного навантаження, а також інженерної методики розрахунку їхньої міцності, тріщиностійкості та деформативності.

Методика досліджень

Згідно з прийнятою методологією натурний експеримент виконується за чотирьохфакторним трирівневим планом Бокса В₄. Варіювання факторів здійснювали за даними літературного огляду джерел, який показав, що найбільш впливовим фактором X_1 є величина відносного прольоту зрізу a/h_0 , яка змінювалась на трьох рівнях: $a = h_0$, $2h_0$ і $3h_0$. Другим за величиною впливу, як правило, є такий конструктивний чинник як клас важкого бетону: $X_2 \rightarrow C 16/20$, $C 30/35$, $C 40/50$, а третім – величина (кількість) поперечного армування на припорних ділянках: $X_3 \rightarrow \rho_W = 0,0016$; $0,0029$; $0,0044$. У якості четвертого прийнятий фактор зовнішньої дії X_4 – рівень знакозмінного навантаження: $\eta = \pm 0,50$; $\pm 0,65$; $\pm 0,80$ від фактичної несучої здатності, тобто величини поперечного навантаження, при якому ширина розкриття похилих тріщин W_k перевищувала 0,4 мм, а стріла прогинів $f \geq l/150$.

Дослідні зразки-балки зберігали у нормальних тепло-вологісних умовах при температурі 20 ± 2 °C і майже 100 % вологості повітря протягом 100..110 днів. Перед випробуванням на бокові поверхні балок наносили тонкий шар вапняного розчину з метою полегшення фіксації утворення та розвитку нормальних і похилих тріщин, а потім висушували їх до природної вологості. Деформації бетону, арматури і прогини дослідних зразків вимірювали за допомо-

гою індикаторів годинникового типу з ціною поділки, відповідно, 0,001 мм і 0,01 мм.

Випробування дослідних зразків здійснювали за схемою однопрогінної вільно обпертої балки, почергово завантаженої то зверху, то знизу двома зосередженими силами без зміни її (балки) положення.

Перед основним експериментом спочатку почергово випробували 25 дослідних балок (зразків-близнюків) першої серії на дію одноразового короточасного ступеневого навантаження, практично, до руйнівного стану, коли ширина розкриття похилих тріщин і стріла прогинів перевищувала допустимі значення. Надалі випробували аналогічні дослідні балки другої серії на дію знакозмінного небагатоповерного поперечного навантаження вказаних високих рівнів. Заплановані також випробування таких же балок третьої серії на дію знакопостійного навантаження аналогічних рівнів.

Комплексним планом експериментів передбачені також повторні випробування підсиленних вуглепластиками похилих й нормальних перерізів майже зруйнованих дослідних зразків-балок другої і третьої серій на дію аналогічного попередньому навантаження.

Кількість циклів знакозмінного і знакопостійного навантаження продиктована критерієм стабілізації деформацій у бетоні Є. М. Бабица та його учнів і складає не менше 10, якщо дослідні зразки-балки не зруйнувалися при меншому числі циклів.

Результати

Деякі результати випробувань дослідних зразків-балок першої і другої серій згідно з прийнятою методикою [27] представлені в табл. 1 і 2 у вигляді руйнівної поперечної сили $V_{ul,2} = F_{ul,2}$, стріли прогинів $f_{1,2}$, максимальної ширини розкриття нормальних W_{ku}^\perp , W_k^\perp і похилих W'_{ku} , W'_k тріщин, відносних деформацій крайніх фібр стиснутого бетону ϵ_{cu} , ϵ_c , розтягнутої ϵ_{su} , ϵ_s та стиснутої ϵ'_{su} , ϵ'_s арматури на непарних (а) і парних (б) напівциклах.

Абсолютна більшість дослідних балок обох серій зруйнувалися за похилими перерізами в обох або одному (частіше) з прольотів зрізу. Критеріями руйнування дослідних зразків слугували: досягнення граничних значень дефор-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

мацій в бетоні або арматурі, надмірне розкриття (до 1 мм) похилих (частіше) або нормальних (рідше) тріщин, суттєве збільшення (до 15 мм)

стріли прогинів, відсутність приросту або деякий спад (до 15 %) показників манометра на сосної станції силової установки.

Таблиця 1

Величина руйнуючого ($2F_{ult}$) і циклічного ($\eta \cdot 2F_{ult}$) навантаження та значень в зразках-балках

№ до-слі-ду	Прольот зрізу a / h_0 , мм	Клас бетону C , МПа	Коеф. попер. арм. ρ_{sw} (\emptyset ВрІ)	$\eta = \frac{2F}{2F_{ult}}$	$2F_{ult}$, кН	f_u , мм	W_{ku}^\perp , мм	W'_{ku} , мм	$\varepsilon_{cu} \cdot 10^{-5}$	$\varepsilon_{su} \cdot 10^{-5}$	$\varepsilon'_{su} \cdot 10^{-5}$
					$\eta \cdot 2F_{ult}$, кН	f , мм	W_k^\perp , мм	W'_k , мм	$\varepsilon_c \cdot 10^{-5}$	$\varepsilon_s \cdot 10^{-5}$	$\varepsilon'_s \cdot 10^{-5}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	525	C40/50	0,0044 (2 Ø5)	±0,80	–	–	–	–	–	–	–
2	525	C40/50	0,0044 (2 Ø5)	±0,50	–	–	–	–	–	–	–
3	525	C40/50	0,0016 (2 Ø3)	±0,80	–	–	–	–	–	–	–
4	525	C40/50	0,0016 (2 Ø3)	±0,50	–	–	–	–	–	–	–
5	525	C16/20	0,0044 (2 Ø5)	±0,80	–	–	–	–	–	–	–
6	525	C16/20	0,0044 (2 Ø5)	±0,50	–	–	–	–	–	–	–
7	525	C16/20	0,0016 (2 Ø3)	±0,80	–	–	–	–	–	–	–
8	525	C16/20	0,0016 (2 Ø3)	±0,50	–	–	–	–	–	–	–
9	175	C40/50	0,0044 (2 Ø5)	±0,80	–	–	–	–	–	–	–
10	175	C40/50	0,0044 (2 Ø5)	±0,50	135,0	6,02	0,2	0,9	132,8	95,7	116,0
					67,5	3,14	0,1	0,2	66,7	45,0	85,1
11	175	C40/50	0,0016 (2 Ø3)	±0,80	171,8	5,71	0,25	0,82	131,5	85,2	136,7
					137,5	5,58	0,3	0,8	123,3	75,7	209,8
12	175	C40/50	0,0016 (2 Ø3)	±0,50	147,3	4,24	0,25	0,8	101,2	59,83	113,7
					73,7	4,5	0,05	0,4	53,5	28,2	123,6
3	175	C16/20	0,0044 (2 Ø5)	±0,80	110,5	3,67	0,2	0,8	87,3	52,2	97,6
					88,4	4,19	0,15	0,7	75,3	48,0	115,5
14	175	C16/20	0,0044 (2 Ø5)	±0,50	106,4	4,51	0,12	1,0	103,3	68,17	104,7
					53,2	4,46	0,05	0,4	58,8	38,8	81,3

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Закінчення таблиці 1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
15	175	C16/20	0,0016	±0,80	110,5	4,24	0,15	0,85	97,6	63,5	100,9
			(2 Ø3)		88,4	5,94	0,1	1,0	131,3	94,3	121,7
16	175	C16/20	0,0016	±0,50	77,7	3,64	0,15	1,1	82,2	56,0	79,3
			(2 Ø3)		38,9	2,54	0,1	0,4	49,8	34,7	56,3
17	525	C30/35	0,0029	±0,65	61,4	4,46	1,0	0,8	149,2	85,0	170,7
			(2 Ø4)		39,9	4,25	0,4	1,2	134,2	80,0	245,0
18	175	C30/35	0,0029	±0,65	167,8	4,79	0,75	0,25	112,8	69,0	124,1
			(2 Ø4)		109,1	4,61	0,2	0,45	101,4	73,7	92,8
19	350	C40/50	0,0029	±0,65	90,0	5,02	0,25	1,1	140	91,7	143,6
			(2 Ø4)		58,5	5,4	0,15	0,6	132	92,3	145,7
20	350	C16/20	0,0029	±0,65	77,7	5,04	0,2	0,95	142,1	90,83	150
			(2 Ø4)		50,5	4,59	0,25	1,3	127,8	83,3	179,7
21	350	C30/35	0,0044	±0,65	73,7	4,07	0,2	0,8	116,5	71,33	128,0
			(2 Ø5)		47,9	7,39	0,2	0,5	188,3	145,7	109,8
22	350	C30/35	0,0016	±0,65	53,2	2,94	0,15	1,2	84,17	51,67	92,3
			(2 Ø3)		34,6	2,6	0,1	0,4	61,3	34,33	127,7
23	350	C30/35	0,0029	±0,80	77,7	5,08	0,6	0,6	141,5	93,0	144,4
			(2 Ø4)		62,2	4,53	0,35	0,8	110,7	69,7	176,3
24	350	C30/35	0,0029	±0,50	77,7	5,08	0,6	0,6	141,5	93,0	144,4
			(2 Ø4)		38,9	2,96	0,1	0,3	83,3	53,3	126,7
25	350	C30/35	0,0029	±0,65	77,7	5,08	0,6	0,6	141,5	93,0	144,4
			(2 Ø4)		50,5	3,88	0,2	0,3	101,2	69,0	124,0

Таблиця 2

Зміна ширини розкриття нормальних (W_k^\perp) і похилих (W_k') тріщин в балках при циклічному навантаженні

№ циклу	№ випробуваного зразка-балки																
	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	
	W_k^\perp , мм																
W_k' , мм																	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
1	а*	0,1	0,25	0,05	0,1	0,05	0,1	0,1	0,15	0,2	0,1	0,15	0,15	0,1	0,35	0,1	0,15
		0,15	0,4	0,15	0,35	0,15	0,9	0,25	0,2	0,4	0,3	0,4	0,15	0,2	0,3	0,1	0,35
	б	0,1	0,22	0,05	0,15	0,05	0,1	0,1	0,25	0,25	0,15	0,25	0,15	0,1	0,15	0,1	0,15
		0,2	0,45	0,2	0,4	0,17	1,0	0,25	0,7	0,35	0,4	0,6	0,35	0,2	0,4	0,25	0,3

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Закінчення таблиці 2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
2	а	0,1	0,22	0,05	0,1	0,05	–	0,1	0,15	0,15	0,2	0,15	0,2	0,1	0,2	0,15	0,2
		0,15	0,5	0,2	0,4	0,2	–	0,3	0,35	0,3	0,4	0,6	0,4	0,2	0,2	0,15	0,35
	б	0,1	0,25	0,07	0,16	0,05	–	0,1	0,3	0,2	0,15	0,25	0,15	0,1	0,15	0,1	0,2
		0,2	0,5	0,22	0,47	0,2	–	0,3	0,8	0,3	0,4	0,62	0,4	0,35	0,5	0,35	0,35
3	а	0,1	0,2	0,05	0,1	0,05	–	0,1	0,2	0,2	0,17	0,15	0,2	0,1	0,2	0,15	0,15
		0,15	0,6	0,22	0,45	0,22	–	0,32	0,35	0,27	0,4	0,8	0,35	0,3	0,25	0,15	0,35
	б	0,1	0,3	0,07	0,17	0,07	–	0,1	0,2	0,25	0,15	0,2	0,15	0,1	0,15	0,1	0,15
		0,2	0,55	0,24	0,5	0,24	–	0,32	0,8	0,45	0,4	0,7	0,4	0,35	0,4	0,3	0,3
4	а	0,1	0,2	0,05	0,1	0,05	–	0,1	0,2	0,2	0,15	0,2	0,2	0,1	0,2	0,2	0,2
		0,15	0,5	0,2	0,47	0,2	–	0,35	0,35	0,4	0,35	0,82	0,4	0,25	0,4	0,15	0,35
	б	0,1	0,25	0,05	0,17	0,05	–	0,1	0,35	0,2	0,11	0,25	0,15	0,1	0,15	0,1	0,2
		0,2	0,5	0,4	0,52	0,4	–	0,3	0,9	0,4	0,4	0,8	0,45	0,35	0,45	0,35	0,35
5	а	0,12	0,25	0,05	0,1	0,05	–	0,1	0,25	0,15	0,15	0,2	0,15	0,1	0,3	0,1	0,2
		0,15	0,7	0,25	0,5	0,25	–	0,35	0,35	0,4	0,45	0,9	0,45	0,3	0,4	0,15	0,4
	б	0,1	0,25	0,05	0,17	0,05	–	0,1	0,4	0,2	0,16	0,2	0,2	0,1	0,25	0,1	0,2
		0,2	0,55	0,4	0,55	0,4	–	0,3	0,6	0,4	0,45	0,8	0,3	0,35	0,6	0,3	0,35
6	а	0,1	0,25	0,05	0,1	0,05	–	0,1	0,2	0,15	0,1	0,2	0,17	0,1	0,25	0,15	0,2
		0,15	0,7	0,22	0,55	0,22	–	0,35	0,35	0,4	0,4	1,0	0,3	0,25	0,5	0,2	0,4
	б	0,1	0,25	0,05	0,15	0,05	–	0,1	0,3	0,25	0,15	0,25	0,15	0,1	0,15	0,1	0,2
		0,2	0,57	0,4	0,57	0,4	–	0,36	0,6	0,45	0,55	0,65	0,4	0,35	0,8	0,3	0,3
7	а	0,1	0,25	0,05	0,1	0,05	–	0,1	0,2	0,16	0,15	0,2	0,2	0,1	–	0,15	0,15
		0,15	0,7	0,22	0,6	0,22	–	0,37	0,35	0,4	0,4	1,1	0,35	0,25	–	0,2	0,45
	б	0,1	0,25	0,05	0,16	0,05	–	0,1	0,3	0,25	0,15	0,25	0,1	0,1	–	0,1	0,25
		0,2	0,55	0,4	0,6	0,41	–	0,37	0,8	0,45	0,5	0,75	0,4	0,35	–	0,3	0,3
8	а	0,1	0,25	0,05	0,1	0,05	–	0,1	0,2	0,2	0,12	0,25	0,2	0,1	–	0,1	0,2
		0,15	0,7	0,25	0,6	0,25	–	0,36	0,4	0,45	0,35	1,2	0,45	0,3	–	0,25	0,5
	б	0,1	0,25	0,05	0,15	0,05	–	0,1	0,3	0,22	0,15	0,25	0,2	0,1	–	0,1	0,2
		0,2	0,57	0,4	0,6	0,4	–	0,4	0,8	0,45	0,6	0,8	0,5	0,35	–	0,3	0,3
9	а	0,1	0,25	0,06	0,1	0,05	–	0,1	0,2	0,2	0,1	0,15	0,2	0,1	–	0,1	0,2
		0,15	0,8	0,25	0,62	0,25	–	0,35	0,35	0,4	0,4	1,3	0,35	0,3	–	0,25	0,45
	б	0,1	0,29	0,05	0,15	0,05	–	0,1	0,3	0,2	0,15	–	0,2	0,1	–	0,15	0,2
		0,2	0,72	0,4	0,67	0,4	–	0,35	0,75	0,45	0,6	–	0,5	0,4	–	0,3	0,35
10	а	0,1	0,25	0,08	0,1	0,05	–	0,1	0,2	0,15	0,1	–	0,2	0,1	–	0,15	0,2
		0,15	0,83	0,25	0,66	0,25	–	0,35	0,4	0,45	0,4	–	0,3	0,3	–	0,25	0,45
	б	0,1	0,27	0,05	0,15	0,05	–	0,1	0,3	0,2	0,15	–	0,2	0,1	–	0,1	0,2
		0,2	0,73	0,4	0,7	0,4	–	0,4	0,7	0,45	0,6	–	0,5	0,4	–	0,3	0,3

* а – перший (1) напівцикл поперечного навантаження зверху; б – другий (2) напівцикл поперечного навантаження знизу.

© В. М. Карпюк, К. І. Албу, Д. С. Даниленко, Ю. А. Сьоміна, 2014

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Як видно із табл. 1, несуча здатність балок як при одноразовому, так і при знакозмінному циклічному навантаженні різко зростає зі зменшенням відносного прольоту зрізу. При цьому, змінюється також і характер їх руйнування: при великих ($a/h_0 = 3$) і середніх ($a/h_0 = 2$) прольотах зрізу – за схемами С/V або В/М [19, 20], тобто за похилою тріщиною від переважної дії поперечної сили або згинального моменту, а при малих прольотах зрізу – за схемою Д//см, тобто похилою стислою смугою.

Збільшення класу бетону від С16/20 до С40/50 не призводить до пропорційного збільшення несучої здатності приопорних та інших ділянок дослідних зразків-балок, очевидно, тому, що міцність бетону на розтяг зростає, при цьому, повільніше, ніж на стиск.

Аналогічна картина спостерігається зі збільшенням кількості поперечної арматури від $\rho_w = 0,0016$ до $\rho_w = 0,0044$, яка разом з поздовжньою арматурою після поділу дослідного елемента на окремі блоки та силами зчеплення між ними сприймала зовнішнє поперечне навантаження.

Прикладання малоциклового знакозмінного навантаження, особливо високих рівнів, не тільки зменшувало несучу здатність дослідних зразків до 20 %, а й характер їхнього руйнування. Якщо при одноразовому навантаженні процес утворення та розвитку тріщин пов'язаний тільки зі зміною напружено-деформованого стану балок, то при дії циклічного знакозмінного навантаження – головним чином, зі зменшенням їх жорсткості, що підтверджується дослідженнями [22-24, 26].

Очевидно, що основною причиною зниження несучої здатності дослідних зразків при циклічному знакозмінному навантаженні є порушення структури бетону на приопорних ділянках, його розуцільнення та часткова втрата зчеплення з арматурою.

Найбільший приріст залишкових деформацій у бетоні й поперечній арматурі спостерігається на перших двох-трьох циклах і, як правило, вони стабілізуються до п'ятого-шостого циклів при рівнях навантаження $\eta = \pm 0,5 \dots \pm 0,65$. А в деяких зразках з мінімальним класом бетону і кількістю поперечної арматури при рівнях навантаження $\eta = \pm 0,8$ вказані деформації не стабілізувалися і вони руйнувалися на 6-9 циклах від досягнення втомної міцності або мож-

ливого зниження їх міцнісних параметрів внаслідок статистичної похибки при визначенні руйнівного навантаження високих рівнів.

Під час випробувань дослідних зразків-балок на дію короткочасного одноразового та циклічного навантаження слідкували за утворенням, розвитком та шириною розкриття тріщин на їхній поверхні. Ширину розкриття нормальних тріщин визначали на рівні розтягнутої робочої арматури, а похилих – посередині висоти балки в місцях, де візуально вона виявлялася найбільшою.

Першими утворювалися нормальні тріщини в зоні чистого згину та під зосередженими силами на рівнях навантаження $\eta = 0,15 \dots 0,25$ від руйнівного. З ростом навантаження ці тріщини розвивалися у бік стиснутої зони, збільшувалася ширина їх розкриття та утворювалися нові у зоні сумісної дії згинального моменту і поперечної сили з поступовим їх нахилом до місця прикладення зосередженого навантаження.

Перші похилі тріщини з'являлися при навантаженнях $\eta = 0,4 \dots 0,6$ від руйнівного посередині висоти в балках з малими або середніми прольотами зрізу або розвивалися з нормальних тріщин у зразках з великим прольотом зрізу і максимальною кількістю поперечної арматури.

Процес розвитку нормальних та похилих тріщин відбувався прогнозовано: з ростом внутрішніх зусиль утворювалися нові тріщини, збільшувалася довжина і ширина розкриття існуючих тріщин, подальший розвиток вказаних тріщин визначається інтенсивністю поперечного армування в прольотах зрізу. При достатній його кількості руйнування дослідного зразка відбувалося за нормальним перерізом внаслідок, як правило, текучості робочої арматури, при недостатній – раніше утворені похилі тріщини зливалися в одну магістральну, за якою, власне, і відбувалося руйнування з текучістю стержнів поперечної арматури, наступним зрізом або роздробленням стиснутої зони бетону.

Після зміни знаку навантаження незалежно від його попереднього рівня нормальні і похилі тріщини утворювалися вже, як правило, при менших на 10...20 % навантаженнях. При цьому, після зняття навантаження рівнів $\eta = \pm 0,5 \dots \pm 0,65$ нормальні тріщини закривалися повністю, а похилі – майже повністю. При високих рівнях навантаженнях ($\eta = \pm 0,8 F_u$) відбувався більш стрімкий розвиток існуючих і

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

поява нових похилих та нормальних тріщин, збільшувалася ширина розкриття та зменшувалася відстань між ними. Як правило, незважаючи на симетричне поздовжнє армування зразків у другому напівциклі (парному «II» або «б») нормальні тріщини є більш довгими і широкими на 10...40 % порівняно з аналогічними тріщинами у першому напівциклі («I» або «а»). Аналогічна картина спостерігається на приопорних ділянках з перехресними похилими тріщинами. Це явище можна пояснити накопиченням зон у бетоні з локальними концентраціями напружень на границях контакту менш деформативних зерен гранітного щебеню.

З подальшим збільшенням кількості циклів навантаження вказана різниця в довжині та ширині розкриття тріщин нівелюється за виключенням випадків руйнування дослідних елементів на високих ($\eta = \pm 0,8F_u$) рівнях. Уже при перших циклах знакозмінного навантаження відбувалося злиття більшості нормальних наскрізних тріщин і поява аналогічних перехресних похилих тріщин з утворенням окремих блоків (рис. 1), з'єднаних між собою поздовжньою та поперечною арматурою.



Рис. 1. Утворення нормальних і похилих перехресних тріщин на бічних поверхнях балки (серія 2, дослід № 17) з поділом її на окремі блоки перед руйнуванням при малоцикловому знакозмінному навантаженні при $\eta = \pm 0,65F_u$

Взаємне переміщення утворених при циклічному знакозмінному навантаженні блоків одного відносно другого призводить до порушення зчеплення арматури з бетоном і зменшення сил зчеплення по берегах похилих тріщин, внаслідок чого основні внутрішні зусилля на приопорних ділянках сприймаються, в основному, поздовжньою та поперечною арматурою, а в зоні чистого згину і на ділянках під зосередженими силами – розтягнутою (робочою) арматурою, пошкодженою нормальними тріщинами стиснутою зоною бетону і стиснутою арматурою, що виконує роль монтажною на даному напівциклі.

Аналіз величин стріли прогину дослідних зразків першої серії (т. зв. еталонних балок) при ступінчастому одноразовому зростаючому навантаженні показала досить малі пропорційні їх прирости до появи перших нормальних і похилих тріщин, які різко зменшують їх жорсткість і, як наслідок, зростання вказаних приростів прогинів хоч і майже пропорційно до високих рівнів ($\eta = \pm 0,8F_u$), проте за більш пологими прямими. З появою значних пластичних деформацій в арматурі та бетоні графіки прогинів викривляються, утворюючи екстремум функції навантаження [7, 10] при руйнуванні балок за нормальними перерізами.

При знакозмінних навантаженнях прогини дослідних зразків-балок у перших напівциклах «а» були більшими від прогинів у перших напівциклах «б» на 5...40 % внаслідок утворення в них залишкових прогинів у перших напівциклах. Але цей процес є затухаючим і до 3...5 циклу вони (прогини) стабілізувалися при низьких і середніх ($\eta = \pm 0,5... \pm 0,65F_u$) рівнях навантаження, а при високих ($\eta = \pm 0,8F_u$) – до 7...10, якщо раніше не відбувалося їхнього руйнування. При цьому прогини балок, що зазнавали циклічних навантажень низьких рівнів не перевищували прогинів еталонних зразків більше, ніж на 10...15 %, середніх рівнів – на 15...25 %, високих рівнів – на 15...35 % внаслідок зниження їхньої жорсткості, що підтверджується дослідженнями [6, 22, 26].

Наукова новизна та практична значимість отриманих результатів досліджень

За допомогою прийнятої нової методології виконаними експериментальними досліджен-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

нями частково реалізований системний підхід щодо визначення складного напружено-деформованого стану прогінних залізобетонних елементів, доведених малоцикловим знакозмінним навантаженням високих рівнів до вичерпання несучої здатності, вперше отримані нові дані про вплив на їхню міцність, тріщиностійкість та деформативність конструктивних чинників та факторів зовнішньої дії. Завершення запланованих експериментальних та теоретичних досліджень дозволить виявити сповна залежність зазначених параметрів працездатності від вказаних чинників та факторів не тільки зокрема, а й у їхній взаємодії.

Проведені дослідження дозволили розкрити особливості характеру деформування, тріщиноутворення та руйнування дослідних зразків-балок, що зазнають складного напружено-деформованого стану, виявити механізм та нові схеми руйнування цих елементів, а також встановити їх залежність від відповідного співвідношення дослідних факторів.

Результатом досліджень у вказаному напрямку стане запропонований авторами загальний інженерний метод розрахунку міцності похилих і нормальних перерізів залізобетонних конструкцій при малоцикловому знакозмінному і знакопостійному навантаженні високих рівнів, який базуватиметься на виборі найбільш імовірних схем руйнування у залежності від реального співвідношення дослідних факторів, а також розвиток деформаційної моделі розрахунку їхньої несучої здатності, вдосконалення чинних нормативних документів.

Висновки

Виконаними комплексними експериментальними дослідженнями частково вирішено актуальну науково-технічну задачу по створенню експериментальної бази даних для розробки нових і вдосконалення існуючих розрахункових моделей прогінних залізобетонних конструкцій, що зазнають дії малоциклових знакозмінних навантажень високих рівнів. Серед отриманих результатів та розроблених висновків основними є такі:

1. Поставлена і частково розв'язана наукова задача по створенню та дослідженню складного напружено-деформованого стану в залізобетонних балкових елементах під впливом короткочасного знакозмінного малоциклового наван-

таження. Завдяки прийнятій методології отримані нові експериментальні дані та суттєво уточнені фізичні моделі роботи приопорних та інших ділянок дослідних елементів аж до їхнього руйнування з урахуванням дії зазначеного навантаження високих рівнів, в результаті чого вперше визначений системний вплив на тріщиностійкість, деформативність та міцність дослідних зразків-балок величини прольоту зрізу a/h_0 , класу бетону C , коефіцієнта поперечного армування ρ_w , рівня знакозмінного навантаження η .

2. Розкриті особливості напружено-деформованого стану дослідних зразків-балок, що зазнають малоциклового знакозмінного навантаження високих рівнів. Вперше встановлена залежність характеру і виду руйнування їхніх приопорних ділянок від відповідного співвідношення конструктивних чинників та факторів зовнішнього впливу. Систематизовані відомі та виявлені нові схеми руйнування цих елементів при дії вказаного навантаження. Виявлені особливості перерозподілу в них внутрішніх зусиль та деформування внаслідок зменшення жорсткості нормальних і похилих перерізів через порушення структури бетону, його розущільнення та часткової втрати зчеплення з арматурою.

3. Встановлено, що малоциклове знакозмінне навантаження, особливо високих рівнів, не тільки зменшує несучу здатність дослідних зразків до 20 % та їхню тріщиностійкість, суттєво збільшує ширину розкриття нормальних і, особливо, похилих тріщин, величину прогинів до 35 %, а й змінює характер їхнього руйнування порівняно з одноразовим пропорційно зростаючим навантаженням, при якому процес утворення і розвитку тріщин пов'язаний тільки зі зміною їхнього напружено-деформованого стану. Ці відмінності зумовлені, насамперед, отриманими пошкодженнями балок, а також зменшенням їхньої жорсткості.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Залесов, А. С. Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил [Текст] / А. С. Залесов, Ю. А. Климов. – Київ : Будівельник, 1989. – 104 с.
2. Залесов, А. С. Расчёт прочности железобетонных конструкций при различных силовых воздействиях по новым нормативным документам

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

- [Текст] / А. С. Залесов, Т. А. Мухамедиев, Е. А. Чистяков // Бетон и железобетон. – 2002. – № 3. – С. 10-13.
3. Давиденко, А. И. К расчёту прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента, с использованием полной диаграммы деформирования бетона [Текст] / А. И. Давиденко, А. Н. Бамбура, С. Ю. Беляева, Н. В. Присяжнюк // Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій. Зб. наук. праць за заг. ред. Й. Й. Лучка. – Вип. 7. – Львів : Камеяр, 2007. – С. 209-216.
 4. Дорошкевич, Л. О. Нестандартный метод расчёта поперечной арматуры железобетонных изгибаемых элементов [Текст] / Л. О. Дорошкевич, Б. Г. Демчина, С. Б. Максимович, Б. Ю. Максимович // Проблемы современного бетона и железобетона. Сб. научн. тр. В 2х частях. – Часть 1. – Бетонные и железобетонные конструкции. – Минск : НП ООО «Стринко», 2007. – С. 164-177.
 5. Бабич, Є. М. Робота і розрахунок несучої здатності згинальних залізобетонних елементів таврового профілю при дії повторних навантажень [Текст] / Є. М. Бабич, П. С. Гомон, С. В. Філіпчук. – Рівне : В-цтво НУВГП, 2012. – 108 с.
 6. Масюк, Г. Х. Напружено-деформований стан похилих перерізів згинальних залізобетонних елементів, що зазнають дії малоциклових знакозмінних навантажень [Текст] / Г. Х. Масюк, О. І. Корнійчук // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне : Вид-во НУВГП, 2008. – Вип. 17. – С. 204-211.
 7. Митрофанов, В. П. Теория идеальной пластичности как элементарная механика псевдопластического предельного состояния бетона: основы, ограничения, практические аспекты, совершенствование [Текст] / В. П. Митрофанов // Коммунальное хозяйство городов. Научн. Техн. Сб. – Киев : Техника, 2006. – Вип. 72. – С. 6-26.
 8. Mitrofanov, V.P. Optimisation strength theory of reinforced concrete bar elements and structures with practical aspects of its use [Text] / Byggnisstatistiske Meddelelser. Vol. 71. No. 4. Dec. 2000. – pp. 73-125. Danish Society for Structural Science and Engineering.
 9. Бондаренко, В. М. Расчётные модели силового сопротивления железобетона [Текст] / В. М. Бондаренко, В. И. Колчунов. – Москва : Изд-во «АСВ», 2004. – 471 с.
 10. Павліков, А. М. Застосування нелінійної деформаційної моделі в інженерних розрахунках міцності залізобетонних елементів [Текст] / А. М. Павліков, О. В. Бойко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне : НУВГП, 2012. – Вип. 23. – С. 355-364.
 11. Лучко, Й. Й. Температурні поля та напружений стан залізобетонних балкових конструкцій мостів [Текст] / Й. Й. Лучко, В. В. Ковальчук // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури, Одеса, 2013. – Вип. № 49. – С. 221-236.
 12. Дорофеев, В. С. Прочность, трещиностойкость и деформативность неразрезных железобетонных балок [Текст] / В. С. Дорофеев, В. М. Карпюк, Е. Н. Крантовская. – Одесса : Эвен, 2010. – 175 с.
 13. Дорофеев, В. С. Прочность, трещиностойкость, и деформативность предварительно напряжённых тавровых железобетонных элементов [Текст] / В. С. Дорофеев, В. М. Карпюк, Ф. Р. Карпюк. – Одесса : Эвен, 2010. – 223 с.
 14. Дорофеев, В. С. Прочность, деформативность и трещиностойкость приопорных участков внецентренно растянутых и сжатых железобетонных балок [Текст] / В. С. Дорофеев, В. М. Карпюк, Н. Н. Петров. – Одесса : Эвен, 2011. – 183 с.
 15. Dorofeev, V. Their capacity steel cross-section eccentrically shrink or stretch beams / V. Dorofeev, V. Karyuk, N. Petrov [Text] // Materials of 18 Conference «Theoretical Foundations of Civil Engineering», Polish – Ukrainian – Lithuanian Transactions – Warsaw, September, 2010. – P. 345-352.
 16. Карпенко, Н. И. О построении более совершенной модели деформирования железобетона с трещинами при плоском напряжённом состоянии [Текст] / Н. И. Карпенко, С. Н. Карпенко // Бетон и железобетон – пути развития (05.09 – 09.09.2005): мат-лы II-й Всерос. международ. конф. По бетону и железобетону. – Москва, 2005. – С. 431-444.
 17. Корсун, В. И. Расчёт конструкций на температурные и силовые воздействия с учётом неоднородности свойств материалов [Текст]: дис. д-ра техн. наук: 05.23.01 / Корсун Володимир Іванович; Донецька держ. акад. буд-ва та арх-ри. – Макіївка, 2005. – 365 с.
 18. Карпюк, В. М. Розрахунок залізобетонного стержня у загальному випадку напружено-деформованого стану [Текст] / В. М. Карпюк, О. М. Петров, М. М. Петров // Коомунальне господарство міст. Наук.-техн. зб. Харківської національної академії міського господарства. – Харків : ХНАМГ, 2012. – Вип. 105. Серія: технічні науки та архітектура. – С. 83-99.
 19. Карпюк, В. М. Розрахункові моделі прогінних залізобетонних конструкцій при складному напружено – деформованому стані приопорних ділянок [Текст]: дис. д-ра техн. наук: 05.23.01 /

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

- Карпюк Василь Михайлович; Одеська держ. ак. буд-ва та арх.-ри. – Одеса, 2012. – 365 с.
20. Карпюк, В. М. Розрахункові моделі силового опору прогінних залізобетонних конструкцій у загальному випадку напруженого стану (монографія) [Текст] / В. М. Карпюк. – Одеса : ОДАБА, 2014. – 352 с.
 21. Dorofyeyev, V. Strength calculation of support areas in reinforced concrete beam structures [Text] / V. Dorofyeyev, V. Karpyuk, E. Krantovskaya, N. Petrov // Научно-техн. журнал по стр-ву и арх-ре «Вестник МГСУ». – Москва (Россия) : Изд-во МИСИ – МГСУ, 2013. – С. 55-67.
 22. Гомон, П. С. Робота згинальних залізобетонних елементів таврового перерізу за дії повторного навантаження [Текст]: автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Гомон Петро Святославович. НУ «Львівська політехніка». – Львів, 2013. – 20 с.
 23. Заречанський, О. О. Особливості роботи стиснуто-зігнутих залізобетонних елементів при одноразових і повторних малоциклових навантаженнях [Текст]: автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Заречанський Олег Олегович. НУ «Львівська політехніка». – Львів, 2008. – 20 с.
 24. Зінчук, М. С. Міцність та деформативність залізобетонних згинальних елементів за малоциклових навантажень в умовах підвищених температур [Текст]: автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Зінчук Микола Степанович. НУ «Львівська політехніка». – Львів, 2008. – 18 с.
 25. Карапетян, С. Х. Міцність і стійкість позациентрово стиснутих залізобетонних стержнів в умовах небагаторазово повторних навантажень [Текст]: автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Карапетян Смбат Хачатурович. ДП НДУБК.– Київ, 2009. – 20 с.
 26. Корнійчук, О. І. Міцність та тріщиностійкість похилих перерізів згинальних залізобетонних елементів при дії малоциклових знакозмінних навантажень [Текст]: автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Корнійчук Олександр Іванович. Полт НТУ імені Юрія Кондратюка. – Полтава, 2009. – 21 с.
 27. Карпюк, В. М. Методика експериментальних досліджень напружено-деформованого стану припорних участків залізобетонних балок при малоцикловому навантаженні [Текст] / В. М. Карпюк, Е. І. Албу, Ю. А. Сєміна, А. К. Кицак // (28.11.2013) Сб. мат-в V Республ. научно-техн. конф. – Бендери : Бендерський ПФ ГОУ «ПГУ ім. Т. Г. Шевченка». – С. 3-10.

В. М. КАРПЮК^{1*}, Е. І. АЛБУ^{2*}, Д. С. ДАНИЛЕНКО, Ю. А. СЄМИНА

^{1*} Кафедра сопроотивлення матеріалів, Одеська державна академія будівництва та архітектури, ул. Дидрихсона, 4, Одеса, Україна, 65029, тел./факс +38 (048) 723 35 10, ел. пошта v.karpiuk@ukr.net

^{2*} Кафедра сопроотивлення матеріалів, Одеська державна академія будівництва та архітектури, ул. Дидрихсона, 4, Одеса, Україна, 65029, тел. +38 (067) 188 82 43, ел. пошта alby_katj@mail.ru

ВЛИЯНИЕ ЦИКЛИЧЕСКОЙ ЗНАКОПЕРЕМЕННОЙ НАГРУЗКИ НА ПРОЧНОСТЬ, ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ И ДЕФОРМАТИВНОСТЬ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Цель. Изучить системное влияние высоких уровней знакопеременного малоциклового нагружения и других факторов на прочность, трещиностойкость и деформативность пролётных непереармированных железобетонных конструкций, усовершенствовать инженерную методику их расчета, базирующуюся на деформационном методе с учетом указанного и других факторов. **Методика.** Для изучения указанного и других вопросов экспериментальные исследования выполняются согласно теории планирования по четырехфакторному трехуровневому плану Бокса B_4 . Опытные образцы – это железобетонные балки прямоугольного сечения с размерами 200×100 мм, длиной 1975 мм, армированные двумя плоскими сварными каркасами с симметричной продольной нижней и верхней арматурой $2 \varnothing 14$ А500С и поперечной $2 \varnothing 3, 4, 5$ ВрI с относительными пролетами среза $a / h_0 = 1, 2, 3$, изготовленные из тяжелого бетона классов С 16/20 (В20), С 30/35 (В35), С 40 / 50 (В50) и испытанные малоцикловоу знакопеременной нагрузкой различных уровней. **Результаты.** В данной статье рассматриваются результаты исследований указанных образцов-балок, изготовленных при средних значениях конструктивных факторов и испытанных на действие малоцикловых знакопеременных нагрузок уровней: $\eta = \pm 0,5$; $\eta = \pm 0,65$; $\eta = \pm 0,8$. **Научная новизна.** Впервые получены новые экспериментальные данные по прочности, трещиностойкости и деформативности опытных образцов-балок, доведенных малоцикловоу знакопеременной нагрузкой высоких уровней до ис-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

черпания их несущей способности ($W_1 \geq 0,4$ мм; $f/l \geq 1/150$). Выполнение запланированных экспериментально-теоретических исследований в полном объеме даст возможность оценить системное влияние конструктивных факторов и факторов внешнего воздействия на указанные параметры, как в частности, так и во взаимодействии, усовершенствовать методику расчета прочности как наклонных, так и нормальных сечений изгибаемых элементов, а также их трещиностойкости и деформативности на основе деформационной модели, разработать предложения по совершенствованию действующих нормативных методик расчета их несущей способности. **Практическая значимость.** Полученные результаты будут использованы в учебном процессе ВУЗов строительного профиля, при проектировании пролетных железобетонных конструкций, на которые воздействуют малоцикловые знакопеременные нагрузки высоких уровней, что позволит повысить их надежность и долговечность, принимать обоснованные решения по рациональному использованию материалов.

Ключевые слова: малоцикловое знакопеременное нагружение; железобетонная балка; прочность; трещиностойкость; деформативность; эксперимент

V. M. KARPYUK^{1*}, E. I. ALBU^{2*}, D. S. DANILENKO, J. A. SYOMINA

^{1*} Department of strength of material, Odessa State Academy of Building and Architecture, 4 Didrikhsona Str., Odessa, Ukraine, 65029, tel./fax +38 (048) 723 35 10, e-mail v.karpiuk@ukr.net

^{2*} Department of strength of material, Odessa State Academy of Building and Architecture, 4 Didrikhsona Str., Odessa, Ukraine, 65029, tel. +38 (067) 188 82 43, e-mail alby_katj@mail.ru

INFLUENCE OF CYCLIC ALTERNATING LOADING ON THE STRENGTH, CRACK RESISTANCE AND DEFORMABILITY OF BENDING REINFORCED CONCRETE ELEMENTS

Purpose. To study the systemic influence of the high levels of low-cycle alternating loading and other factors on the strength, crack resistance and deformability of girder reinforced concrete structures and to improve engineering methodology of their calculation based on the deformation method, taking into account these and other factors.

Methodology. Experimental researches are performed according to the theory of planning by means of the three-level four-factor plan of Boks B_4 for the studying of these and other questions. Specimens are rectangular reinforced concrete beams with the sizes 200×100 mm, with the length of 1975 mm, reinforced with two flat welded frames with symmetric longitudinal bottom and top reinforcement 2 \varnothing 14A500C and transverse reinforcement 2 \varnothing 3, 4, 5 BpI with the relative shear span $a/h_0 = 1, 2, 3$, made from heavy concrete of the grades C 16/20 (B20), C 30/35 (B35), C 40 / 50 (B50), and tested by low-cycle alternating loading of different levels. **Findings.** The results of the tests of these specimens-beams, produced at the average values of constructive factors and tested on the action of low-cycle alternating loading with the levels $\eta = \pm 0,5$; $\eta = \pm 0,65$; $\eta = \pm 0,8$ are considered in this paper.

Originality. New experimental data on the strength, crack resistance and deformability of specimens-beams, reached the end of their load-bearing capacity by means of low-cycle alternating loading of high levels were first obtained. Fulfillment of the planned experimental and theoretical researches in full will give the opportunity to assess the systemic impact of structural factors and factors of external influence on these parameters in particular, and in interaction, improve the methodology for strength calculation both inclined and normal sections of the span elements, as well as their crack resistance and deformability on the basis of the deformation model, to develop proposals for improving the current regulatory methods for calculating of their bearing capacity. **Practical value.** The results will be used in the educational process in university of building profile, the design of span reinforced concrete structures that are affected by low-cycle alternating loads with high levels, which will increase their reliability and durability, make informed decisions on rational using of materials.

Keywords: low-cycle alternating loading; reinforced concrete beam; strength; crack resistance; deformability; experiment

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

Надійшла до редколегії 25.08.2014.

Прийнята до друку 29.09.2014.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 624.21

В. І. КИР'ЯН^{1*}, В. В. КНИШ^{2*}, С. А. СОЛОВЕЙ^{3*}, Г. О. ЛИННИК^{4*}

^{1*} Інститут електрозварювання ім. Є. О. Патона НАНУ, вул. Боженка, 11, Київ, Україна, 03680, ел. пошта kiryan@paton.kiev.ua

^{2*} Відділ міцності зварних конструкцій, Інститут електрозварювання ім. Є. О. Патона НАНУ, вул. Боженка, 11, Київ, Україна, 03680, тел. +38 (044) 205 23 82, ел. пошта knyshj@mail.ru

^{3*} Відділ міцності зварних конструкцій, Інститут електрозварювання ім. Є. О. Патона НАНУ, вул. Боженка, 11, Київ, Україна, 03680, тел.: +38 (044) 205 20 99, ел. пошта otchel3@mail.ru

^{4*} Департамент інженерних споруд Укрзалізниці, вул. Тверська, 5, Київ, Україна, 03680, тел. +38 (044) 465 03 54, ел. пошта georgiylinnik@gmail.com

ЦИКЛІЧНА ДОВГОВІЧНІСТЬ ЗВАРНОГО З'ЄДНАННЯ ШПИЛЬОК КРІПЛЕННЯ МОСТОВОГО ПОЛОТНА ЗАЛІЗНИЧНИХ МОСТІВ

Мета. Для визначення умов використання приварної шпильки при будівництві та ремонті залізничних мостів провести комплекс відповідних досліджень. **Методика.** Дослідження визначення опору втомі зварних зразків зварних конструкцій здійснювалося шляхом їх втомних випробовувань при віднульовому циклічному розтягуванні. Для випробувань використані модельні зразки зварного з'єднання шпильки кріплення плит БМП з балкою таврового перерізу, а також виконано чисельний аналіз таких з'єднань. **Результати.** Приведені результати досліджень опору втомі нової конструкції кріплення залізобетонних плит безбаластного мостового полотна (БМП) залізничних мостів із застосуванням приварних шпильок. **Наукова новизна.** Показано, що дана конструкція є перспективною, але її впровадження потребує удосконалення технології зварювання та використання нових матеріалів для прокладного шару при кріпленні плит БМП. **Практична значимість.** Встановлена циклічна довговічність зварних з'єднань шпильки із сталі 09Г2С з верхнім поясом таврової балки виготовленої з маловуглецевої сталі СтЗсп та низьколегованої сталі 09Г2С, які отримані дугоконтактним зварюванням.

Ключові слова: зварне з'єднання; шпилька кріплення плит БМП; опір втомі; випробовування на втому

Вступ

Нарівні з методиками збільшення ресурсу самих зварних з'єднань, збільшення тріщиностійкості можна добитись шляхом вдосконалення конструкції мостового полотна [6]. Суттєвий вплив на довговічність прогонових будов має конструкція мостового полотна, вкладеного на прогонову будову [4]. Звісно, статичну складову тимчасового навантаження на прогонову будову конструкція мостового полотна не змінить, але певний поглинаючий динамічний ефект чи мінімальну позациентровість передачі зусилля на балки – це те, що ми можемо вимагати від тої чи іншої конструкції мостового полотна, поряд з такими параметрами, як мінімальна вартість чи зручність експлуатації. Перспективним напрямком покращення технічних характеристик споруд, що перебувають у експлуатації, є поступова заміна мостового полотна

на дерев'яному брусі мостовим полотном на залізобетонних плитах, яке має у порівнянні з останнім високу стабільність положення елементів і тривалий термін експлуатації; захищає від забруднення і корозії верхні пояси балок і в'язі між ними; є економічним за сумарною вартістю виготовлення, укладання та експлуатації протягом терміну служби мосту.

Проте, конструкція мостового полотна на залізобетонних плитах (рис. 1) не позбавлена окремих недоліків, до яких в першу чергу слід віднести недоліки вузла кріплення залізобетонної плити до сталевій балки прогонової будови.

Розташування високоміцних шпильок кріплення плити з ексцентриситетом по відношенню до вертикальної стінки поздовжньої балки обумовлює циклічні навантаження в останній від дії рухомого складу, та призводить до зародження тріщин втомі типу T_4 , T_9 .

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

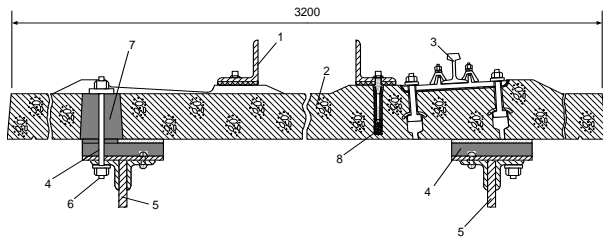


Рис. 1. Конструкція мостового полотна на залізобетонних плитах:

1 – контруктник; 2 – плита мостового полотна; 3 – колійна рейка; 4 – прокладний шар; 5 – головна або поздовжня балка; 6 – високоміцна шпилька; 7 – отвір для шпильки; 8 – полімерний дюбель із колійним шурупом

Очевидно, що розміщення шпильок для прикріплення плит безбаластного мостового полотна у площині вертикальної стінки можливе лише за умови застосування зварного з'єднання. Найбільш оптимальним для використання у зазначеній конструкції вбачається приварювання шпильок методом витягнутої дуги.

Мета

Більш доцільним з міркувань організації робіт із заміни мостового полотна у обмежене «вікно» є використання приварної шпильки, при цьому стандартні деталі кріплення залізобетонних плит не потребують переробки.

Поряд з цим даний тип зварного з'єднання відсутній у вітчизняних та зарубіжних нормативних документах по розрахунку на втому, тому для з метою визначення умов його використання при будівництві та ремонті залізничних мостів проводиться комплекс відповідних досліджень.

Методика

Дослідження визначення опору втомі зварних зразків зварних конструкцій ІЕЗ ім. Є. О. Патона здійснювалося шляхом їх втомних випробувань при віднульовому циклічному розтягуванні. Для випробувань використані модельні зразки зварного з'єднання шпильки кріплення плит БМП з балкою таврового перерізу розмірами 260×110×110 мм були виготовлені у відповідності з захватними пристроями випробувальної машини ЦДМ-10пу за кресленком (рис. 2) по два зразки з циліндричною (а) та призматичною (б) захватними частинами.

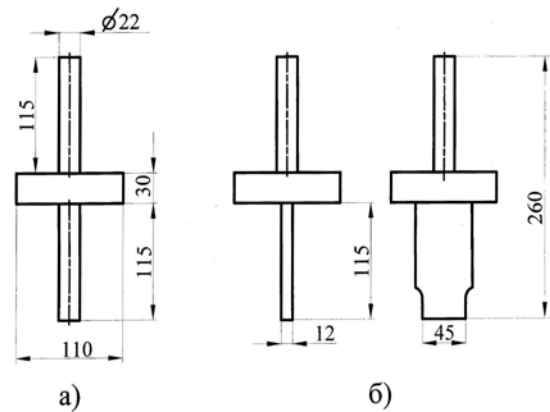


Рис. 2. Кресленки модельного зразка зварного з'єднання з циліндричною (а) та призматичною (б) захватними частинами

Шпилька для кріплення плит БМП Ø22 мм з сталі 09Г2С приварювалась дугоконтактним зварюванням по центру пластини із сталі 09Г2С розмірами 110×110×30 мм, яка імітувала суцільний горизонтальний пояс зварної таврової балки. Загальний вигляд зразків представлено на рис. 3 і 4.



Рис. 3. Загальний вид зварного модельного зразка для втомних випробувань



Рис. 4. Фото приварки шпильки кріплення плит БМП до суцільної пластини

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Встановлення опору втомі зварних з'єднань шпильки кріплення плит БМП з балкою таврового перерізу, горизонтальний пояс якої є суцільним, проводилось на модельних зразках при віднульовому циклі навантаження з максимальним зусиллям 6 тс схема навантаження модельного зразка відповідає схемі навантаження високоміцних шпильок при закріпленні плит БМП в прогонових будовах залізничних мостів, які експлуатуються, Зазначене зусилля та визначено згідно з розрахунком та підтверджено дослідженнями на натурних конструкціях для прокладного шару, який складається з дерев'яної прокладки (дубова дошка 200×40 мм) та гумової прокладки (200×8 мм). Зазначена конструкція прокладного шару, на сьогодні є основною, при будівництві та ремонті залізничних мостів залізниць України.

Втомні випробування зварних з'єднань шпильки кріплення плит БМП з балкою таврового перерізу, горизонтальний пояс якої є суцільним при віднульовому циклічному розтягуванні виконувались на гідропульсаторній випробувальній машині ЦДМ-10пу, яка дозволяє досягати максимального зусилля в умовах змінного навантаження ± 10 тс. Фотографію зварного зразка у випробувальній машині ЦДМ-10пу під час випробування на втому наведено на рис. 5.



Рис. 5. Зразок зварного з'єднання у випробувальній машині ЦДМ-10пу під час випробування на втому

Частота випробувань складала 5 Гц. Втомні випробування проводили до повного руйнування зразків.

Результати

Руйнування всіх зразків відбулося по зварному з'єднанню. Результати втомних випро-

бувань приведені в табл. 1. Як видно з результатів випробувань, циклічна довговічність зразків знаходиться в межах від 759000 до 1056000 циклів змін напружень.

Таблиця 1

Результати втомних випробувань зварних з'єднань

№ зразка	Кількість циклів до руйнування N
1	1056000
2	965800
3	835000
4	759000

Проведено фрактографічний аналіз місць руйнування зварних з'єднань шпильки кріплення плит БМП з пластиною, яка імітувала суцільний пояс балки таврового перерізу. Фотографія типових внутрішніх дефектів в зварних з'єднаннях приведено на рис.6.

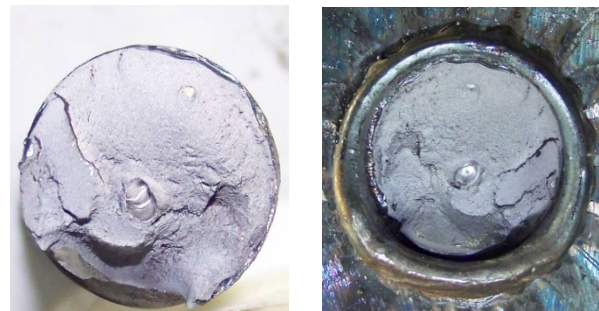


Рис. 6. Внутрішні дефекти зварювання (пори та несплавлення) в третьому зразку

Встановлені значення довговічності випробуваних зразків (табл. 1) обумовлені наявністю в них внутрішніх дефектів, таких як пори по центру зразка та несплав по контуру. Наявність таких дефектів в зразках свідчить про можливі відхилення технологічних параметрів зварювального процесу, викликаних впливом зовнішніх чинників або недостатнім відпрацюванням технології зварювання.

При навантаженні модельного зразка з сталі 09Г2С зусиллям 6 тс максимальні напруження у робочому перерізі привареної шпильки $\varnothing 22$ мм дорівнюють 160 МПа. Таким чином, при якісній приварці шпильки $\varnothing 22$ мм напруження у робочому перерізі 160 МПа (з'єднання наванта-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

жено зусиллям 6 тс) будуть відповідати границі витривалості стикового зварного з'єднання з коефіцієнтом концентрації напружень $K_a = 1,1 \dots 1,3$ при ймовірності руйнування 50 %.

Для наочності на рис. 7 наведені результати втомних випробовувань всіх чотирьох зразків зварних з'єднань шпильки кріплення плит БМП з пластиною, яка імітувала горизонтальний пояс балки таврового перерізу. Наявність внутрішніх дефектів призводить до того, що циклічна довговічність зварних з'єднань шпильки кріплення плит БМП з пластиною при заданому максимальному прикладеному зусиллі 6 тс менше необхідної довговічності 2×10^6 циклів.

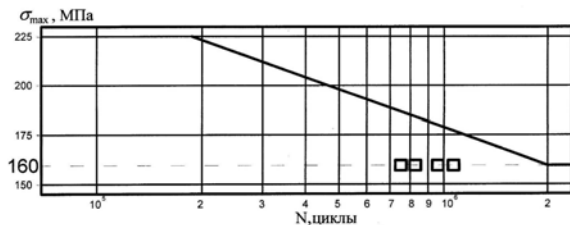


Рис. 7. Крива втоми стикових зварних з'єднань низьколегованих сталей 09Г2С і 15ХСНД при віднульовому циклічному розтягуванні [1, 2] та результати втомних випробовувань зразків зварних з'єднань шпильки кріплення плит БМП з балкою таврового перерізу, горизонтальний пояс якої є суцільним

Таким чином можна зробити висновок, що застосування приварних шпильок в прогонових будовах залізничних мостів можливе за умови зменшення напружень у робочому перерізі шпильки за рахунок збільшення діаметру шпильки та зменшення розмахів напружень за рахунок застосування інших конструкцій прокладного шару під плитою БМП.

При збільшенні діаметру шпильки з 22 мм до 24 мм, максимальні напруження у робочому перерізі знизяться з 160 МПа до 120 МПа, Розрахунковий опір втомі стикових зварних з'єднань при 95 % ймовірності їх неруйнування, згідно [1, 3], складає 114 МПа. Отже, використання приварних шпильок діаметром до 24 мм для кріплення плит БМП в прогонових будовах залізничних мостів без зменшення розмахів напружень в робочому перерізі, не забезпечить 95 % ймовірності їх неруйнування.

За даними натурних вимірів розмахи навантажень, які діють на приварну шпильку можна суттєво зменшити шляхом збільшення жорсткості прокладного шару, зокрема завдяки за-

стосуванню безусадочних скоротвердіючих сумішей.

Модельні зразки зварного з'єднання шпильки кріплення плит БМП з верхнім поясом таврової балки розмірами 260×130×130 мм були виготовлені згідно з креслеником (рис. 8). У порівнянні із зразками, що досліджувались на першому етапі, діаметр шпильки збільшено до 24 мм.

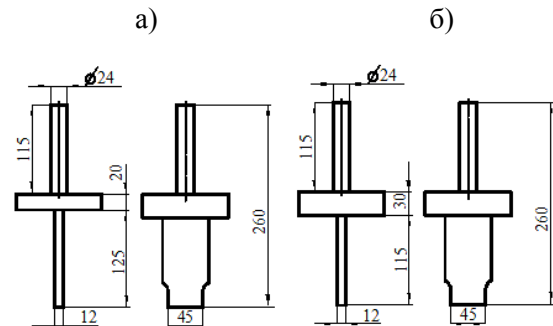


Рис. 8. Кресленик модельних зразків зварного з'єднання шпильки кріплення плит БМП з верхнім поясом таврової балки з маловуглецевої сталі Ст3сп (а) та низьколегованої сталі 09Г2С (б)

Оскільки розмах напружень в шпильках закріплення плит БМП залежить від виду та властивостей конструкційного матеріалу прокладного шару, то випробовування на втому приварних шпильок проводили за наступною методикою.

Циклічну довговічність зварних з'єднань шпильки досліджували при різних розмахах навантажень. Максимальне прикладене навантаження для всіх розмахів навантажень складало 6 тс, що відповідало зусиллю затягування шпильок при монтажі плит БМП. Початкове мінімальне прикладене навантаження складало 0 тс, що відповідало повному розвантаженню шпильки. Втомні випробовування проводили до напрацювання 5×10^6 циклів змін напружень. Якщо при заданому розмаху навантаження відбувалось передчасне руйнування двох зразків при довговічностях менших 5×10^6 циклів, то розмах навантаження зменшували на 1 тс за рахунок збільшення мінімального навантаження. Схематичне зображення розмахів навантаження при випробовуваннях на втому приведено на рис. 9.

Втомні випробовування модельних зразків зварного з'єднання шпильки кріплення плит БМП з верхнім поясом таврової балки виконували на гідропульсаторній випробувальній ма-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

шині ЦДМ-10пу. Результати втомних випробувань приведені в табл. 2, а на рис. 10 представлена відповідна крива втоми зварних з'єднань шпильки.

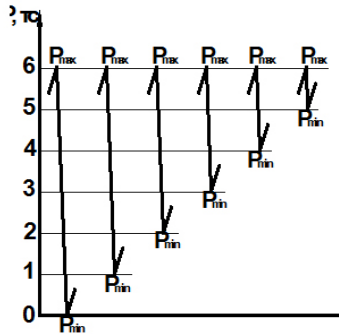


Рис. 9. Схематичне зображення розмахів навантаження при випробуваннях на втому зварних модельних зразків

Таблиця 2

Результати втомних випробувань зварних модельних зразків з маловуглецевої сталі СтЗсп

№ зразка	Характеристики циклу змінного навантаження		Кількість циклів до руйнування N
	P_{max} , тс	P_{min} , тс	
1	6	0	433500
2	6	0	371600
3	6	1	1011900
4	6	1	863000
5	6	2	1757600
6	6	2	2873300
7	6	3	>5000000
8	6	3	>5000000

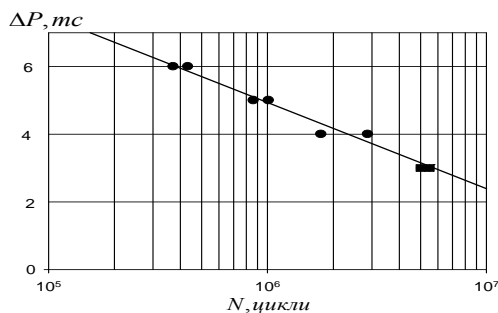


Рис. 10. Крива втоми зварних з'єднань шпильки з маловуглецевої сталі

Як видно з табл. 1 та рис. 10 циклічна довговічність випробуваних зразків перевищує значення 5×10^6 циклів змін напружень при розмахах навантажень ΔP 3 тс і нижче.

Проведено фрактографічний аналіз місць руйнування зварних з'єднань шпильки кріплення плит БМП з верхнім поясом таврової балки. Фотографії місць злому зварних з'єднань приведені на рис.11.

а)



б)



Рис. 11. Зломи зварних модельних зразків № 3 (а) та № 4 (б)

Наявність таких внутрішніх дефектів, як пори та несплавлення (див. рис. 11, б) знижує циклічну довговічність зварних з'єднань (довговічність бездефектного зразка № 3 – 1011900 циклів змін напружень, а зразка № 4 – 863000 циклів змін напружень).

За аналогічною методикою проведено втомні випробування зварних модельних зразків з низьколегової сталі (див. рис. 1б).

Результати втомних випробувань приведені в табл. 3, а на рис. 12 представлена відповідна крива втоми зварних з'єднань шпильки.

Таблиця 3

Результати втомних випробувань зварних модельних зразків з низьколегової сталі 09Г2С

№ зразка	Характеристики циклу змінного навантаження		Кількість циклів до руйнування N
	P_{max} , тс	P_{min} , тс	
1	6	0	782400
2	6	0	499800
3	6	1	623600
4	6	1	1326100
5	6	2	4080800
6	6	2	1062500
7	6	3	2873300
8	6	3	>5000000

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

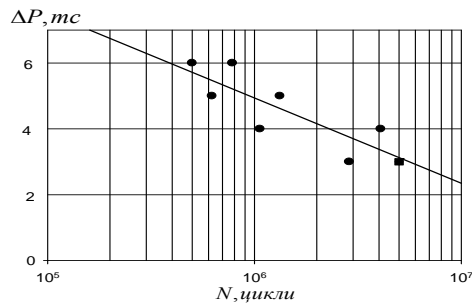


Рис. 12. Крива втоми зварних з'єднань шпильки з низьколегованої сталі

Як видно з табл. 2 та рис. 12 циклічна довговічність зразків з сталі 09Г2С має більший розкид у порівнянні з довговічністю зварних з'єднань з сталі СтЗсп і перевищує значення 5×10^6 циклів змін напружень при розмахах навантажень ΔP нижчих за 3 тс.

Проведено фрактографічний аналіз місць руйнування зварних з'єднань шпильки кріплення плит БМП з верхнім поясом таврової балки. Фотографії місць злому зварних з'єднань приведені на рис. 13.

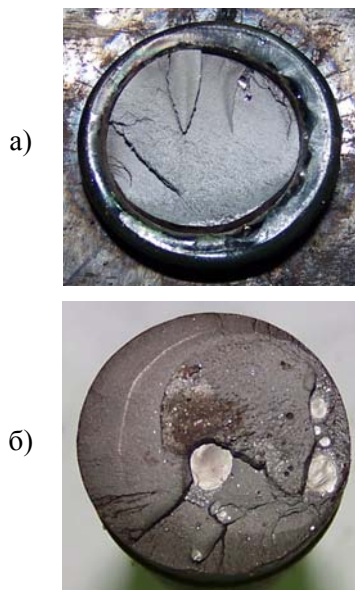


Рис. 13. Зломи зварних модельних зразків № 5 (а) та № 6 (б)

Наявність таких внутрішніх дефектів, як пори та несплавлення до 4-х разів знижує циклічну довговічність зварних з'єднань (довговічність бездефектного зразка № 5 – 4080800 циклів змін напружень, а зразка № 6 – 1062500 циклів змін напружень).

Особливості руйнування досліджених зразків як з маловуглецевої сталі СтЗсп так і з низьколегованої сталі 09Г2С вказують на необхідність подальшого відпрацювання технології зварювання шпильок кріплення плит БМП з верхнім поясом таврової балки, для отримання бездефектних зварних з'єднань.

Чисельне дослідження напружено-деформованого стану шпильки кріплення плит мостового полотна з врахуванням різних типів прокладного шару

Напружено-деформований стан елементів мостового полотна у вихідному стані та під час проходження рухомого складу залежить від прокладного шару між плитою БМП та тавровою балкою. Метою даного чисельного розрахунку було дослідження напружено-деформованого стану приварної шпильки в залежності від типу прокладного шару між плитою БМП та тавровою балкою. Тобто завдання полягало в визначенні рівнів напружень в затягнутій шпильці, які мають місце під час проходження рухомого складу. Всі чисельні розрахунки проводилися в програмному комплексі midas Civil з використанням методу скінченних елементів [2].

При проведенні чисельних досліджень були прийняті наступні положення:

- залізобетонна плита БМП мала типові геометричні розміри за [3];
- в якості прокладного шару між плитою БМП та тавровою балкою розглядалися два конструктивних рішення: транспортерна стрічка з деревиною та монолітний бетон;
- діаметр приварної шпильки 24 мм, початкове зусилля затягування 6 тс;
- осьове навантаження від залізничного транспорту 30 тс.

Досліджувалися наступні чотири прокладних шари між плитою БМП та тавровою балкою: деревина 40 мм та транспортерна стрічка 10 мм (рис. 14, а), деревина 70 мм та транспортерна стрічка 10 мм (див. рис. 14, б), монолітний бетон 40 мм (див. рис. 14, в) та монолітний бетон 70 мм (див. рис. 14, г). У всіх розрахункових схемах ширина елементів прокладного шару складала 200 мм.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

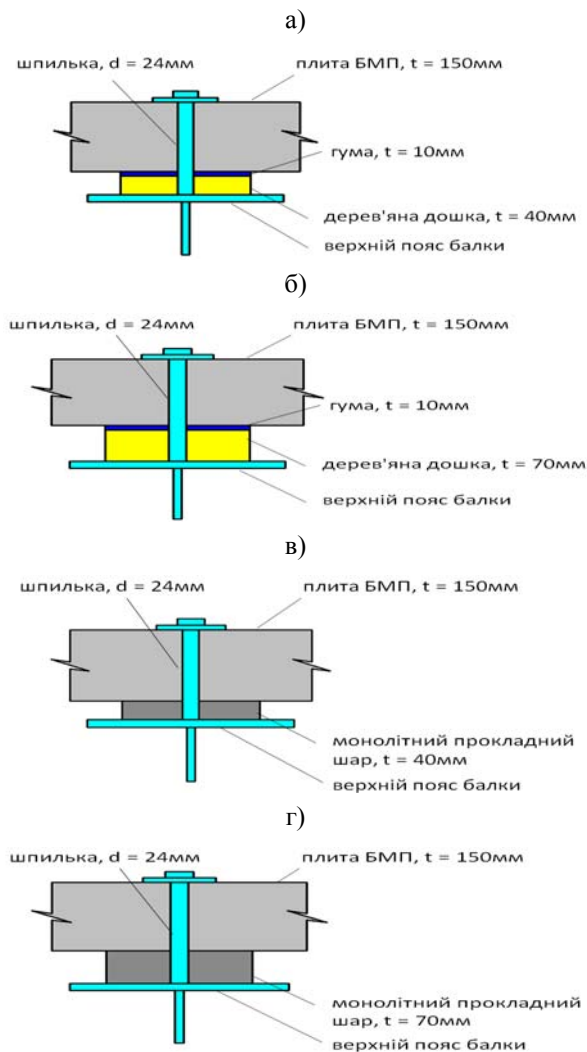


Рис. 14. Розрахункові схеми мостового полотна з різними типами прокладного шару

Для визначення розмахів напружень (навантажень) в шпильці при різних типах прокладного шару розрахункові моделі апроксимувалися скінченими елементами у вигляді чотиригранника.

Властивості матеріалу прокладного шару (складових) мостового полотна, які були прийняті в чисельному розрахунку наведено у табл. 4.

Фрагменти розрахункових моделей наведено на рис. 15. Початкове затягування шпильки із зусиллям 6 тс задавалося у вигляді переміщення на відповідну величину, що дозволило зімітувати обтискання залізобетонної плити БМП і елементів прокладного шару. При цьому зниження зусиль розтягу (розвантаження шпильки) здійснювалося за рахунок прикладання розподіленого навантаження на поверхню плити БМП від тиску колеса залізничного транспорту.

В розрахункових моделях в якості граничних умов вводилася заборона лінійних та кутових переміщень вузлів на нижній поверхні прокладного шару (рис. 16).

Проведено розрахунки напружено-деформованого стану приварної шпильки при досліджуваних (рис. 14) типах прокладного шару між плитою БМП та верхнім поясом таврової балки. На рис. 17 та рис. 18 наведені ізополі напружень в приварній шпильці у вихідному стані та під час проходження рухомого складу при прокладному шарі з транспортерної стрічки і деревини та монолітного бетону, відповідно.

Таблиця 4

Властивості матеріалів прокладного шару між плитою БМП та верхнім поясом таврової балки

Матеріал	Елемент мостового полотна	Значення модуля пружності E , МПа		Значення коефіцієнту Пуассона, ν
		Діапазон значень	Розрахункове значення	
Бетон	Плита БМП	3×10^4		0,2
Бетон	Елемент прокладного шару	3×10^4		0,2
Деревина поперек волокон	Елемент прокладного шару	500...1000*	750	0,16
Транспортерна стрічка	Елемент прокладного шару	7...14**	10	0,5
Сталь	Шпилька	$2,1 \times 10^5$		0,3

* – джерело [4]

** – джерело [4, 5]

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

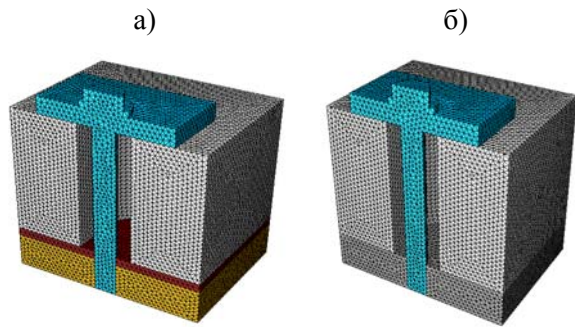


Рис. 15. Фрагменти розрахункової моделі при різних типах прокладного шару:
а – прокладний шар з деревини та транспортерної стрічки;
б – прокладний шар з монолітного бетону

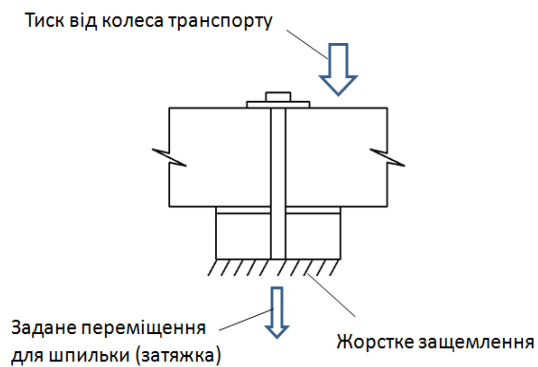


Рис. 16. Схематичне зображення граничних умов, які мали місце у розрахунковій моделі

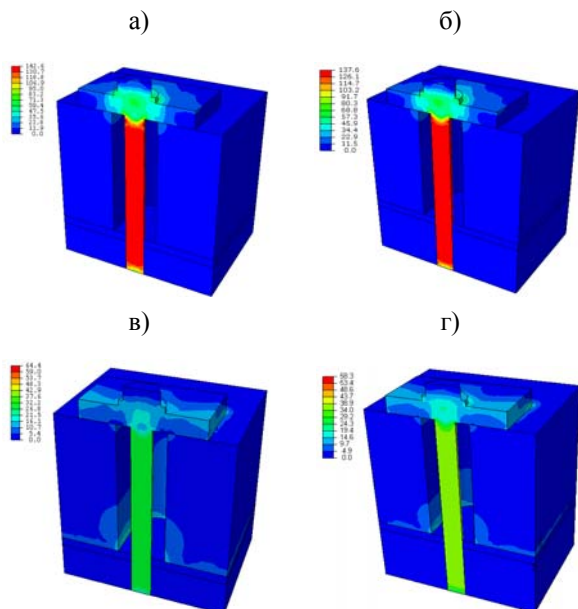


Рис. 17. Ізополя напружень в приварній шпильці у вихідному стані (а, б) та під час проходження рухомого складу (в, г):

а, в – прокладний шар з транспортерної стрічки 10 мм та деревини 40 мм; б, г – прокладний шар з транспортерної стрічки 10 мм та деревини 70 мм

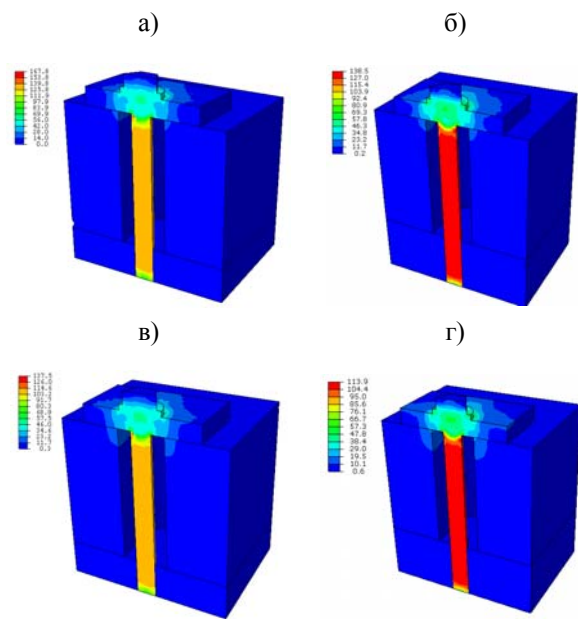


Рис. 18. Ізополя напружень в приварній шпильці у вихідному стані (а, б) та під час проходження рухомого складу (в, г):

а, в – прокладний шар з монолітного бетону 40 мм;
б, г – прокладний шар з монолітного бетону 70 мм

Як видно з рис. 17 а, б та рис. 18 а, б при затягуванні шпильки на 6 тс незалежно від прокладного шару між плитою БМП та верхнім поясом таврової балки в перерізі шпильки виникають напруження розтягу ≈ 130 МПа. Під час проходження рухомого складу напруження в шпильці зменшуються до ≈ 40 МПа при прокладному шарі з транспортерної стрічки та деревини, і до ≈ 110 МПа при прокладному шарі з монолітного бетону. При цьому із збільшенням товщини дерев'яного бруса з 40 мм до 70 мм напруження в шпильці знижуються на 7 % (див. рис. 17 в, г), а з збільшенням товщини монолітного бетону з 40 мм до 70 мм напруження в шпильці знижуються на 5 % (див. рис. 18, в, г).

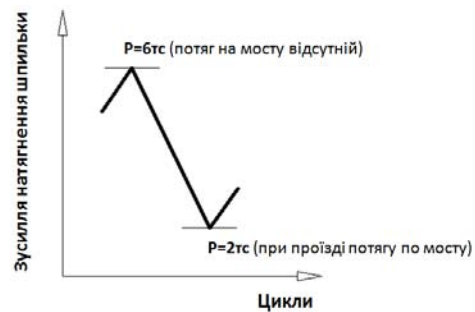


Рис. 19. Схематичне зображення розмахів навантаження в шпильці при прокладному шарі з транспортерної стрічки та деревини

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

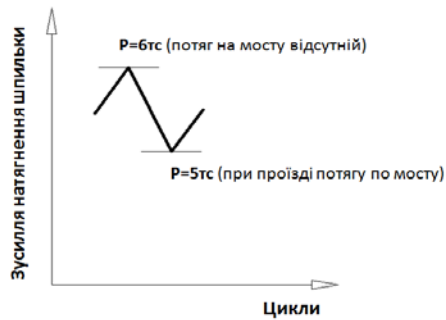


Рис. 20. Схематичне зображення розмахів навантаження в шпильці при прокладному шарі з монолітного бетону

Схематичне зображення розмахів навантаження в шпильці при двох типах прокладного шару між плитою БМП та верхнім поясом таврової балки показано на рис. 19 і 20.

Висновки

1. У результаті досліджень експериментально встановлена циклічна довговічність зварних з'єднань шпильки із сталі 09Г2С з верхнім поясом таврової балки виготовленої з маловуглецевої сталі Ст3сп та низьколегованої сталі 09Г2С, які отримані дугоконтактним зварюванням. Для забезпечення циклічної довговічності $>5 \times 10^6$ циклів змін напружень зварного з'єднання шпильки з верхнім поясом таврової балки за даною технологією необхідно, щоб розмах експлуатаційних навантажень не перевищував 3 тс (при максимальному зусиллі 6 тс).

Необхідна довговічність з'єднання забезпечується при умові його без дефектності.

2. Чисельними дослідженнями напружено-деформованого стану елементів мостового полотна у вихідному стані та під час проходження рухомого складу підтверджено, що розмах експлуатаційних навантажень в приварній шпильці суттєво залежить від прокладного шару між плитою БМП та балкою. Використання в якості прокладного шару між деревини не дозволяє забезпечити необхідну циклічну довговічність зварних з'єднань 5×10^6 циклів змін напружень (розмах навантажень в привар-

ній шпильці ≈ 4 тс). Використання в якості прокладного шару між плитою БМП та тавровою балкою монолітного бетону товщиною 40 мм або 70 мм дозволяє знизити розмах навантажень в приварній шпильці до 1 тс, що гарантовано забезпечить циклічну довговічності зварних з'єднань 5×10^6 циклів змін напружень.

3. З метою запобігання появи технологічних дефектів доцільно додатково відпрацювати технологічні параметри зварювання та їх контролю для отримання якісних зварних з'єднань приварки шпильки до верхнього поясу поздовжньої балки.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Результати випробувань мостового переходу через ріку Нижня Терса на 251 км ПК6 (непарної колії) лінії Дніпропетровськ – Чаплине Придніпровської залізниці [Текст]. Мостовипробна станція ЦП. Київ, 2010.
2. Інструкція з укладання та експлуатації безбалластного мостового полотна (БМП) на залізобетонних плитах. Нормативно-технічне видання [Текст]. Київ, 2006. – 100 с.
3. Справочник по сопротивлению материалов [Текст] / Г. С. Писаренко, А. П. Яковлев, В. В. Матвеев. – Київ : Наук. думка, 1988. – 736 с.
4. Полимеркомпозиционный подстилающий слой под плитами безбалластного мостового полотна. Организация сотрудничества железных дорог. Памятка Р 773-11 [Текст].
5. Звіт про науково-дослідну роботу «Проведення досліджень роботи приварних шпильок кріплення безбалластного мостового полотна з урахуванням сумісності металу» [Текст].
6. Линник, Г. О. Експериментальні дослідження несучої здатності повздовжніх балок залежно від типу мостового полотна [Текст] / Г. О. Линник, О. Л. Загора, В. В. Марочка // Зб. Теорія і практика будівництва. – Львів : НУЛП, 2010. – № 662. – с. 193-195.
7. Линник, Г. О. Дослідження місцевих деформацій бетонного прокладного шару при використанні мостового полотна на плитах БМП [Текст] / Г. О. Линник // Теорія і практика будівництва. – Львів : НУЛП, 2013. – № 662. – с. 293-296.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

В. И. КИРЬЯН^{1*}, В. В. КНЫШ^{2*}, С.А. СОЛОВЕЙ^{3*}, Г. О. ЛИННИК^{4*}^{1*} Інститут електросварки ім. Е. О. Патона НАН України, ул. Боженко, 11, Київ, Україна, 03680, ел. пошта kiryan@paton.kiev.ua^{2*} Отдел прочности сварных конструкций, Институт электросварки им. Е. О. Патона НАН Украины, ул. Боженко, 11, Киев, Украина, 03680, тел. +38 (044) 205 23 82, эл. почта knyshj@mail.ru^{3*} Отдел прочности сварных конструкций, Институт электросварки им. Е. О. Патона НАН Украины, ул. Боженко, 11, Киев, Украина, 03680, тел. +38 (044) 205 20 99, эл. почта otel3@mail.ru^{4*} Департамент инженерных сооружений Укрзалізничці, ул. Тверская, 5, Киев, Украина, 03680, тел. +38 (044) 465 03 54, эл. почта georgiylinnik@gmail.com**ЦИКЛИЧЕСКАЯ ДОЛГОВЕЧНОСТЬ СВАРНОГО СОЕДИНЕНИЯ ШПИЛЕК КРЕПЛЕНИЯ МОСТОВОГО ПОЛОТНА ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ МОСТОВ**

Цель. Для определения условий использования приварной шпильки при строительстве и ремонте железнодорожных мостов провести комплекс соответствующих исследований. **Методика.** Исследование определения сопротивления усталости сварных образцов сварных конструкций осуществлялось путем их усталостных испытаний при нулевом циклическом растяжении. Для испытаний использованы модельные образцы сварного соединения шпильки крепления плит БМП с балкой таврового сечения, а также выполнено численный анализ таких соединений. **Результаты.** Приведены результаты исследований сопротивления усталости новой конструкции крепления плит безбалластного мостового полотна (БМП) железнодорожных мостов с использованием приварных шпилек. **Научная новизна.** Показано, что данная конструкция является перспективной, но ее внедрение требует усовершенствования технологии сварки и использования новых материалов для прокладного слоя при креплении плит БМП. **Практична значимость.** Определена циклическая долговечность сварных соединений шпильки из стали 09Г2С с верхним поясом тавровой балки изготовленной из малоуглеродной стали СтЗсп и низколегированной стали 09Г2С, которые получены дугоконтактной сваркой.

Ключевые слова: сварное соединение; шпилька крепления плит БМП; сопротивление усталости; испытание на усталость

V. I. KIRYAN^{1*}, V. V. KNYSH^{2*}, S.O. SOLOVEI^{3*}, G.O. LINNIK^{4*}^{1*} Paton Electric Welding Institute of NAS of Ukraine, 11 Bozhenko Str., Kiev, Ukraine, 03680, e-mail: kiryan@paton.kiev.ua^{2*} Department of toughness of welded structures, Paton Electric Welding Institute of NAS of Ukraine, 11 Bozhenko Str., Kiev, Ukraine, 03680, tel. +38 (044) 205 23 82, e-mail knyshj@mail.ru^{3*} Department of toughness of welded structures, Paton Electric Welding Institute of NAS of Ukraine, 11 Bozhenko Str., Kiev, Ukraine, 03680, tel. +38 (044) 205 20 99, e-mail otel3@mail.ru^{4*} Department of engineering constructions of Ukrzaliznytsia, 5 Tverska Str., Kyiv, Ukraine, 03680, tel. +38 (044) 465 03 54, e-mail georgiylinnik@gmail.com**FATIGUE LIFE OF WELDED JOINTS STUDS BRIDGE DECK RAILWAY BRIDGE**

Purpose. To determine the conditions of use of weld studs in the construction and repair of railway bridges carry out a set of relevant studies. **Methodology.** Study of determining fatigue resistance of welded specimens of welded structures carried out by their fatigue tests at zero cyclic tension. To test the model used samples of the welded joint studs BMP plates with T-section beam, and performed numerical analysis of these compounds. 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 results of studies of fatigue resistance of the new design mounting plates ballastless bridge deck (BMP) of railway bridges with welded studs. **Originality.** It is shown that the design is promising, but its implementation needs to be improved welding techniques and the use of new materials for cushioning layer for attaching plates BMP. **Practical value.** Cal-defined cyclic durability of welded joints in steel studs 09G2S with top chord T-bar manufac-pared from low-carbon steel St3sp and low alloy steel 09G2S who received welding.

Keywords: welded joints; stud fastening plates BMP; fatigue resistance; probationer; endurance test

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

Надійшла до редколегії 20.09.2014.

Прийнята до друку 29.09.2014.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 624.21.02

А. И. ЛАНТУХ-ЛЯЩЕНКО*

* Кафедра «Мости и туннели», Национальный транспортный университет, ул. Суворова, 1, Киев, Украина, 01010, тел/факс +38 (044) 280 79 78, эл. почта albert.lantoukh@gmail.com

КОНЦЕПЦИЯ НАДЕЖНОСТИ В ЕВРОКОДЕ

Цель. Глобальная цель работы заключается в анализе моделей надежности элементов, проектируемых в соответствии с Еврокодом. **Методика.** Теоретическое исследование. **Результаты.** Выполнено сравнение моделей **Научная новизна.** Сделаны важные обобщения и получены количественные сравнительные оценки моделей. **Практическая значимость.** Формируется практический аппарат управления надежностью в процессе проектирования.

Ключевые слова: Еврокод; модель надежности; характеристика безопасности

Ретроспектива

В этом кратком историческом обзоре мы попытаемся привести основные вехи на пути проникновения идей надежности в строительное проектирование.

Для нас становление и развитие основ теории надежности, современная общепринятая трактовка понятий надежности связывается, прежде всего, с революционными, для того времени, работами Н. С. Стрелецкого [20, 21] 1947-48 гг. и А. Р. Ржаницына [14, 15, 16] 1947-1952 гг. В этих работах и был заложен базис современной теории надежности, представляющий собой изложение двух фундаментальных научных идей:

- показана статистическая природа прочностных характеристик конструкции и параметров ее нагрузки и доказана необходимость вероятностной оценки работоспособности сооружения;

- заложены основы метода предельных состояний.

Впервые идеи статистического подхода к оценке прочности конструкций были изложены в работах М. Майера в 1926 г. [40], Н. Ф. Хоциалова в 1929 г. [22] и Н. С. Стрелецкого в 1947 г. [20]. Работы же А. Р. Ржаницына (1947-1952 гг.) были существенным развитием этих идей, их строгой математической формулировкой. (Подробную библиографию работ А. Р. Ржаницына и Н. С. Стрелецкого заинтересованный читатель найдет в монографии В. В. Болотина [4].)

В этом, далеко не полном, списке особое место занимает работа А. Р. Ржаницына 1952 г. [14] в которой изложена концепция безопасности сооружения, представляющая собой фундамент теории надежности.

Здесь принципиальные положения концепции безопасности сооружения А. Р. Ржаницыным формулируются как вероятностное решение проблемы $G = R - E$ в предположении, что обобщенные сопротивление элемента R и нагрузка E суть случайные переменные, имеют нормальное распределение и взаимно не коррелируют:

$$p_f = P(R - E \leq 0) = P(G \leq 0) = \Phi\left[\frac{0 - \mu_G}{\sigma_G}\right], \quad (1)$$

где G – резерв прочности; p_f – вероятность отказа; μ_G и σ_G – первые моменты распределения (математическое ожидание и стандарт); Φ – нормальная функция распределения.

Вероятностным решением проблемы явилась формула для определения коэффициента запаса, позже названного «характеристикой безопасности»:

$$\beta = \mu_G / \sigma_G \quad (2)$$

и, в соответствии с определением (1), вероятность отказа

$$p_f = \Phi(-\beta). \quad (3)$$

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

(В тексте работы [14] есть замечание, без ссылки на публикацию, о том, что формула (3) была получена автором еще в 1947 г.)

Позже этот подход в западной литературе будет назван «метод второго момента» (*second-moment method*) [27] и станет основой проектирования конструкций заданной надежности.

Работа А. Р. Ржаницына 1952 г. [14] практически осталась неизвестной в мире. Только в 1957 г. один перевод ее на английский язык был опубликован в изданиях Канадского исследовательского института в Оттаве [45]. (Ссылку на эту работу можно видеть в известной монографии Р. Е. Мельчерса [42]). Тем не менее, забегая несколько вперед отметим, что сегодня практическая процедура оценки надежности элементов сооружений в Еврокоде полностью повторяет алгоритм работы [14], включая самоопределение характеристикой безопасности.

Пятидесятые – начало шестидесятых в прошлом веке были годами бурного развития нового направления в прикладной математике и инженерии – теории надежности, использующей фундаментальные принципы теории вероятностей и математической статистики, теории случайных функций. С тех пор исследования надежности развились в мощную прикладную математическую дисциплину, появилось новое понятие – «надежностное проектирование».

Появились новые фундаментальный исследования в теории вероятностей. Выдающийся русский математик Б. В. Гнеденко нашел три класса предельных распределений [34, 6, 7]. Можно полагать, что это и был первый шаг последовавшего развития теории надежности.

К этому времени, по выражению В. В. Болотина [4], проявилось более глубокое понимание принципов теории надежности и переход «от элементарных методов теории вероятностей к методам теории случайных функций». Три взаимосвязанные научные идеи легли в основу нового направления:

– внешние воздействия на конструкцию и ее поведение в процессе эксплуатации суть *случайные процессы*, протекающие во времени;

– надежность отождествляется с вероятностью нахождения параметров в некоторой допустимой области, тогда как выброс параметров с этой области трактуется как отказ;

– отказ конструкции является следствием постепенного накопления повреждений.

Эти принципы в полной мере нашли свое воплощение в фундаментальных исследованиях В.В. Болотина относящиеся к 1960-1970 гг. и опубликованных в монографиях [2, 3, 4, 5].

В 1978 г. публикуется монография А.Р. Ржаницына [17] в которой систематично изложены многолетние исследования автора представляющие теоретический аппарат расчета строительных конструкций на надежность и явившиеся базисом всех строительных норм Советского Союза.

В 1982 г. А. Р. Ржаницыным издан учебник курса строительной механики [18] в котором большой раздел посвящен методологии расчета строительных конструкций на надежность. В строительных вузах вводится обязательный курс теории надежности.

Публикуются исследования по теории случайных процессов [12], [19] открывающие новые пути становления теории надежности.

Что касается прикладных исследований надежности в проектировании строительных конструкций – назовем только наиболее известные монографии В. Райзера [11], Чиркова В. П [21].

Даже краткий перечень работ по теории надежности был бы неполным без украинских авторов. В Украине к восьмидесятым годам сложилась известная национальная школа. Назовем несколько фундаментальных исследований: И. Н. Коваленко [9], А. В. Перельмутер [10], С. Ф. Пичугин [11].

Названные выше монографии В. В. Болотина Б. В. Гнеденко и А. Р. Ржаницына, в семидесятых годах были переведены на английский язык и стали «катализатором» бурного развития теории надежности в Европе и в Америке. Начало этого периода в западной литературе связывают с работой К. А. Корнелла (Cornell, С. А.) [27].

Вот как описывает этот период Р. Е. Мельчерс в своей монографии [42]: «В силу ему присущей простоты, так называемый, «метод второго момента» становится весьма популярным, благодаря ранним работам Маера (1926) [40], Фрейденталя (1956) [33], Ржаницына (1957) [45] и Баслера (Basler, E., 1961) [24]. Однако понадобилось время до конца 1960-х годов чтобы оценить и принять идеи метода, из-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

ложенного в обобщенной форме в работе Корнелла 1969 г. [27]».

В западной литературе эта работа считается основополагающей в современной теории надежности строительных конструкций. В ней центральная идея концепция безопасности сооружений А. Р. Ржаницына (1), (2), (3) представлена с широкими обобщениями. Характеристика безопасности получила элегантную геометрическую интерпретацию: в координатной плоскости обобщенных случайных переменных – сопротивления элемента R и нагрузки E . В этих координатах характеристика безопасности β представляет собой кратчайшее расстояние от начала координат до проектной точки, лежащей на кривой контура плотности распределения (в данном случае нормального распределения – это окружность).

Здесь же, в координатах ROE , вводится нормально распределенная линейная функция граничного состояния (G – резерв прочности в терминологии А. Р. Ржаницына), разделяющую координатную плоскость на две зоны – безопасную и разрушения:

$$G(\mathbf{X}) = a_0 + a_1 X_1 + a_2 X_2 + \dots + a_n X_n, \quad (4)$$

где X_i – базовые переменные функции граничного состояния; a_{i-1} – константы.

Позже эти обобщения послужили базой для дальнейшего развития метода в работах П. Тофт-Кристенсена, М. И. Бейкера [51] и О. Дитлевсена [28, 29], представивших концепцию определения характеристики безопасности в самом общем случае – произвольной функции распределения и нелинейной функции граничного состояния.

В 1974 г. А. М. Хасоифер и Н. К. Линд (А. М. Hasofer, N. C. Lind) в работе [35] ввели безразмерную функцию граничного состояния и, используя уравнения П. Тофт-Кристенсена и М. И. Бейкера [51] для определения расстояния до граничной криволинейной функции, предложили способ линеаризации проблемы.

Позже появляется большое количество работ, в которых характеристика безопасности анализируется с позиций аналитической геометрии, вводятся направляющие косинусы прямой соединяющей начало координат с проектной точкой на граничной функции [28], [39], [53, 54]. В практических приложениях эти па-

раметры получили название «коэффициенты чувствительности».

К 90 годам сложилась четкая математическая трактовка методов оценки надежности. К этому времени относятся работы О. Дитлевсена [28, 29], Д. Венциано [53, 54] обобщающие характеристику безопасности как геометрическую величину при произвольной функции граничного состояния и произвольном законе распределения. Публикуются монографии излагающие систематично исследования в теории надежности последних 20 лет [1, 39, 49].

Существенный вклад в систематизацию, обобщение и практические приложения исследований в теории надежности внесла большая группа ученых, работающих под эгидой Объединённого комитета безопасности конструкций – JCSS (Joint Committee on Structural Safety). Комитет был создан в 1971 г. по инициативе международных научно – исследовательских организаций в сфере строительства. Сегодня JCSS объединяет ученых 67 стран мира.

Ученые возглавлявшие комитет в разное время Дж. Д. Соренсен (J. D. Sørensen) [46, 47], М. Х. Фабер (M. H. Faber) [31], Й. Ферри-Боржес (J. Ferry-Borges) [32], Й. Шнейдер (J. Schneider) [48, 49], Р. Раквитц (R. Rackwitz) [44] опубликовали большое количество монографий, ставших учебниками по надежности, безопасности, долговечности и риску в сфере строительных конструкций.

Среди выдающихся работ комитета назовем фундаментальное теоретическое исследование, названное «Рекомендуемая вероятностная модель» (Probabilistic Model Code) [43] и стандарт ISO 2394-1998 «Общие принципы оценки надежности строительных конструкций» [37].

Большое количество исследований было опубликовано в 80-90 гг. в связи с разработкой EN 1990:2002 [25, 26, 31, 36, 41, 47, 50]. В конечном итоге Еврокод, в своей концепции надежности, впитал многое из перечисленного богатства теоретических исследований.

Почему Еврокод?

Прежде всего, о понятии «Еврокод». Так принято нынче в русскоязычной, да и украинской литературе называть пакет европейских нормативных документов проектирования объектов строительства.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Мотивов несколько. Во-первых, внедрение этих стандартов является одним из составляющих элементов украинской государственной политики интеграции с Евросоюзом. На государственном уровне приняты законы и постановления о приближении законодательной базы Украины к европейской. Четко сформулированная государственная концепция адаптации национальной нормативной базы с нормативами ЕС, ее интеграции в европейское нормативно-правовое пространство технического регулирования в строительстве.

Во-вторых, сегодня экспертами всего мира признается, что Еврокод является новейшей, наиболее совершенной базой нормативного регулирования в строительстве. И действительно, в течение 30 лет в разработке, введении и научном сопровождении принимают активное участие видные специалисты большинства стран Европы. Благодаря этому Еврокод адсорбировал современные научные достижения в теории сооружений, механике грунтов, механике и физике строительных материалов.

В-третьих, Еврокод – это первая в мире система проектирования, в основу концепции которой, положен принцип управляемой надежности и долговечности. Безусловно, к этому все системы проектирования, имели центральную цель гарантировать безопасность сооружения в течение всего срока эксплуатации, однако только в Еврокоде проектанту предоставлено аппарат управления надежностью объекта строительства в процессе проектирования.

Это означает, что в отличие от всех норм, применявшихся ранее и имевших "скрытую" надежность, об уровне которой мы только догадываемся, Еврокод имеет аппарат "управляемой" надежности. Уровень надежности сооружения проверяется проектантом с помощью количественного показателя и может изменяться по требованию заказчика или иного компетентного органа. В этой концепции безусловная принципиальная новизна европейской системы нормативного регулирования в строительстве.

Концепция надежности в Еврокоде. Определение термина «надежность»

В одном из первых пунктов Еврокода EN 1990 [8, 30] понятие «надежность» определяется так:

«Способность конструкции или ее элемента выполнять определенные функции в течение всего проектного срока службы. Надежность обычно выражается в вероятностных показателях.»

Примечание. Надежность охватывает безопасность, эксплуатационную пригодность и долговечность конструкции».

Примечание к определению термина призвано подчеркнуть, что надежность является одновременно мерой безопасности, эксплуатационной пригодности и долговечности конструкции.

Надежность наряду со своим основным назначением – характеризовать уровень безопасности сооружения в течение жизненного цикла эксплуатации имеет и другую функцию – служит инструментом оптимизации качества проекта. Так в EN 1990:2002 [30], находим: *«Следует отметить, что значение параметра надежности является формальным или мнимым показателем вероятности разрушения. Он используется скорее, как средство для развития последовательных проектных правил, чем для описания частоты разрушения конструкции».*

Численным параметром надежности сооружения/элемента есть вероятность того, что не будет превышено предельное состояние, обозначается P . Вероятность, дополняющая P до 1 трактуется как отказ и обозначается p_f .

В EN 1990 задается вероятность отказа, выраженной через характеристику безопасности и нормальную функцию распределения (табл. 1).

Форматы надежности в Еврокоде

Еврокод предоставляет пользователю несколько процедур оценки надежности на этапе проектирования. Классификация теоретических подходов оценки надежности в [31] выполнена трехуровневой.

Уровень I – это, так называемый, полувероятностный метод, классический подход, в котором частные коэффициенты надежности задаются в рамках нормативного документа и расчеты имеют вид детерминистических. По поводу термина «*полувероятностный*» нужно заметить, что это название не есть общепринятым, и даже, в некоторой степени, некорректно. В действительности все необходимые расчеты в рамках теории вероятностей и математиче-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

ской статистики выполнены, но выполнены не проектировщиком а разработчиками норм.

Применение методики уровня I не требует от проектанта выполнения каких-либо вероятностных расчетов. Требования проектной надежности формулируются, как удовлетворения неравенств вида:

$$E(F_k, \gamma_k) \leq R(a_k, f_k, \gamma_k), \quad (6)$$

где E – обобщенное внешнее усилие; R – обобщенное сопротивление элемента сооружения; F_k – внешние усилия и воздействия; a_k – геометрические параметры; f_k – механические характеристики материалов; γ_k – коэффициенты надежности (в современной терминологии – «частные коэффициенты надежности»), которые получены из соотношения:

$$\gamma_k = R_k / R_d, \quad (7)$$

где R_k – характеристическое значение обобщенного сопротивления элемента сооружения; R_d – проектное значение обобщенного сопротивления элемента сооружения

Уровень II – аналитическая процедура теории надежности, основанная на допущениях А. Р. Ржаницына (1), (2), (3), называемая в Еврокоде метод первого порядка оценки надежности FORM (First Order Reliability Method). Метод FORM является базовым для Еврокода, несмотря на то, что рассматривается в Еврокоде как первое приближение, вполне приемлемое для практических целей. Далее эта процедура будет изложена достаточно подробно.

Уровень III – точная процедура теории надежности, основанная на аналитическом или численном вычислении интеграла вероятности (8) или (8а) при произвольных функциях распределения нагрузки и сопротивления, называемая «метод второго порядка оценки надежности SORM (Second Order Reliability Method)».

$$p_f = P(R - E \leq 0) = \iint_D f_{RE}(r, e) dr de, \quad (8)$$

где $f_R(r)$ – функция плотности вероятности сопротивления $f_S(s)$ – функция плотности вероятности нагрузки; D – область разрушения, для которой функция граничного состояния $G < 0$.

Соотношение (8) может быть представлено и в другой форме – в виде интеграла-свертки:

$$p_f = P(R - E \leq 0) = \int_{-\infty}^{\infty} F_R(x) f_E(x) dx, \quad (8a)$$

где $F_R(x)$ – интегральная функция распределения сопротивления R ; $f_E(x)$ – функция плотности вероятности нагрузки E .

Кроме того, в EN 1990 предусмотрена возможность проектирования на основании лабораторных исследований образцов материалов, их статистических характеристик. Принципы же оценки надежности остаются неизменными – применение методологии уровня II, т.е. метода FORM.

Оценки надежности по методологии FORM

Метод II требует от проектанта вероятностных расчетов. Условие безопасности формулируется как решение проблемы: $G = R - E$.

Как упоминалось выше, этот подход основан на интегральной вероятности отказа двух переменных: обобщенного сопротивления элемента R и обобщенной нагрузки E при предположениях что R и E , *суть случайные переменные, имеют нормальное распределение и взаимно не коррелируют*:

$$p_f = \Phi(-\beta) \quad (3)$$

и

$$\beta = \mu_G / \sigma_G, \quad (2)$$

где p_f – вероятность отказа; G – функция граничного состояния («резерв прочности» в терминологии А. Р. Ржаницына); μ_G и σ_G – первые моменты распределения (математическое ожидание и стандарт) функции граничного состояния G ; Φ – нормальная функция распределения; β – характеристика безопасности («индекс надежности» в терминологии Еврокода).

Учитывая, что обобщенные переменные R и E имеют нормальное распределение, функция рабочего состояния G также будет иметь нормальное распределение. Следовательно, первые моменты распределения функции G можно выразить через первые моменты обобщенных переменных R и E :

$$\mu_G = \mu_R - \mu_E, \quad (9)$$

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

$$\sigma_G = (\sigma_R^2 + \sigma_E^2)^{0,5} \quad (9a)$$

и соответственно характеристику безопасности (2) в классической форме [14,27]:

$$\beta = \frac{\mu_G}{\sigma_G} = \frac{\mu_R - \mu_E}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}} \quad (10)$$

здесь μ_R – среднее значение обобщенного сопротивления элемента сооружения; μ_E – среднее значение обобщенной нагрузки элемента сооружения; σ_R – среднее квадратичное отклонение (стандарт) обобщенного сопротивления элемента сооружения; σ_E – среднее квадратичное отклонение обобщенной нагрузки элемента сооружения.

Еврокод предлагает также альтернативную формулу для случая лог-нормального распределения:

$$\beta = \frac{\mu_G}{\sigma_G} = \frac{\ln(\mu_R / \mu_E)}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}} \quad (10a)$$

Графическая интерпретация характеристики безопасности в пространстве обобщенных переменных E , R и вероятностей отказа p_R , p_E приведена на рис. 1. На рис. 2 еще раз приведена графическая интерпретация характеристики безопасности в плоскости безразмерных переменных E/σ_E , R/σ_R .

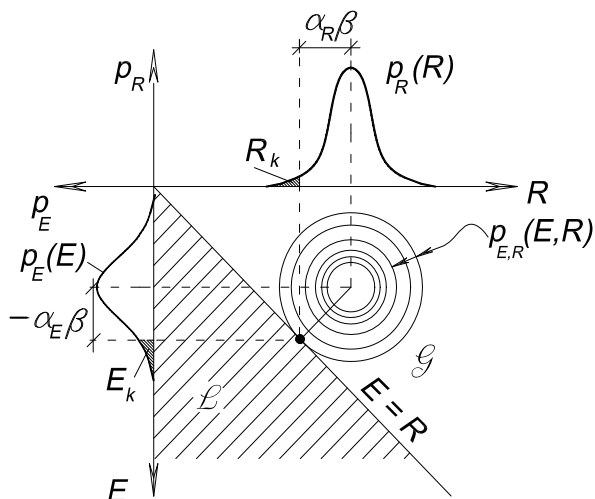


Рис. 1. Характеристика безопасности β

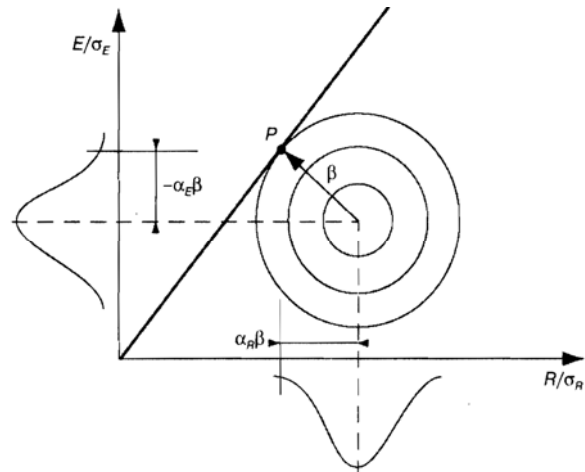


Рис. 2. Характеристика безопасности в плоскости безразмерных переменных E/σ_E , R/σ_R

Надежность сооружения на уровне II достигается проверками значения характеристики безопасности (10) в предельных состояниях первой и второй групп. В необходимых случаях должна быть осуществлена проверка по усталости.

Минимально допустимые уровни характеристики безопасности для трех типов предельных состояний задаются в EN 1990.

Таблица 1

Минимальные проектные значения характеристики безопасности

Предельное состояние	Характеристика безопасности	
	1 год	50 лет
Несущая способность	4,7	3,8
Усталость		1,5...3,8
Эксплуатационная пригодность	2,9	1,5

Рекомендованные минимально допустимые значения характеристики безопасности тракуются Еврокодом «как разумный минимум требований, полученный путем статистических расчетов» [30].

Данные табл. 1 приняты в Еврокоде следуя рекомендациям европейского стандарта ISO 2394: 1998 [37], где для базового периода в 1 год характеристика безопасности по несущей способности принята равной $\beta_1 = 4,7$. Это значение соответствует приемлемому уровню рис-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

ка летальных случаев в обществе $p_f = 10^{-6}$ в год.

Для периода в n лет характеристика безопасности вычисляется по приближенной формуле Туркстра (Turkstra C.) [52]:

$$\Phi(\beta_n) = [\Phi(\beta_1)]^n, \quad (18)$$

$$P_n = (1 - P_1)^n. \quad (18a)$$

Так по этой формуле, для периода повторения $n = 50$ лет, характеристика безопасности по несущей способности равна 3,8 (табл. 1).

Расчетные значения внешнего воздействия на сооружение E_d и сопротивления сооружения R_d определяются так, чтобы вероятность получения более неблагоприятного значения была следующей

$$P(E > E_d) = \Phi(\alpha_E \beta), \quad (11)$$

$$P(R > R_d) = \Phi(\alpha_R \beta), \quad (11a)$$

где α – коэффициент чувствительности метода FORM (направляющие косинусы см. рис. 1 и 2):

$$(-1 \leq \alpha \leq +1); \quad (12)$$

β – рекомендованное в EN 1990:2002 [30] значение характеристики безопасности (см. табл. 1).

Коэффициенты чувствительности вычисляются через стандарты σ_E и σ_R (см. рис. 1 и 2):

$$\alpha_R = \frac{\sigma_R / \sigma_E}{\sqrt{1 - (\sigma_R / \sigma_E)^2}}; \quad \alpha_E = \frac{1}{\sqrt{1 - (\sigma_R / \sigma_E)^2}}. \quad (13)$$

С достаточной для практических целей точностью коэффициенты (13) могут быть приняты:

$$\alpha_R = 0,8; \quad \alpha_E = -0,7 \quad (14)$$

при соблюдении условия [30]:

$$0,16 < \sigma_E / \sigma_R < 7,6. \quad (15)$$

В практических расчетах Еврокод рекомендует воспользоваться зависимостью эквивалентной вероятности отказа (3), записанной

через параметры нормального закона распределения μ и σ :

$$\mu_E - \alpha_E \beta \sigma_E \leq \mu_R - \alpha_R \beta \sigma_R. \quad (16)$$

Пользуясь соотношением (16) получают значения частных коэффициентов надежности γ_i для переменной X_i , входящей в выражение обобщенной нагрузки E или сопротивления R :

$$\gamma_i = (\mu_i - \alpha_i \beta \sigma_i) / X_{ki}, \quad (17)$$

где X_{ki} – характеристическое значение i -той переменной.

Выражения проектных (расчетных) значений X_{di} , входящих в формулу (17) для частных коэффициентов надежности в случае логнормального распределения и Гумбеля приведены в табл. 2

Таким образом, для оценки надежности проектируемых элементов по Еврокоду на уровне II потребуется иметь параметры распределения всех случайных переменных, которые входят в (17), т.е. материалов, нагрузок и, возможно, топологических данных.

Таблица 2

Проектные значения переменных

Распределение	Проектные (расчетные) значения X_d
Нормальное	$\mu - \alpha \beta \sigma$
Логнормальное	$\mu \exp(-\alpha \beta V)$ для $V = \sigma / \mu < 0,2$
Гумбеля	$u - \frac{1}{a} \ln \{-\ln \Phi(-\alpha \beta)\}$ где $u = \mu - \frac{0,577}{a}$; $a = \frac{\pi}{\sigma \sqrt{6}}$

Что касается оценки надежности на уровне III (SORM), то Еврокод не дает подробных рекомендаций, ограничиваясь определением: «точные методы». В самом общем виде, выше

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

были изложены форматы точной оценки надежности.

Выводы

Как видно из изложенного, основным принципом концепции надежности в Еврокоде есть обеспечение безопасности зданий и сооружений. Для оценки надежности проектируемых элементов Еврокод предлагает проектировщику четыре формата. Наиболее употребительный из них – метод первых двух моментов стал сегодня признанным инструментом управления надежностью проектируемых конструкций не только в странах Европы, но и во всем мире.

Очевидно, что принятая в Еврокоде концепция надежности есть не только мерой безопасности сооружения, но и критерием оптимальности проекта, долговечности сооружения.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Аугусти, Г., Вероятностные методы в строительном проектировании [Текст] : пер. с англ. / Г. Аугусти, А. Баратта, Ф. Кашиати. – Москва : Стройиздат, 1988.
2. Болотин, В. В. Ресурс машин и конструкций [Текст] / В. В. Болотин. – Москва : Машиностроение, 1984.
3. Болотин, В. В. Применение методов теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений [Текст] / В. В. Болотин. – Москва : Стройиздат, 1971.
4. Болотин, В. В. Статистические методы в строительной механике [Текст] / В. В. Болотин. – Москва : Стройиздат, 1965.
5. Болотин, В. В. Статистические методы в строительной механике [Текст] / В. В. Болотин. – Москва : Стройиздат, 1961.
6. Гнеденко, Б. В. Курс теории вероятностей [Текст] / Б. В. Гнеденко. – Москва : Гостехиздат, 1954.
7. Гнеденко, Б. В. Математические методы в теории надежности [Текст] / Б. В. Гнеденко, Ю. К. Беляев, А. Д. Соловьев. – Москва : Наука, 1965.
8. ДСТУ-Н Б EN 1990:2008 «Еврокод. Основи проектування конструкцій (EN 1990:2002, IDT)» [Текст].
9. Коваленко, И. Н. Исследования по анализу надежности сложных систем [Текст] / И. Н. Коваленко. – Киев : Наукова думка, 1975.
10. Пичугин, С. Ф. Надежность стальных конструкций производственных зданий [Текст] / С. Ф. Пичугин. – Полтава : ООО АСМИ, 2009.
11. Перельмутер, А. В. Избранные проблемы надежности и безопасности строительных конструкций [Текст] / А. В. Перельмутер. – Киев : Укрниипректстальконструкция, 2000.
12. Пугачев, В. С. Теория случайных функций [Текст] / В. С. Пугачев. – Москва : Гостехиздат, 1957.
13. Райзер, В. Д. Теория надежности в строительном проектировании [Текст] / В. Д. Райзер. – Москва : изд-во АСВ, 1998.
14. Ржаницын, А. Р. Применение статистических методов в расчетах сооружений на прочность и безопасность [Текст] / А. Р. Ржаницын // Строительная промышленность. – Москва : 1952. – № 6.
15. Ржаницын, А. Р. Расчет сооружений с учетом пластических свойств материала [Текст] / А. Р. Ржаницын. – Москва : Стройвоенмориздат. – 1949.
16. Ржаницын, А. Р. Статистический метод определения допускаемых напряжений при продольном изгибе [Текст] / А. Р. Ржаницын // Научное сообщение ЦНИПС – Вып. 3. – Москва : Стройиздат, 1951.
17. Ржаницын, А. Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность [Текст] / А. Р. Ржаницын. – Москва : Стройиздат. – 1978.
18. Ржаницын, А. Р. Строительная механика [Текст] / А. Р. Ржаницын. – Москва : Высш. школа, 1982.
19. Свешников, А. А. Прикладные методы теории случайных функций [Текст] / А. А. Свешников. – Москва : Наука, 1968.
20. Стрелецкий, Н. С. Об исчислении запасов прочности сооружений [Текст] / Н. С. Стрелецкий // Сборник трудов МИСИ. – 1938. – № 1.
21. Стрелецкий, Н. С. Основы статистического учета коэффициента запаса прочности сооружений [Текст] / Н. С. Стрелецкий. – Москва : Стройиздат, 1947.
22. Хоциалов, Н. Ф. Запасы прочности [Текст] / Н. Ф. Хоциалов // Строительная промышленность. – 1929. – № 10.
23. Чирков, В. П. Вероятностные методы расчета мостовых железобетонных конструкций [Текст] / В. П. Чирков. – Москва : Транспорт, 1980. – 133 с.
24. Basler, E. Untersuchungen über den Sicherheitsbegriff von Bauwerken [Text] / E. Basler // Schweizer Archiv für angewandte Wissenschaft und Technik, 4, 1961.
25. Calgaro, J. A. Introduction aux Eurocodes – Securite des Construction et Bases de la Theorie de

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

- la Fiabilite [Text] / J. A. Calgaro // Presses de l'ENPC, Paris, 1996.
26. CIRIA (1977). Rationalization of Safety and Serviceability Factors in Structural Codes [Text].
 27. Cornell, C. A. A Probability Based Structural Code [Text] / C. A. Cornell // ACI-Journal No. 12, Vol. 66, 1969. – pp. 974-985.
 28. Ditlevsen, O. Generalized second moment reliability index. Journal of Structural Mechanics, 7, 1979 435-451
 29. Ditlevsen O. Structural Reliability Methods [Text] / O. Ditlevsen, H. O. Madsen. // John & Wiley Sons Ltd, Chichester, 1996/
 30. EN 1990:2002 Eurocode – Basis of structural design. European Committee for Standardization. Brussels: 2003.
 31. Faber, M. H. and Sørensen, J.D. (2003). Reliability based code calibration – The JCSS: 2003 Інтернет ресурс: <http://www.jcss.byg.dtu.dk>
 32. Ferry-Borges, J. Structural Safety [Text] / J. Ferry-Borges, M. Castanheta // Laqboratorio Nacional de Engenharia Civil, Lissabon, 1971.
 33. Freudenthal, F. M. Safety, reliability and structural design J. of Structural [Text] / F. M. Freudenthal // Div. Proc. ASCE, 87 ST3, 1961.
 34. Gnedenko, B. V. (1943) Sur la distribution limit du terme maximum d'une serie aleatoire [Text] / B. V. Gnedenko. – Ann. Math. – № 44.
 35. Hasofer, A. M. An Exact and Invariant First Order Reliability Format [Text] / A. M. Hasofer, N. C. Lind // Proc. ASCE, J. Eng.Mech. Div., 1974. – pp. 111-121.
 36. Holicky, M. Partial factors for assessment of existing reinforced concrete bridges [Text] / M. Holicky, J. Markova, M. Sykora // Proceedings of the 6th International Probabilistic Workshop, Darmstadt 2008.
 37. ISO 2394: 1998. General principles on reliability for structures [Text] : 2nd ed. Geneve, Switzerland: ISO, 1998.
 38. JCSS, Probabilistic Model Code [Text] // The Joint Committee on Structural Safety, Geneve: 2001.
 39. Madsen, H.O. Methods of Structural Safety [Text] / H. O. Madsen, S. Krenk, N. C. Lind // Prentice Hal, Inc. Englewood Cliffs, NJ 07632, 1986.
 40. Mayer, M. Die Sicherheit der Bauwerte und ihre Berechnung nach Granz kräften statt nach zulässigen Spannungen [Text] / M. Mayer // Springer Verlag, Berlin, 1926
 41. Melchers, R. E. Reliability of parallel structural systems [Text] / R. E. Melchers // J. Structural Div., ASCE, 109 (11) 1983. – P. 2651-2665.
 42. Melchers, R. E. Structural Reliability Analysis and Prediction [Text] / R. E. Melchers // Second Edition. John Wiley & Sons. – New York, 1999.
 43. Probabilistic Model Code ISBN 978-3-909386-79-6. Інтернет ресурс: <http://www.jcss.byg.dtu.dk>
 44. Rackwitz, R. Static properties of reinforcing steel. Working notes, JCSS Probabilistic Model Code. Part 3: Resistance model, 1996 <http://www.jcss.byg.dtu.dk>
 45. Rzhantyn, R. (1957) It is Necessary to Improve the Standards of Building Structures [Text], A Statistical Method of Design of Building Structures, Allan, D. E. (transl.), Technical Translation No. 1368, National Research Council of Canada, Ottawa
 46. Sørensen, J. D. Reliability Based Optimization of Structural Systems [Text] / J. D. Sørensen // Proceedings of the 13th IFIP conference. V. 113: 1987.
 47. Sørensen, J. D. Optimal Reliability – Based Code Calibration [Text] / J. D. Sørensen, I. B. Kroon and M. H. Faber // Structural Safety, Vol. 14, 1994/ – pp. 197-208.
 48. Schneider, J. Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen, Grundwissen für Ingenieure [Text] / J. Schneider // VDF, Hochschulverlag AG and der EH Zürich, 1994
 49. Schneider, J. Introduction to Safety and Reliability of Structures IABSE [Text] / J. Schneider. – Zurich, 1997.
 50. Stewart, M. Probabilistic Risk Assessment of Engineering Systems [Text] / M. Stewart, R. E. Melchers // Chapman & Hall, 1997.
 51. Thoft-Christensen, P. Structural Reliability Theory and Its Applications [Text] / P. Thoft-Christensen, M. J. Baker/ – Springer Verlag, 1982.
 52. Turkstra C. Theory and Structural Design [Text] : Study No. 2 / C. Turkstra // University of Waterloo, Solid Mechanics Division, Canada, 1972.
 53. Veneziano, D. Contributions to Second Moment Reliability Theory [Text] / D. Veneziano. Res. Rept. R74-33, Dept. of Civil Eng., MIT, Cambridge, USA, 1974.
 54. Veneziano, D. New index of reliability [Text] / D. Veneziano // J. Engrg. Mech. Div., Proc. ASCE, N 105, 1979. – pp. 277-296.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

А. И. ЛАНТУХ-ЛЯЩЕНКО*

* Кафедра «Мости та тунелі», Національний транспортний університет, вул. Суворова, 1, Київ, Україна, 01010, тел/факс +38 (044) 280 79 78, ел. пошта albert.lantoukh@gmail.com

КОНЦЕПЦІЯ НАДІЙНОСТІ В ЄВРОКОДІ

Мета. Глобальною метою роботи є аналіз моделей надійності елементів, що проектуються у відповідності до Єврокоду. **Методика.** Теоретичне вишукування. **Результати.** Виконано порівняння моделей **Наукова новизна.** Зроблені важливі узагальнення і отримані порівняльні кількісні оцінки моделей. **Практична значимість.** Формулюється практичний апарат управління надійністю на етапі проектування.

Ключові слова: Єврокод; модель надійності; характеристика безпеки

ALBERT I. LANTOUKH-LIACHTCHENKO*

* Dep. of «Bridges and Tunnels», National Transport University, 1 Suvorova, Str., Kiev, Ukraine, 01010, tel/fax +38 (044) 280 79 78, e-mail albert.lantoukh@gmail.com

CONCEPT OF RELIABILITY IN EUROCODES

Purpose. The global objective of the work is to analyze models of reliability elements, designing in accordance with Eurocode. **Methodology.** Theoretical study. **Findings.** A comparison of model. **Originality.** Made important synthesis and the quantitative comparative evaluation models. **Practical value.** Formed a practical apparatus reliability management in the design process.

Keywords: Eurocode; reliability model; reliability factor

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

Поступила в редколлегию 20.09.2014.

Принята к печати 28.09.2014.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 621.791.09:621.785.375

М. Г. МАЛЬГИН^{1*}, К. В. МЕДВЕДЕВ^{2*}

^{1*} MIDAS Information Technology Co., Ltd. MIDAS IT Tower-Pangyo Seven Venture Valley, 633 Sampyeong-dong Bundang-gu, Seongnam-si, Gyeonggi-do, 463-400, Korea, тел. +82 31 789 19 92, e-mail malgin@midasit.com

^{2*} Каф. «Мосты и туннели», Национальный транспортный университет, ул. Суворова, 1, Киев, Украина, 01010, тел/факс +38 (044) 280 79 78, эл. почта kvmedvediev@gmail.com

МОДЕЛЬ РАСЧЕТА МОСТОВЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА УСТАЛОСТЬ ПО ЛОКАЛЬНЫМ НАПРЯЖЕНИЯМ

Цель. Целью работы является разработка новой модели расчета сварных узлов мостовых конструкций на усталость по локальным напряжениям. **Методика.** Проведено теоретическое исследование. Дано описание решения основных выполняемых задач расчета на усталость: разработка расчетной модели конструкции для исследования общей и местной нагруженности элементов; назначение расчетных схем нагружения подвижными нагрузками; назначение расчетных характеристик сопротивления усталости; определение расчетного срока службы конструкции. Приводится пример расчета ресурса типового железнодорожного пролетного строения. **Результаты.** Проанализированы основные недостатки существующей нормативной модели расчета на усталость, обосновано и предложено ее развитие. **Научная новизна.** Разработана и обоснована новая модель расчета на усталость сварных узлов мостовых конструкций. **Практическая значимость.** Предложенная модель позволяет повысить точность расчета ресурса мостов, учитывая особенности конструктивного оформления элементов и их местное НДС, а также позволяет оптимизировать конструктивные формы узлов.

Ключевые слова: усталостная долговечность; мостовые конструкции; сварной узел; метод конечных элементов

Введение

Известно, что в сварных узлах конструкций различного назначения, отвечающих техническим условиям на их изготовление (несущие элементы подвижного железнодорожного состава, пролетные строения мостов, промышленные краны и пр.), в процессе назначенных сроков службы возникают трещины усталости [1-4]. Для поддержания их в исправном состоянии разрабатываются правила их ремонта и эксплуатации. На сегодняшний день проблема повышения надежности элементов железнодорожных и автодорожных мостов является одной из наиболее актуальных.

Основной причиной появления преждевременных усталостных трещин в мостовых конструкциях является то, что уже на стадии проектирования не достаточно полно учитывается действительная работа элементов при эксплуатационном нагружении. Многочисленные экспериментальные и численные исследования действительной нагруженности элементов мостов показывают, что в местах наблюдаемых уста-

стных повреждений может возникать сложное местное нагружение элементов. При прохождении подвижной нагрузки по мосту, в местах наблюдаемых повреждений, наряду с основными действующими напряжениями, возникают местные дополнительные напряжения. Закономерности изменения местного напряженно-деформированного состояния (НДС) в зонах повреждения обусловлены двумя основными факторами: конструктивным и силовым, а именно особенностями конструктивных форм узла и способом передачи нагрузки на каждый его элемент при прохождении подвижной нагрузки. Наиболее выражена роль местных дополнительных напряжений в тех сварных узлах конструкций, в которых реализуется пространственный изгиб элементов, стесненное кручение, а так же комбинация действия касательных и нормальных напряжений в плоскости элементов.

В железнодорожных пролетных строениях мостов, наиболее часто, местные дополнительные напряжения проявляются в стенках балок, в местах прикрепления поперечных ребер

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

жесткости [1, 2]. Местное нагружение стенки в тех местах характеризуется тем, что помимо ее общего изгиба в плоскости, возникает и местный поперечный выгиб стенки, приводящий к возникновению в ней стеснения деформаций и дополнительных напряжений в зонах сварных соединений (рис. 1). Данный выгиб возникает при прохождении колеса тележки вагона над узлом. Трещины усталости образуются по линии сплавления шва (см. рис. 1).



Рис. 1. Местная деформация стенки балки и наличие трещины усталости в зоне сварного соединения

В автодорожных мостах наиболее часто местные дополнительные напряжения проявляются в узлах ортотропных плит (ОП) проезжей части [2, 3]. Местное воздействие транспорта на конструкцию ОП приводит к возникновению стесненного кручения продольных ребер жесткости в местах их пересечения со стенкой поперечной балки ОП (рис. 2). В результате возникают местные дополнительные деформации элементов.

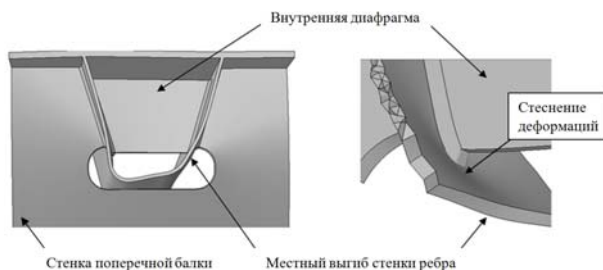


Рис. 2. Местная деформация элементов узла ОП

В местах образования трещин (рис. 3), в зонах сварных соединений, возникают местные допол-

нительные напряжения, которые накладываются на основные от общей деформации элементов ОП.

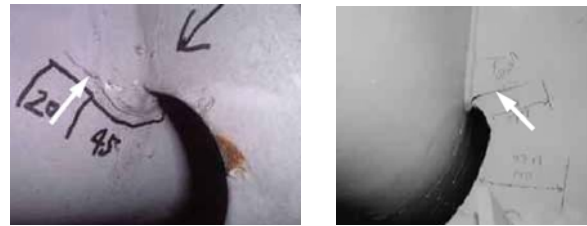


Рис. 3. Наличие трещин усталости в зонах сварных соединений элементов ОП

Фактическое НДС элементов мостов в потенциально опасных зонах (в зонах образования трещин) при прохождении подвижной нагрузки может быть представлено как:

$$\begin{pmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} \\ \tau_{xy} & \sigma_y \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \sigma_x^{\text{общ}} & \tau_{xy}^{\text{общ}} \\ \tau_{xy}^{\text{общ}} & \sigma_y^{\text{общ}} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \sigma_x^{\text{мест}} & \tau_{xy}^{\text{мест}} \\ \tau_{xy}^{\text{мест}} & \sigma_y^{\text{мест}} \end{pmatrix}, \quad (1)$$

где σ_x , σ_y , τ_{xy} – полные напряжения в элементе; $\sigma_x^{\text{общ}}$, $\sigma_y^{\text{общ}}$, $\tau_{xy}^{\text{общ}}$ – напряжения в элементе от общей нагруженности конструкции; $\sigma_x^{\text{мест}}$, $\sigma_y^{\text{мест}}$, $\tau_{xy}^{\text{мест}}$ – напряжения в элементе от местной нагруженности конструкции.

Усталостные повреждения элементов конструкции относятся к предельному состоянию, приводящему к разрушению всего сооружения. Соответственно модель расчета мостов на усталость должна способствовать назначению таких конструктивных решений элементов и узлов, которые не будут подвержены повреждениям за весь проектный срок службы моста. Условием, по которому осуществляется оценка сопротивляемости того или иного элемента конструкции усталости, является неравенство в котором внешние переменные усилия в элементе не должны превышать характеристики сопротивления усталости элемента. Данное условие имеет вид:

$$\sigma_{\text{действ}} \leq \sigma_{\text{допуст}}, \quad (2)$$

где $\sigma_{\text{действ}}$ являются действующими переменными напряжениями в элементе при нагружении, а $\sigma_{\text{допуст}}$ – предельно допустимой величиной напряжений.

Действующий нормативный подход к расчету мостовых конструкций железнодорожных и автодорожных мостов ДБН В.2.3-26:2010 [5] не позволяет учесть влияние местных дополни-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

тельных напряжений на долговечность конструкции. Согласно нормам проектирования расчет $\sigma_{\text{действ}}$ в левой части выражения (2) сводится к определению в потенциально опасных местах конструкции номинальных напряжений, действующих в расчетных сечениях несущего элемента конструкции (рис. 4). В выражении (1) такие напряжения характеризуются как общие в сечении $\sigma^{\text{общ}}$. Местные напряжения $\sigma^{\text{мест}}$ игнорируются.

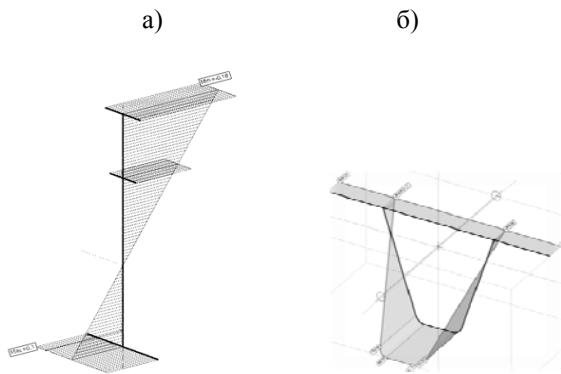


Рис. 4. Пример распределения номинальных напряжений в расчетных сечениях элементов мостов: а – в главной балке пролетного строения; б – в продольном ребре жесткости ОП

В свою очередь общие напряжения в сечениях назначаются нормами исходя из требования рассмотрения общей нагруженности элементов при условных схемах загрузки мостов подвижными нагрузками. Характерной особенностью схемы нормативной нагрузки железнодорожного подвижного состава (СК) является то, что группу сосредоточенных сил от локомотива и вагонов заменяют на эквивалентную равномерно распределенную нагрузку. В рамках определения местной нагруженности узлов железнодорожных мостов такая постановка нагружений не является приемлемой, так как возникает необходимость в анализе закономерностей изменения местного НДС элементов при различном положении колесной нагрузки на конструкции. То есть важно учитывать в модели прохождение схемы сосредоточенных сил от колес локомотива и вагонов.

В правой части выражения (2), согласно нормам проектирования, допустимые напряжения $\sigma_{\text{допуст}}$ определяются путем умножения расчетного сопротивления стали на понижающий коэффициент γ_w :

$$\sigma_{\text{допуст}} = \gamma_w \cdot R_y \cdot m, \quad (3)$$

где R_y – расчетное сопротивление стали; m – коэффициент условий работы; γ_w – коэффициент понижения расчетного сопротивления стали за счет усталости, который определяется по следующей зависимости:

$$\gamma_w = \frac{1}{\zeta \cdot \vartheta \cdot [(\alpha\beta \pm \delta) - (\alpha\beta \mp \delta)\rho]} \leq 1, \quad (4)$$

где α , δ – коэффициенты, учитывающие марку стали и не стационарность нагружения; β – эффективный коэффициент концентрации напряжений; ρ – коэффициент асимметрии цикла при переменных нагружениях; ζ – коэффициент, равный 1,0 для железнодорожных мостов; ϑ – коэффициент, зависящий от длины загрузки линии влияния при определении переменных напряжений.

В выражении (4) основным параметром отвечающим за снижение расчетного сопротивления стали R_y , из-за наличия различных конструктивных форм сварных элементов, является коэффициент β . Он определяется экспериментальным путем в лабораторных условиях. Образцы, используемые для получения значений этого коэффициента имели обобщенные формы конструктивных элементов и они испытывались при простых видах нагружения, а именно при осевом растяжении-сжатии или изгибе [6-8]. В рамках нормативного расчета допускается, что все элементы мостов, испытывающие переменные воздействия, будут подвержены простому виду нагружения, исключая возможность возникновения местных дополнительных силовых факторов.

Нормативная модель расчета на усталость автодорожных мостов так же основывается на анализе общей нагруженности элементов. Согласно условию (2) действующие размахи переменных номинальных напряжений $\Delta\sigma_i$ в элементе не должны превышать ограниченный размах переменных напряжений $\Delta\sigma_D$ при заданном числе циклов нагружения. При этом размахи $\Delta\sigma_D$ назначаются исходя из расчетных кривых усталости выраженных в тех же номинальных напряжениях.

Постановка расчета мостов в условиях общей нагруженности элементов по номинальным

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

напряжениям вполне удовлетворяет требованиям обеспечения несущей способности элементов конструкций по прочности и устойчивости. Однако не во всех случаях обеспечивает сопротивление усталости элементов сварных узлов. Трещины усталости зарождаются в локальных зонах узлов, где возникают переменные местные дополнительные напряжения от сосредоточенной передачи нагрузок или из-за относительных перемещений (деформаций) отдельных элементов. Поэтому, расчет на усталость должен выполняться не по номинальным напряжениям, а локальным, которые учитывают особенности местного нагружения элементов во взаимосвязи с принятыми формами сварных узлов.

Таким образом, представляется актуальным совершенствование модели расчета на усталость сварных узлов мостовых конструкций с более полным учетом компонентов напряженно-деформированного состояния его элементов в условиях переменных эксплуатационных воздействий. В основу совершенствования модели должен быть положен расчетный анализ с использованием метода конечных элементов.

Цель

Целью данной работы является разработка и обоснование новой модели расчета на усталость сварных узлов мостовых конструкций по локальным напряжениям на основе использования метода конечных элементов.

Методика

Современное развитие модели расчета сварных узлов, как железнодорожных, так и автомобильных мостов на усталость, должно основываться на едином подходе. В связи с тем, что наиболее точный расчет должен выполняться с учетом действительной переменной нагруженности элементов, следует учитывать два типа напряжений – номинальные и локальные. Номинальные напряжения следует рассматривать, когда элемент подвержен только лишь общей нагруженности. Локальные напряжения в зоне сварного соединения, рассматриваются в случае когда элемент, помимо общей нагруженности, подвержен местным дополнительным факторам, приводящим к появлению местных дополнительных напряжений.

Для нахождения значений левого и правого условия (2) должны решаться четыре задачи:

1. Разработка расчетной модели мостовой конструкции для исследования общей и местной нагруженности элементов сварного узла;

2. Назначение расчетных схем нагружения конструкции подвижными нагрузками и определение величины и повторяемости переменных напряжений в потенциально опасных зонах (левая часть условия (2));

3. Назначение расчетных характеристик сопротивления усталости, ограничивающих действия возможных переменных напряжений в период эксплуатации конструкции (правая часть условия (2));

4. Выполнение сравнения левой и правой части условия (2) и определение расчетного срока службы конструкции.

Ниже, на примере расчета на усталость сварных узлов железнодорожных мостов, описывается методика выполнения описанных выше задач для расчета по локальным напряжениям.

Особенностью решения первой задачи является то, что в процессе деформации элементов узла, в зонах сварных соединений, возникает объемное НДС. Оно характеризуется: деформациями элементов в виде растяжения-сжатия, изгиба и кручения, а так же изменением размеров сечения элементов в результате их поперечной деформации (в соответствии с эффектом Пуассона). Результаты различных исследований [9-11] в которых проводилось сравнение местного НДС конечно-элементных моделей сварных узлов, с аппроксимацией различными типами элементов (оболочочными и трехмерными), с натурными экспериментами, показывают, что наиболее точно выявить локальный характер распределения напряжений удастся именно с использованием трехмерных конечных элементов (КЭ). Таким образом, для расчета местного НДС, сварные узлы мостовых конструкций должны быть представлены именно трехмерными КЭ (рис. 5).

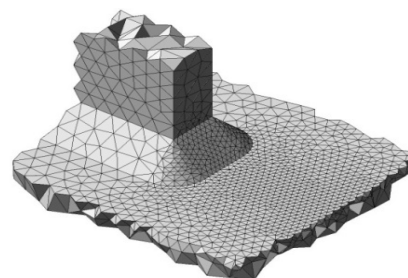


Рис. 5. Пример аппроксимации узла конструкции в зоне сварного соединения трехмерными КЭ

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

В свою очередь, возникают затруднения при использовании трехмерных КЭ при описании ими всей расчетной модели моста, так как такая подробная аппроксимация конструктивных элементов приводит к значительной длительности вычислений. Выполнять расчеты с такой подробной аппроксимацией всех узлов и элементов не представляется возможным.

В этой связи, применительно к расчету локальных напряжений в сварных узлах мостовых конструкций, была разработана методика построения расчетной модели из разнотипных КЭ с их объединением абсолютно-жесткими телами (АЖТ) в виде плоских сечений [12]. Для анализа действительной работы исследуемого сварного узла, используя стандартную библиотеку КЭ, создается единая пространственная расчетная модель всей конструкции, в которой исследуемый сварной узел аппроксимируется трехмерными КЭ, фрагмент конструкции включающий узел – оболочечными КЭ, а основная часть конструкции пространственными стержневыми КЭ (рис. 6). При этом АЖТ в виде плоских сечений обеспечивает передачу наследственной информации о НДС от одного фрагмента конструкции к другому.

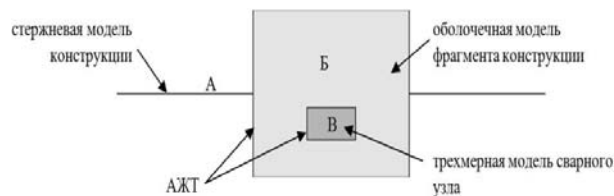


Рис. 6. Схема модели конструкции с АЖТ для расчета локальных напряжений в сварных узлах: А – фрагмент из стержневых КЭ; Б – фрагмент из оболочечных КЭ; В – фрагменты из трехмерных КЭ

Результаты сопоставительного численного анализа представленной модели с данными расчета моделей с полноразмерной аппроксимацией элементов конструкции трехмерными КЭ, в рамках верификационных тестов, подтверждают возможность применения такой модели при расчете локальных переменных напряжений в сварных узлах конструкций. В расчетной модели АЖТ в виде плоских сечений обеспечивает адекватную передачу внешних силовых воздействий от фрагмента к фрагменту и дает возможность исследовать локальное распределение напряжений в зоне сварных соединений с учетом пространственной работы всей конструкции.

Решение второй задачи, связанное с назначением схем нагружения мостов подвижными нагрузками, заключается в поэтапном исследовании как общей, так и местной нагруженности элементов конструкции.

Известно, что нормативная подвижная нагрузка СК создавалась исходя из конкретных перспективных схем подвижных экипажей на основе прогноза развития подвижного состава [13, 14]. На перспективу, для колеи 1524 мм, были намечены 8-осный электровоз с осевым давлением 33 тс и однородные грузовые 6 и 8-осные вагоны с осевым давлением 30 тс (рис. 7), с интенсивностью движения 100 поездов в сутки.

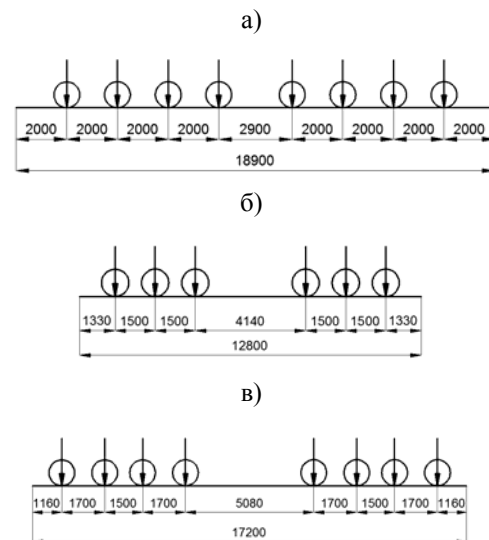


Рис. 7. Схемы экипажей нормативной подвижной нагрузки С-14:

- а – 8-осный электровоз; б – 6-осный грузовой вагон; в – 8-осный грузовой вагон

В последующем, для упрощения процедуры загрузки, данные схемы были переведены в эквивалентные равномерно распределенные нагрузки. Исходя из этого, не имеется ограничений в применении приведенных схем локомотива и вагонов для расчета на усталость мостов в условиях местного воздействия колес вагонов, при проектировании новых мостов.

В свою очередь, согласно [8], при создании действующего нормативного метода расчета на усталость, предусмотрели то, что мосты рассчитываются на нагрузку подвижного состава с учетом перспективы, а работают они на усталость в течении ряда лет при меньших нагрузках, не достигающих нормативных значений. За это отвечает коэффициент режима нагрузки

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

ξ и он учитывается при определении коэффициента α в выражении (4).

$$\alpha = \frac{R_u}{2 \cdot \kappa_\rho \cdot \sigma_{-1} \cdot \xi}. \quad (5)$$

В выражении (5) κ_ρ – коэффициент неоднородности материала, σ_{-1} – амплитуда ограниченных напряжений цикла при симметричном цикле нагружения ($\rho = -1$) на базе 2×10^6 циклов нагружения, ξ – коэффициент режима нагрузки, R_u – временное сопротивление стали. Согласно [7, 8], коэффициент ξ находится в диапазоне 1,4...1,5 и в нормах проектирования заложена величина 1,42, которая повышает коэффициент γ_w . Важно отметить, что в выражении (5) все параметры, за исключением ξ , относятся к расчетному пределу выносливости сварного соединения. Если принять в рассмотрение сварное соединение из низколегированной стали, тогда в зависимости от коэффициента асимметрии цикла ρ от $-1,0$ до $1,0$, коэффициент ξ повышает расчетный предел выносливости соединения от $1,0$ до $1,42$, что можно наблюдать на полученном графике рис. 8.

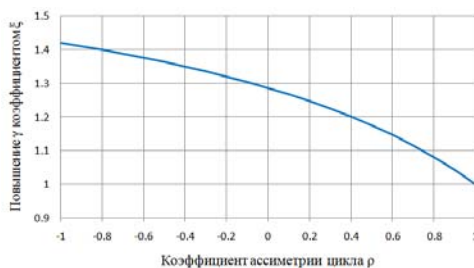


Рис. 8. Повышение коэффициента γ_w коэффициентом ξ в зависимости от различной асимметрии цикла действующих переменных напряжений

Отсюда следует, что коэффициент ξ можно отдельно использовать в правой части условия (2) при расчете на усталость элементов мостов.

В расчетах на усталость эксплуатируемых железнодорожных мостов, для определения их расчетного ресурса с учетом накопления усталостных повреждений в элементах, следует учитывать фактические схемы поездов, которые проезжают на конкретном железнодорожном участке. Либо же учитывать эталонный поезд с определенной схемой локомотива и грузовых вагонов.

В рамках расчета общей переменной нагруженности элементов моста составляется упрощенная расчетная модель, с аппроксимацией пространственными стержневыми КЭ основных несущих элементов. Выполняется статическое нагружение назначенной схемой поезда в соответствии с очертаниями линий влияния общих усилий в сечении элемента, либо динамический расчет в котором прокатывается схема поезда вдоль моста, с последующим анализом осциллограмм переменных напряжений. Результаты данного расчета позволят проанализировать какое положение схемы вагонов поезда могут занимать в пределах моста для последующего выявления максимальных и минимальных локальных переменных напряжений.

Для исследования закономерностей изменения местного НДС элементов сварного узла и выявления дополнительных напряжений, осуществляется местное нагружение элементов конструкции. Для этого строятся линии влияния местных деформаций (выгибов) элементов (см. рис. 1 и 2) и локальных напряжений путем прокатывания единичной нагрузки по модели с АЖТ (см. рис. 6). По результатам этого осуществляется местное приложение нагрузки от колес вагонов и определяются локальные максимальные и минимальные переменные напряжения в зоне сварных соединений. О том, в каком именно месте определяются локальные напряжения в сварном узле, пойдет речь далее.

Решение третьей задачи сводится к назначению расчетных характеристик сопротивления усталости (ХСУ) исследуемого сварного узла, то есть назначению $\sigma_{\text{допуст}}$ в правой части условия (2).

Местные дополнительные напряжения оказывают влияние на формирование зоны предразрушения в потенциально опасных местах сварных узлов, поэтому расчет на усталость следует выполнять с их учетом. Для учета местных дополнительных напряжений расчетные переменные напряжения (левая часть условия (2)) и расчетные ХСУ (правая часть условия (2)) должны выражаться в одних и тех же локальных напряжениях. В инженерной практике расчета принято, что «горячей точкой» в зоне предразрушения качественных сварных соединений (где зарождаются макротрещины), является линия перехода от металла шва к основному металлу. Особенностью напряжений в этой точке (локальных напряже-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

ний) является то, что они зависят от разнообразия возможных геометрических и физико-механических особенностей сварных соединений. Сварной шов может иметь разнообразную форму поверхности (близкая к плоской, выпуклая, вогнутая и др.), различные соотношения катетов шва, различные радиусы закругления в зоне перехода от металла шва к основному металлу [6, 15, 16]. Так же, в зоне линии сплавления шва, имеет место неоднородность механических свойств основного металла, зависящая от режимов сварки, а так же различные уровни остаточных напряжений. Такие факторы относятся к технологическим и их значения имеют определенный разброс, что носит во многом случайный характер. То есть теоретически, или практически, определить фактическое напряженное состояние по линии сплавления шва затруднительно, из-за отмеченных неопределенностей.

В связи с этим были проведены исследования связанные с установлением расстояния от линии сплавления шва удовлетворяющее условиям, при которых геометрические и физико-механические особенности шва перестают сказываться на величину локальных напряжений. При этом удаление от шва было бы достаточным для учета влияния местных дополнительных напряжений на долговечность. Установление такой точки основывалось на численных исследованиях закономерностей распределения локальных напряжений в сварных соединениях, оформленных в соответствии с техническими условиями на изготовление мостовых конструкций [3, 5]. Результаты исследования закономерностей в наиболее распространенных типах сварных соединений (тавровые, крестообразные и с приваркой продольных ребер) показали, что на удалении от линии сплавления шва более $0,17t$ (t – толщина основного металла), различные геометрические формы шва практически не влияют на величину локальных напряжений (рис. 9).

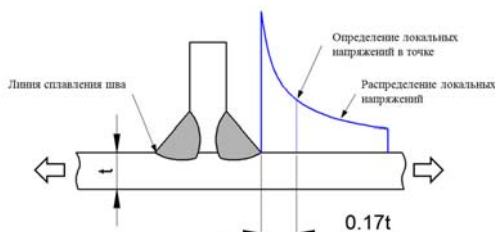


Рис. 9. Схема определения локальных напряжений в зоне сварного соединения

Установленное положение позволило назначить теоретические коэффициенты концентрации напряжений $\alpha_{0,17t}$, для разных групп сварных соединений, с помощью которых может осуществляться перевод кривых усталости из номинальных напряжений в локальные. Перевод кривых выполняется путем умножения теоретического коэффициента концентрации напряжений $\alpha_{0,17t}$ на ограниченный размах напряжений, выраженный в номинальных напряжениях $\Delta\sigma_D$ при заданном числе циклов нагружения, то есть $\sigma_{\text{допуст}} = \alpha_{0,17t} \times \Delta\sigma_D$. Значения σ_D для разных групп элементов могут использоваться по данным действующих норм проектирования мостов. В таком случае уравнение расчетной кривой усталости, выраженной в локальных напряжениях $\sigma_{0,17t}$, примет вид:

$$N_i = N_D \times \left(\frac{\alpha_{0,17t} \Delta\sigma_D}{\Delta\sigma_{0,17t}} \right)^m, \quad (6)$$

где N_i – число циклов до образования трещины усталости в узле при действующем размахе локальных переменных напряжений $\Delta\sigma_{0,17t}$. В этом случае кривая усталости только лишь эквидистантно сместится вверх (рис. 10), так как углы наклонов кривой в логарифмической шкале остаются неизменными. В расчете на усталость локальные переменные напряжения $\sigma_{0,17t}$ учитывают концентрацию напряжений, вызванную различными формами сварных узлов, а кривые усталости учитывают, отмеченные выше, неопределенности связанные с формой сварного шва и физико-механической неоднородностью материала.

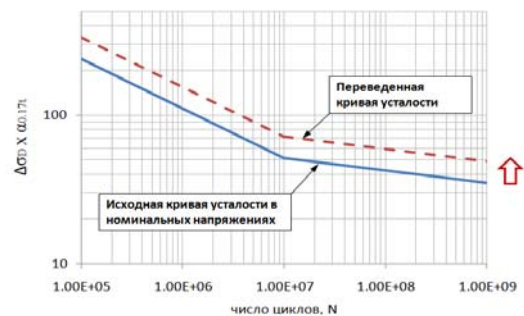
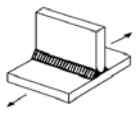
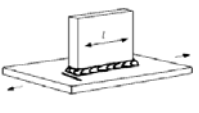


Рис. 10. Смещение кривой усталости вверх при переводе ее из номинальных напряжений в локальные $\sigma_{0,17t}$

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Значения предлагаемых коэффициентов $\alpha_{0,17t}$ для тавровых (крестообразных) и с приваркой продольных ребер сварных соединений приведены в табл. 1.

Таблица 1

Значения коэффициентов концентрации напряжений $\alpha_{0,17t}$ для пересчета ХСУ из номинальных напряжений в локальные	
Тип сварного соединения	Значения коэффициентов $\alpha_{0,17t}$
 Тавровое и крестообразное соединение	1,1
 С приваркой продольных ребер	1,4 для $l \leq 100$ мм 1,25 для $l > 100$ мм

Данные типы соединений составляют основу различных сварных узлов мостовых конструкций с угловыми швами, в которых трещины усталости зарождаются наиболее часто. В этой таблице, применительно к тавровым соединениям, коэффициент $\alpha_{0,17t}$ составляет 1,1. Для соединений с приваркой продольного ребра, коэффициент $\alpha_{0,17t}$ составляет 1,4, однако, в случае, когда длина ребра более 100мм, коэффициент следует снижать на 11 %, в результате чего он составляет 1,25.

В условиях действия сложного характера нагружения элемента, в котором при каждом цикле нагружения одновременно проявляются комбинация действия нормальных и касательных напряжений, в расчете следует оперировать потоками главных напряжений:

$$\sigma_{0,17t,1,2} = \frac{\sigma_{0,17t,x} + \sigma_{0,17t,y}}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_{0,17t,x} - \sigma_{0,17t,y})^2 + 4 \cdot \tau_{0,17t,xy}^2} \quad (7)$$

В инженерной практике принято, что, в случае, когда траектория действия главных напряжений отклоняется от оси перпендикулярной к

линии сплавления шва, в зоне образования трещины, на угол $\varphi = \pm 60^\circ$ (рис. 11), кривая усталости может приниматься как для соединения испытанного при действии усилий под углом $\varphi = 0^\circ$ [17].

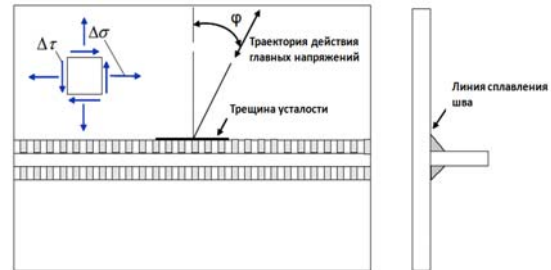


Рис. 11. Схема определения кривой усталости для сварного соединения при траектории действия главных напряжений под углом $\varphi = \pm 60^\circ$

Проведенный сопоставительный анализ результатов расчета долговечности сварных узлов по локальным напряжениям $\sigma_{0,17t}$ с результатами лабораторных испытаний образцов-фрагментов различных конструктивных форм в условиях простого и сложного НДС подтвердил возможность применения предлагаемой модели назначения расчетных ХСУ. Локальные напряжения $\sigma_{0,17t}$ позволяют учесть влияние местных дополнительных напряжений и установить долговечность узлов в приемлемые сроки.

Заключительной (четвертой) задачей методики является сравнение левой и правой части условия (2). Применительно к проектируемым мостовым конструкциям расчет на усталость сварных узлов по локальным напряжениям предлагается выполнять на основе выражения:

$$\Delta\sigma_{0,17t} \leq \frac{\xi \cdot \alpha_{0,17t} \cdot \Delta\sigma_D \cdot m}{\gamma_r} \quad (8)$$

где γ_r – коэффициент надежности по ответственности. Коэффициенты m и γ_r назначаются нормами проектирования. В случае учета накопления усталостных повреждений в сварном узле, следует использовать линейное суммирование повреждений в виде:

$$\frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \frac{n_3}{N_3} + \dots + \frac{n_i}{N_i} = D, \quad (9)$$

где n_i – число циклов, соответствующее размаху действующих локальных переменных напряже-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

ний $\Delta\sigma_{0,17ii}$ при нестационарному навантаженні; N_i – число циклів до утворення тріщини втоми при діючому размаху локальних змінних напружень. Суммарна величина відносних пошкоджень в правій частині вираження (9), для зварних з'єдинень з високим рівнем залишкових напружень, може прийматися рівною $D = 0,5$ [17].

Нижче приводиться застосування запропонованої моделі розрахунку зварних вузлів на втому за локальними напруженнями на прикладі залізничного болтосварного решітчастого пролетного строення (ТП № 690) пролетом 55 м [18]. В конструкції пролетного строення досліджуваною являється вузол прикріплення поперечних ребер жорсткості до стінки подовжньої балки балочної клітки проїждої частини в першому участку (рис. 12, а). Даний ділянку включає в себе дві подовжні симетричні двутаврові балки довжиною 5500 мм з поясами

300×16 мм і стінкою 848×10 мм. До стінкам балок, при допомозі зварки, кутовими швами з двох сторін прикріплюються поперечні ребра жорсткості товщиною 10 мм, з вирізами на кінцях. Кінці ребер примикають до верхнього поясу через «сухарики». Подовжні балки прикріплюються високопрочними болтами до поперечним балкам, розміри поясів і стінки яких становлять 320×32 мм і 816×12 мм. Подовжні балки об'єднуються між собою системою поперечних і горизонтальних зв'язей із прокатних уголків 90×90×9 мм. В конструкції балочної клітки розглядається вузол розташований приблизно в третій частині прольоту подовжньої балки (см. рис. 12, б). В вузлі розміри катетів кутового шва становлять 10 мм, а співвідношення катетів 1:1. Відстань від краю початку вирізу в ребрі до низу верхнього поясу становить 164 мм (см. рис. 12, в).

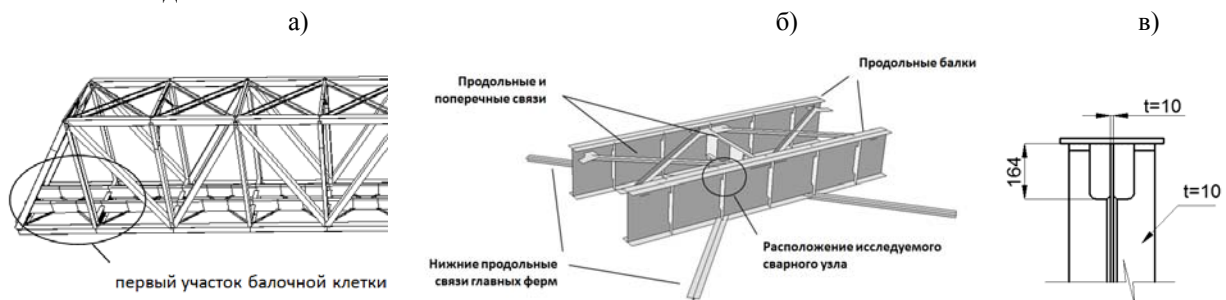


Рис. 12. Розташування розглядається ділянки балочної клітки решітчастого пролетного строення (а), розташування досліджуваного зварного вузла (б) і його основні розміри (в)

Для навантаження елементів зварного вузла експлуатаційною рухомою навантаження була прийнята схема еталонного поїзда на основі рекомендацій НІИ мостів, ЛІИЖТ і НІИЖТ [19]. Згідно рекомендаціям, еталонний поїзд прийнято призначати складом з локомотива серії ВЛ з осевим тиском $P = 270$ кН і 30 однотипних 4-осних вантажних вагонів з осевим тиском $P = 250$ кН. Інтенсивність руху становить 100 поїздів в добу.

Для дослідження загальної навантаженості пролетного строення, при проходженні еталонного поїзда, створювалася стержнева скінченно-елементна модель. В свою чергу для дослідження місцевий навантаженості зварного вузла створювалася модель з різнотипних КЭ з АЖТ згідно схемі на рис. 6. Для цього, в першому ділянці балочної клітки (см. рис. 12, а), основні несучі елементи ап-

проксимувалися оболочечними КЭ (рис. 13, а), при цьому досліджуваний вузол – трикутними КЭ (см. рис. 13, б). Для врахування адекватної передачі тиску від колес тележки вагона на елементи, в фрагменті з оболочечних КЭ враховувалися дерев'яні поперечини з трикутних КЭ.

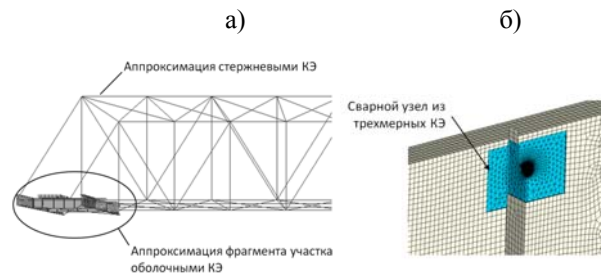


Рис. 13. Розрахункова модель пролетного строення з АЖТ: а – фрагмент з оболочечних КЭ; б – зварний вузол із трикутних КЭ

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Практика експлуатації даного типу пролетних строєний в умовах інтенсивного руху вантажного залізничного транспорту показує, що тріщини втоми в сварних вузлах зароджуються в перші десятиліття після початку експлуатації [1]. Аналіз місць утворення тріщин показує, що вони зароджуються по лінії сплавлення шва, практично в межах початку і кінця його скруглення (рис. 14, а).

Поэтому локальные переменные напряжения $\Delta\sigma_{0,17t}$ рассчитывались на расстоянии $0,17t$ от линии сплавления шва с двух сторон стенки, согласно схеме на рис. 14, б).

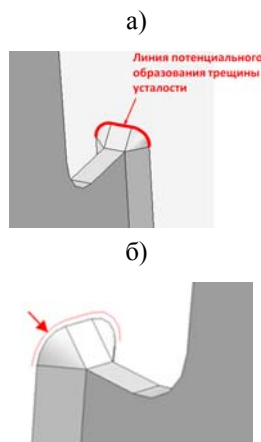


Рис. 14. Линия потенциального образования трещины усталости в узле (а) и схема измерения локальных напряжений по линии на расстоянии $0,17t$ от линии сплавления шва с обеих сторон стенки балки

Результаты численного анализа нагруженности пролетного строения при прохождении эталонного поезда показали, что характер изменения величины и повторяемости общих и местных переменных напряжений имеет существенное различие. На рис. 15 приведена осциллограмма продольных номинальных напряжений в верхнем и нижнем поясе балки при прохождении эталонного поезда.

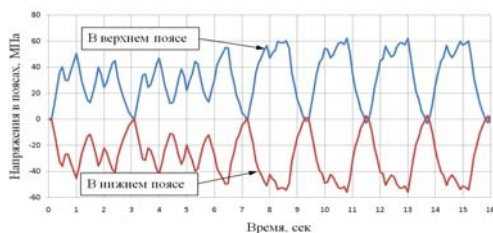


Рис. 15. Осциллограммы переменных номинальных напряжений в поясах продольной балки при прохождении эталонного поезда

Максимальные напряжения в исследуемом сечении балки от общей нагруженности возникают при положении колеса тележки вагона, как показано на рис. 16, а. При этом минимальные напряжения возникают при положении середины вагона поезда над серединой продольной балки (см. рис. 16, б).

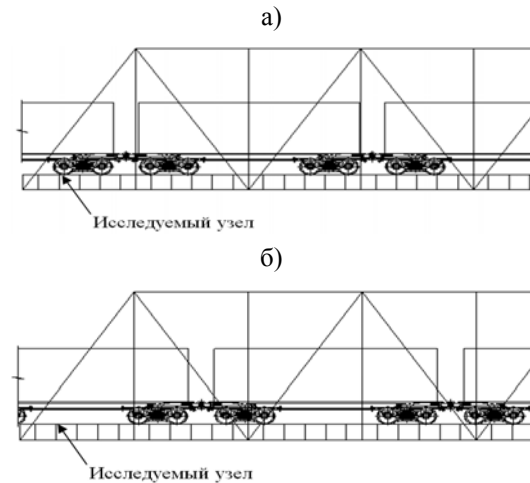


Рис. 16. Положение схемы подвижной нагрузки для получения:
а – максимальных переменных напряжений в узле;
б – минимальных переменных напряжений в узле

Результаты численных исследований местной переменной нагруженности сварного узла в продольной балке показывают, что положение колеса тележки вблизи поперечного ребра приводит к местному выгибу стенки у выреза и появлению дополнительных напряжений.

Данный выгиб возникает от местного кручения пояса балки, что вызывается поперечным изгибом мостового бруса [1]. Максимальный поперечный выгиб стенки возникает при положении колеса на расстоянии около 200 мм от оси поперечного ребра в сторону середины поперечной балки. На рис. 17 представлены максимальные поперечные деформации стенки балки у выреза в поперечных ребрах жесткости.

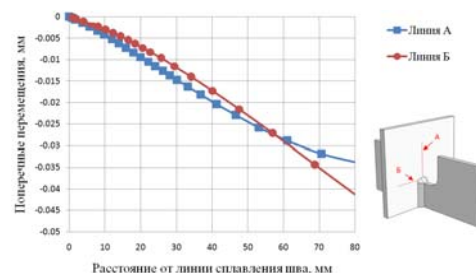


Рис. 17. Поперечные перемещения стенки балки у выреза в поперечных ребрах жесткости

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

На рис. 18 приведен характер распределения местных поперечных напряжений с наружной и внутренней стороны стени балки у выреза в ребрах, вызванных ее максимальным местным выгибом из плоскости. Из данных закономерностей напряжений видно, что характер распределения напряжений по высоте существенно различается.

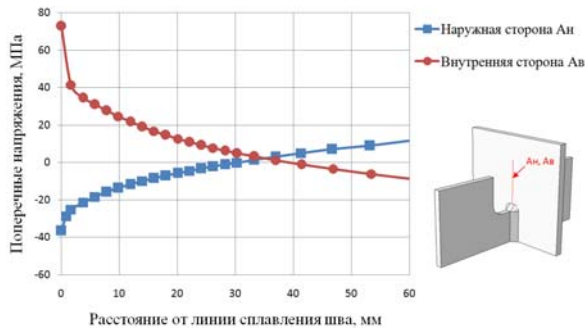


Рис. 18. Характер распределения местных поперечных напряжений в сварном узле

С наружной стороны стенки, вблизи линии сплавления шва, возникают сжимающие напряжения, а при удалении от сварного шва возникают растягивающие напряжения. С внутренней стороны стенки поперечные напряжения так же имеют разные знаки по высоте, при этом вблизи линии сплавления шва возникают растягивающие напряжения, которые примерно в два раза превышают напряжения с наружной стороны стенки по модулю.

Также существенное расхождение наблюдается и в закономерностях распределения местных продольных напряжений в зоне сварного шва (рис. 19)

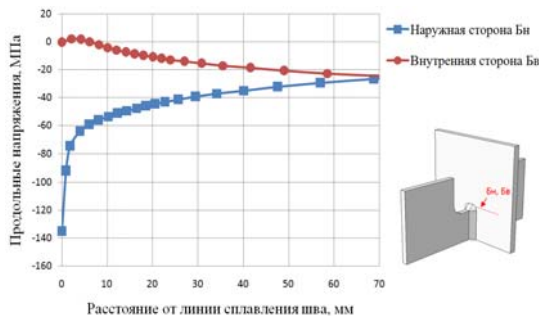


Рис. 19. Характер распределения местных продольных напряжений в сварном узле

С наружной стороны стенки возникают максимальные сжимающие напряжения, которые на удалении от шва постепенно снижаются. При этом с внутренней стороны стенки, у линии

сплавления шва, возникают незначительные растягивающие напряжения и с удалением от сварного шва проявляются сжимающие напряжения с постепенным их увеличением.

Представленное выше наглядно демонстрирует, что местная нагруженность сварного узла существенно зависит от положения колеса тележки вагона в пределах пролетного строения. По результатам анализа локальных напряжений $\sigma_{0,17t}$ (согласно схеме на рис. 14, б) были выявлены потенциально опасные места образования трещины в сварном узле. Первая точка располагается с наружной стороны балки, в месте действия максимальных продольных сжимающих напряжений. Вторая точка располагается с внутренней стороны стенки балки, в месте действия максимальных поперечных растягивающих напряжений. Результаты расчета долговечности сварного узла в установленных точках показали, что к возможному зарождению трещин усталости приводят именно сжимающие напряжения. На рис. 20 приведена кривая усталости выраженная в локальных напряжениях для сварного соединения с приваркой поперечных ребер и полным проплавлением сварного шва ($\Delta\sigma_{0,17tD} = 88$ МПа при 2×10^6 циклов нагружения). На кривой усталости представлен размах действующих главных сжимающих напряжений, который составляет $\Delta\sigma_{0,17t} = 82,6$ МПа.

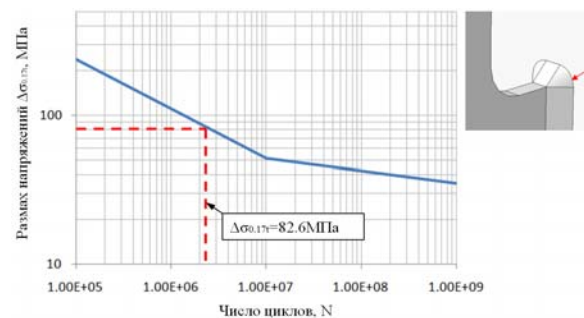


Рис. 20. Кривая усталости сварного узла выраженная в локальных напряжениях $\sigma_{0,17t}$ для потенциально опасной зоны с наружной стороны стенки балки

При данном уровне расчетных переменных напряжений число циклов, до образования трещины усталости, составляет примерно $2,4 \times 10^6$. С учетом того, что максимальный размах переменных напряжений в узле возникает

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

при прохождении каждой пары смежных тележек вагона, и рассмотрении прохода по пролетному строению 100 эталонных поездов в сутки, каждые 365 дней в году, появление трещины усталости ожидается примерно через 2 года эксплуатации.

На рис. 21 приведена кривая усталости выраженная в локальных напряжениях для сварного соединения с приваркой продольных ребер и полным проплавлением сварного шва ($\Delta\sigma_{0,17t} = 100$ МПа при 2×10^6 циклов нагружения).

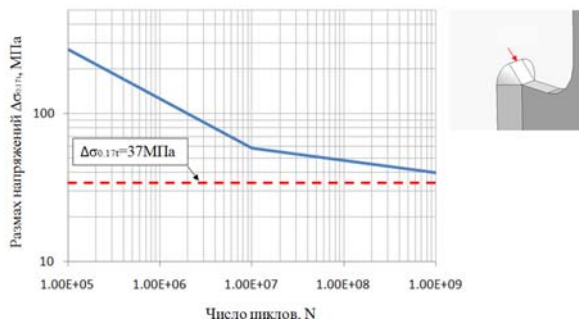


Рис. 21. Кривая усталости сварного узла выраженная в локальных напряжениях $\sigma_{0,17t}$ для потенциально опасной зоны с внутренней стороны стенки балки

На кривой усталости представлен размах действующих главных растягивающих напряжений, который составляет $\Delta\sigma_{0,17t} = 37$ МПа.

Как видно из рис. 21, уровень напряжений ниже расчетной кривой усталости, в результате трещины в этом месте не ожидается.

Такая оценка ресурса конструкции предупреждает о зарождении трещины усталости в приемлемые сроки и обосновывает недостаток принятого конструктивного решения сварного узла. При этом расчет на основе понижающего коэффициента γ_w (4) не отражает исчерпание несущей способности сварного узла по выносливости, даже с учетом нагружения пролетного строения нормативной подвижной нагрузкой С14.

Результаты

1. Нормативный метод расчета мостов на усталость не всегда позволяет учесть действительную работу элементов мостов и установить потенциально опасные места в их узлах. Это связано с тем, что не учитывается влияние местных дополнительных напряжений в эле-

ментах, вызванных особенностями их конструктивных форм во взаимосвязи с местным нагружением.

2. Для учета местных дополнительных силовых факторов в узлах следует выполнять расчет по локальным напряжениям в зонах сварных соединений, так как потенциально опасные зоны сосредотачиваются именно в тех местах.

3. Расчет на усталость по локальным напряжениям предлагается выполнять по главным напряжениям, определяемым на расстоянии $0,17t$ (t – толщина основного металла) от линии сплавления шва. При этом расчетные характеристики сопротивления усталости следует назначать на основе пересчета кривых усталости из номинальных напряжений в локальные $\sigma_{0,17t}$.

4. Для учета действительной нагруженности узлов в расчете следует оперировать не равномерно распределенными подвижными нагрузками, как принято в нормах, а схемами реальных поездов, отражающих группу сосредоточенных сил от колес локомотива и вагонов. Важно устанавливать закономерность изменения величины и повторяемости напряжений в элементах от местного положения колес поезда на мосту.

5. Расчет локальных напряжений в сварных узлах следует рассчитывать на основе модели узла с аппроксимацией их трехмерными КЭ. Для отражения адекватной нагруженности узла, с учетом пространственной работы всей конструкции, при различных схемах положения подвижной нагрузки, расчетную модель рекомендуется описывать фрагментами из разнотипных КЭ, с их объединением АЖТ в виде плоских сечений.

Научная новизна и практическая значимость

Разработана и обоснована новая модель расчета на усталость сварных узлов мостовых конструкций по локальным напряжениям. Данная модель позволяет повысить точность расчета ресурса мостов учитывая особенности конструктивного оформления элементов во взаимосвязи с их местным НДС. Это позволяет оптимизировать конструктивные формы элементов мостов на основе ранжирования по долговечности сварных узлов при многовариантной проработке, что весьма актуально в целях экономии материалов на стадии проектирования мостов.

Выводы

Описана методика расчета на усталость сварных узлов мостовых конструкций по локальным напряжениям. Приведены основные задачи методики и их решение. На примере железнодорожного пролетного строения моста выполнен расчет его ресурса.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Мости: конструкції та надійність [Текст] / Й. Й. Лучко, П. М. Коваль, М. М. Корнієв [і ін.]; за ред. В. В. Панасюка і Й.Й. Лучка. – Львів : Каменяр, 2005. – 989 с.
2. Chitoshi, Miki Retrofitting Engineering for Fatigue Damaged Steel Structures [Text] / Miki Chitoshi. – Doc.IIW-XIII-2284r1-09. Version 2010.
3. Корнієв, М. М. Сталеві мости. Теоретичний і практичний посібник з проектування. У двох томах [Текст] / М. М. Корнієв – Київ : Вид-во «Академпред», 2010. – Т. 1. – 532 с.
4. John, W. Fisher Fatigue Design: Its past, what it is today and it is future [Text] / John W. Fisher. – MCEER . October 4, 2010.
5. ДБН 8.2.3-26:2010. Видання офіційне. Мости і труби сталеві конструкції. Правила проектування. Київ. Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України. – 2011.
6. Труфяков, В. И. Усталость сварных соединений [Текст] / В. И. Труфяков. – Київ : Наук. думка, 1973. – 216 с.
7. Дучинский, Б. Н. Выносливость элементов сварных мостовых конструкций при переменных и знакопеременных напряжения [Текст] / Б. Н. Дубинский // Исследования прочности и долговечности сварных мостовых конструкций : Труды ЦНИИС. – Москва : Трансжелдориздат, 1956. – Вып. 20. – С. 68-162.
8. Евграфов, Г. К. Расчеты мостов по предельным состояниям [Текст] / Г. К. Евграфов, Н. Б. Лялин. – Москва : Трансжелдориздат, 1962. – 336 с.
9. Jae-Myung, Lee Comparison of hot spot stress evaluation methods for welded structures [Text] / Lee Jae-Myung, Jung-Kwan Seo, Myung-Hyun Kim, Sang-Beom Shin, Myung-Soo Han, June-Soo Park, and Mahen Mahendran. – Inter J Nav Archit Oc Engng (2010) 2:200~210. DOI 10.3744/JNAOE.2010.2.4.200.
10. Fricke, Wolfgang Recommended Hot Spot Analysis Procedure for Structural Details of FPSOs and Ships Based on Round-Robin FE Analyses [Text] / Wolfgang Fricke // Proceedings of the Eleventh (2001) International Offshore and Polar Engineering Conference. Stavanger, Norway, June 17-22, 2001.
11. Pirsic, T. Thermographic Analysis of Stress Distribution in Welded Joints [Text] / T. Pirsic, L. Krstulovic-Opara, Z. Domazet. – EPJ Web of Conferences 6, 07004 (2010).
12. Кирьян, В. И. Расчет локальных напряжений в зонах сварных соединений крупногабаритных пространственных конструкций. Автомат. Сварка [Текст] / В. И. Кирьян, В. И. Дворецкий, М. Г. Мальгин. – 2012. – № 4. – С. 3-7.
13. Вопросы проектирования железнодорожных мостов [Текст] / Под ред. И. И. Казея / Труды ВНИИ трансп. стр-ва. – Москва : Трансжелдориздат, 1962. – Вып. 46. – 168 с.
14. Взаимодействие железнодорожных мостов с подвижным составом [Текст] / Н. Г. Бондарь, Ю. Г. Козьмин, З. Г. Ройтбурд [и др.] ; под. ред. Н. Г. Бондаря. – Москва : Транспорт, 1984 – 272 с.
15. Сварные конструкции. Механика разрушения и критерии работоспособности [Текст] / В. А. Винокуров, С. А. Куркин, Г. А. Николаев ; под. ред. Б. Е. Патона – Москва : Машиностроение 1996. – 576 с.
16. Труфяков, В. И. Прочность сварных соединений при переменных нагрузках [Текст] / В. И. Труфяков. – Київ : Наук. думка, 1990. – 256 с.
17. Hobbacher, A. Recommendations for Fatigue Design of Welded Joints and Components [Text] / A. Hobbacher. – International Institute of Welding, doc. XIII-1965r14-03/XV-1127r14-03. NY, 2009.
18. Типовой проект № 3.501-30. Металлически пролетные строения с ездой понизу пролетами 33-110 м под железную дорогу со сварными элементами и монтажными соединениями на высокопрочных болтах для использования в северных районах. Рабочие чертежи. Пролетное строение $l = 55$ м [Текст]. – Гипротрансмост, 1968.
19. Разработка методики расчета на усталость сварных соединений и узлов пролетных строений ж.д. мостов на основе вероятностных подходов к установлению расчетных нагрузок и характеристик сопротивления усталости. Научно-исследовательская лаборатория мостовых конструкций кафедры «Мосты и тоннели» Института инженеров железнодорожного транспорта [Текст]. – Новосибирск, 1989. – 15 с.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

М. Г. МАЛЬГІН^{1*}, К. В. МЕДВЕДЄВ^{2*}

^{1*} MIDAS Information Technology Co., Ltd. MIDAS IT Tower-Pangyo Seven Venture Valley, 633 Sampyeong-dong Bundang-gu, Seongnam-si, Gyeonggi-do, 463-400, Korea, тел. +82 31 789 1992, e-mail malgin@midasit.com

^{2*} Каф. «Мостів та тунелів», Національний транспортний університет, вул. Суворова, 1, Київ, Україна, 01010, тел./факс +38 (044) 280 79 78, ел. пошта kvmedvediev@gmail.com

МОДЕЛЬ РОЗРАХУНКУ МОСТОВИХ КОНСТРУКЦІЙ НА ВТОМУ ЗА ЛОКАЛЬНИМИ НАПРУЖЕННЯМИ

Мета. Метою роботи є розробка нової моделі розрахунку зварних вузлів мостових конструкцій на втому довговічність за локальними напруженнями. **Методика.** Проведено теоретичне дослідження. Дано опис вирішення основних виконуваних задач розрахунку на втому: розробка розрахункової моделі конструкції для дослідження загального та місцевого напружено-деформованого стану елементів; призначення розрахункових схем рухомих навантажень; призначення розрахункових характеристик опору втомі; визначення розрахункового терміну служби конструкції. Наводиться приклад розрахунку ресурсу типової залізничної прогнкової будови. **Результати.** Проаналізовано основні недоліки існуючої нормативної моделі розрахунку на втому, обґрунтовано та запропоновано її розвиток. **Наукова новизна.** Розроблена та обґрунтована нова модель розрахунку на втому зварних вузлів мостових конструкцій. **Практична значимість.** Запропонована модель дозволяє підвищити точність розрахунку ресурсу мостів враховуючи особливості конструктивного оформлення елементів у взаємозв'язку з їх місцевим напружено-деформованим станом, а також дозволяє оптимізувати конструктивні форми елементів мостів.

Ключові слова: втомна довговічність; мостові конструкції; зварний вузол; метод скінчених елементів

M. MALGIN^{1*}, K. MEDVEDEV^{2*}

^{1*} MIDAS Information Technology Co., Ltd. MIDAS IT Tower-Pangyo Seven Venture Valley, 633 Sampyeong-dong Bundang-gu, Seongnam-si, Gyeonggi-do, 463-400, Korea, tel. +82 31 789 19 92, e-mail malgin@midasit.com

^{2*} Dep. of «Bridges and Tunnels», National Transport University, 1 Suvorova, Str., Kiev, Ukraine, 01010, tel./fax +38 (044) 280 79 78, e-mail kvmedve-diev@gmail.com

FATIGUE ANALYSIS MODEL OF BRIDGE STRUCTURES BASED ON LOCAL STRESS APPROACH

Purpose. The main purpose of this research is developing of the new model for fatigue analysis of welded joints in bridge structures based on local stress calculation. **Methodology.** Theoretical research was carried out. Solution of the main tasks of fatigue analysis was described: developing of the structure model for the global and local stress analysis in elements; assignment of the moving load schemes; assignment of the fatigue curves; fatigue life calculation. Example of fatigue analysis of railway bridge is described. **Findings.** The main disadvantages of the current method for fatigue analysis of bridge structures are described and recommendations for improvement of the method are given. **Originality.** Developed and proved the new model for fatigue analysis of the bridge welded joints. **Practical value.** Recommended model allow to increase the convergence of fatigue life calculation for bridge welded joints including the local deformed stage of elements and their structural forms. This allow to decrease the volume of materials in steel bridges.

Keywords: fatigue life; bridge structures; welded joint; finite element method

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

Поступила в редколлегию 20.08.2014.

Принята к печати 28.09.2014.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 624.012

С. М. МИКИТЕНКО*

* Каф. залізобетонних і кам'яних конструкцій та опору матеріалів, Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка, Першотравневий проспект, 24, Полтава, Україна, 36001, тел.+38 (099) 658 33 28, ел. пошта mukuta@ Rambler.ru

РАЦІОНАЛЬНЕ ПРОЕКТУВАННЯ БЕЗКАПІТЕЛЬНО-БЕЗБАЛКОВИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КАРКАСІВ БУДІВЕЛЬ

Мета. Застосування методів оптимізації до проектування монолітних безкапітельно-безбалкових залізобетонних каркасів із метою зменшення витрат арматурної сталі та бетону при їх будівництві. **Методика.** Застосування безкапітельно-безбалкових залізобетонних каркасів є перспективним напрямом для забезпечення громадян доступним житлом. Раціональне проектування безкапітельно-безбалкових залізобетонних каркасів будівель пропонується здійснювати методами структурно-параметричної оптимізації та дискретно-безперервного математичного програмування. Для вирішення поставленої задачі застосовуються методи умовної оптимізації. **Результати.** Розроблено алгоритм розрахунку каркасу багатоповерхової будівлі. Алгоритм реалізується доступними засобами та не потребує створення спеціальних комп'ютерних програм. **Наукова новизна.** Поєднання методів дискретної та безперервної оптимізації для розрахунку залізобетонних конструкцій. **Практичне значення.** Застосування методу дає змогу проектувати ефективні безкапітельно-безбалкові залізобетонні каркаси для будівництва доступного житла.

Ключові слова: безкапітельно-безбалкове перекриття; залізобетонний каркас будівлі; доступне житло; структурно-параметрична оптимізація

Вступ

Однією з основних проблем сучасного будівництва доступного житла є зниження вартості будинків за рахунок зменшення трудомісткості їх зведення, економії затрат матеріалів, застосування енергозощаджувальних огорожувальних конструкцій. Одним із шляхів вирішення цієї проблеми є застосування удосконалених будівельних конструкцій. Найбільш розповсюдженою системою для житлового будівництва є стінова, котра при перехресному розміщенні несучих стін дозволяє будувати будинки до 25 поверхів висотою. Стіни в такій системі виконують як роль для огороження, так і сприймання вертикальних навантажень із одночасним виконанням функцій діафрагм жорсткості. Така система є ефективною в аспекті забезпечення жорсткості, стійкості та несучої здатності будинку, але вона нераціональна з позицій архітектурного планування, витрат матеріалів та енергозбереження. Лише при поперечному або поздовжньому розташуванні несучих стін можна покращити окремі техніко-економічні показники будинку, але кількість поверхів залежно

від відсутності або наявності діафрагм жорсткості обмежується 10-ма або 17-ма поверхами відповідно.

Зростання вимог до енергозбереження в багатоповерхових будинках загострює протиріччя, пов'язані з міцністю та опором теплопередачі матеріалів стін, тому є доцільним намагання розділити несучі та огорожувальні функції стін. Вирішення цієї проблеми можливе при застосуванні залізобетонних багатоповерхових каркасних будинків. Такі елементи каркасу як колони та діафрагми жорсткості проектуються тільки для сприйняття вертикальних та горизонтальних зусиль, а ненесучі стіни виконуються з ефективно енергозберігаючих матеріалів. Прототипами каркасної конструктивної системи є рамна, в'язева та рамно-в'язева. Названі прототипи можуть бути як балковими, так і безбалковими.

Балкові каркаси з роздільним спіранням плит на ригелі та ригелів на консолі колон не отримали розповсюдження в житловому будівництві, але їх збірно-монолітні системи з плитними ригелями отримали розвиток у таких системах як «Сочі», «САРЕТ», «РАДИУСС» [5]

© С. М. Микитенко, 2014

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

«Аркас», «КУБ» [3], «Казань XXI в» та інші почали застосовувати при будівництві житла. Також останнім часом широке розповсюдження отримали безкапітельно-безбалкові каркаси, які складаються з безбалкового перекриття та колон без виступаючих частин.

Мета

У даній статті пропонується оптимізаційний підхід до проектування монолітних безкапітельно-безбалкових залізобетонних каркасів із метою зменшення витрат арматурної сталі та бетону при їх будівництві.

Методика

Безбалкові перекриття з колонами без капітелей (рис.1) являють собою найбільш прості конструкції, котрі складаються із залізобетонних плит однакової товщини і колон постійного перерізу. Така конструкція спрощує опалубку та бетонування, економічно доцільна там, де не потрібно облаштування підвісних стель для інженерних комунікацій. Вперше такі перекриття були застосовані ще в 1940 р. при будівництві будинків у містах Ньюарк та Атлантик-Сіті (США) [6]. Потім така конструкція перекриття почала широко застосовуватися в Австралії [7].

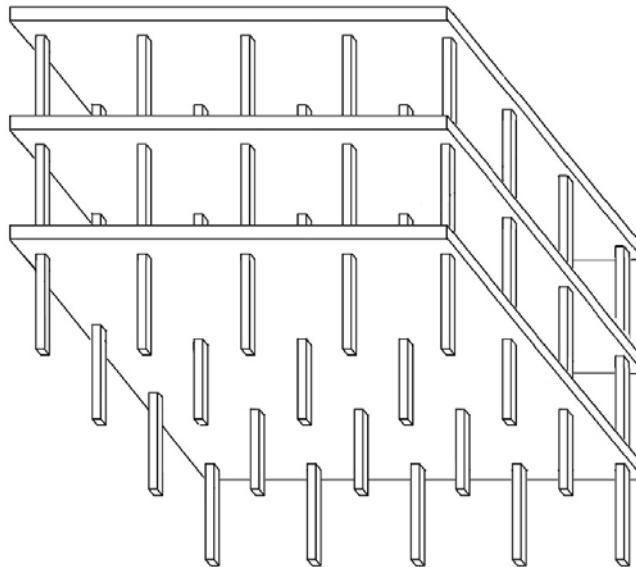


Рис. 1. Загальний вигляд безкапітельно-безбалкового каркасу

У зв'язку з тим, що при безкапітельних конструкціях колони мають постійний переріз, їх легко сполучати із стінами та перегородками між колонами. Тому вони зручні для житлових будинків та адміністративних будівель.

При застосуванні безкапітельно-безбалкових каркасів у монолітному будівництві будинків місця розташування колон, величини прольотів, розміри перерізів елементів жорстко не регламентуються, тому тут можливий пошук оптимальних значень названих параметрів.

Конструкція зовнішніх колон або пілонів залежить від їх місця розташування відносно зовнішньої стіни. Колонна може бути розташована перед зовнішньою стіною, в межах її або усередині будівлі (рис. 2). Розташування конструкцій перед зовнішньою стіною (див. рис. 2, а) може бути продиктоване вимогами: архітек-

турними, планувальними (збільшення вільних площ перекриття), більш простим конструюванням і виконанням зовнішніх стін, перегородок, більш простим розташуванням інженерних комунікацій біля стін, спрощенням протипожежного захисту конструкцій тощо. З іншого боку, для колон, розташованих перед зовнішньою стіною, виникає проблема конструювання й облицювання, оскільки вони сприймають великий перепад температури в порівнянні з внутрішнім об'ємом будівлі, зокрема може виникнути місток холоду в місці з'єднання перекриттів із зовнішніми стінами. Розташування колон у площині зовнішньої стіни (див. рис. 2, б) застосовується в основному в масивних конструкціях, коли колони з'єднуються з кладкою зовнішньої стіни.

При розташуванні колон біля зовнішньої стіни з її внутрішнього боку (див. рис. 2, в)

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

спрощується конструкція зовнішньої стіни, відсутні містки холоду та великі перепади температур, проте в цьому випадку можуть виникнути ускладнення з конструкціями перегородок і розміщенням комунікацій. При розташуванні

колон усередині будівлі (див. рис. 2, з) конструкція перекриття має консоль, яка дозволяє зменшувати згинальні моменти в перекритті, конструкція стіни більш однорідна, відсутні містки холоду.

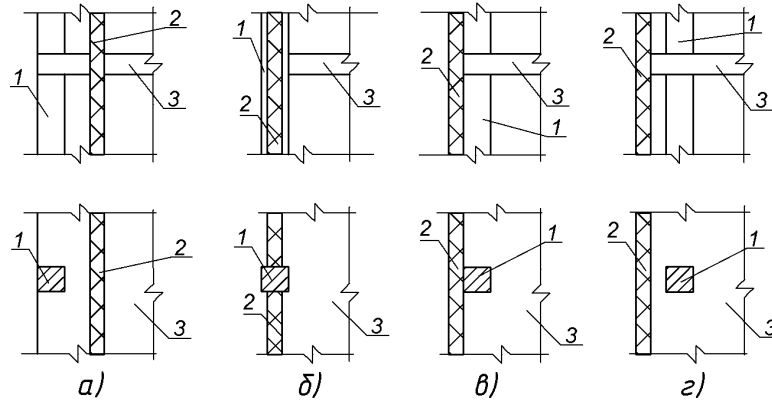


Рис. 2. Варіанти розміщення колон відносно зовнішніх стін:

а – ззовні будівлі; б – в площині стіни; в – біля стіни; з – в середині будівлі; 1 – колона; 2 – зовнішня стіна; 3 – перекриття

Результати

Раціональне проектування безкапітельно-безбалкових залізобетонних каркасів будівель пропонується здійснювати методами структурно-параметричної оптимізації та дискретно-безперервного математичного програмування. [1]. Оптимізація здійснюється за допомогою алгоритмів математичного програмування. В процесі структурно-параметричної оптимізації змінюються параметри елементів, які входять до складу каркасу та його структури.

Застосування методів оптимізації до вирішення задач зменшення вартості безкапітельно-безбалкових перекриттів дається в наступних роботах [8-11]. Авторами застосовувалися спеціальні алгоритми та розроблені для них комп'ютерні програми.

Задача полягає в тому, що необхідно запроєктувати безригельно-безбалкове перекриття мінімальної вартості для будівлі з розмірами $B \times L$. Витрати бетону та арматури залежать від кількості n_x , n_y та розмірів прольотів l_x та l_y , товщини плити h_s , кількості колон n_c , на яку спирається перекриття (рис. 3).

Цільова функція являє собою суму вартості арматури та бетону для всього каркасу

$$C = (BLh_s + h_c^2 H_{II} n_c) C_{\bar{c}} + 7,85 C_a \sum_{i=1}^m V_{si}, \quad (1)$$

де V_{si} об'єм арматури для окремих ділянок перекриття

$$V_{s1} = A_{sx1} l_{sx1} l_y (n_y + 1); \quad (2)$$

$$V_{s2} = A_{sx2} l_{sx2} l_y n_y; \quad (3)$$

$$V_{s3} = 0,5 A_{sx3} l_{sx3} l_y n_x (n_y + 1); \quad (4)$$

$$V_{s4} = 0,5 A_{sx4} l_{sx4} l_y n_x n_y; \quad (5)$$

$$V_{s5} = 0,5 A_{sx5} l_{sx5} l_y (n_x - 1)(n_y + 1); \quad (6)$$

$$V_{s6} = 0,5 A_{sx6} l_{sx6} l_y (n_x - 1) n_y; \quad (7)$$

$$V_{s7} = A_{sy1} l_{sy1} l_x (n_x + 1); \quad (6)$$

$$V_{s8} = A_{sy2} l_{sy2} l_x n_x; \quad (7)$$

$$V_{s9} = 0,5 A_{sy3} l_{sy3} l_x n_y (n_x + 1); \quad (8)$$

$$V_{s10} = 0,5 A_{sy4} l_{sy4} l_x n_y n_x; \quad (9)$$

$$V_{s11} = 0,5 A_{sy5} l_{sy5} l_x (n_y - 1)(n_x + 1); \quad (10)$$

$$V_{s12} = 0,5 A_{sy6} l_{sy6} l_x (n_y - 1) n_x; \quad (11)$$

$$V_{s13} = A_{sc} H_{II} n_c. \quad (12)$$

Площі арматур A_{si} визначаються для кожної ділянки згідно з рекомендаціями наведених в [2], а зусилля в елементах каркасу та плитах із статичного розрахунку – з використанням методу еквівалентних рам [4].

Змінні параметри l_x та l_y являють собою континуальні величини, а n_x та n_y – дискретні.

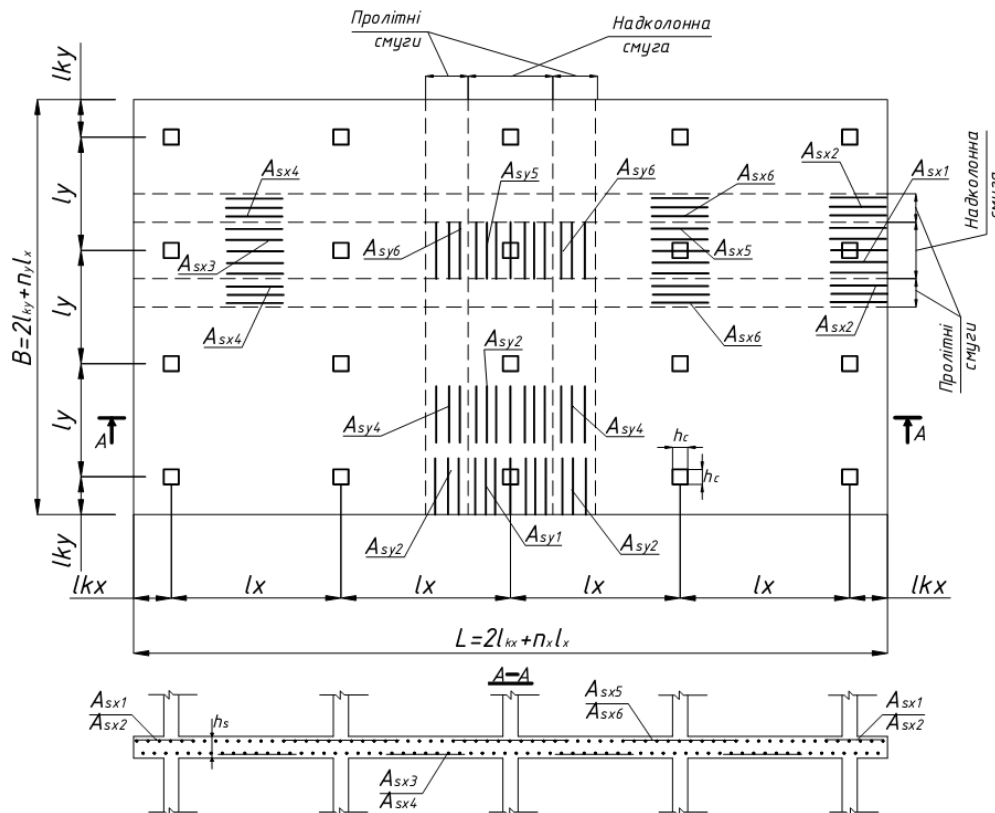


Рис. 3. Змінні параметри проектування монолітного безкапітельно-безбалкового каркасу

Пропонується в якості параметрів оптимізації прийняти розміри прольотів перекриття l_x та l_y , а інші складові цільової функції будуть функціонально залежати від них. Кількість прольотів у напрямку L та B визначаються залежностями

$$n_x = \left\lfloor \frac{L}{l_x} \right\rfloor, \quad n_y = \left\lfloor \frac{B}{l_y} \right\rfloor, \quad (13)$$

де вираз в $\lfloor \rfloor$ дужках являє собою цілу частину дробу.

Кількість колон визначається формулою

$$n_c = (n_x + 1)(n_y + 1). \quad (14)$$

В процесі розрахунку необхідно перевіряти дотримання умов тріщиностійкості та деформативності плит

$$\left. \begin{aligned} a_{erc} &\leq [a_{erc}] \\ f &\leq [f] \end{aligned} \right\}. \quad (15)$$

Умова (16) є обмеженням в алгоритмі умовної оптимізації цільової функції (1).

Для розв'язування оптимізаційної задачі була застосована вбудована в табличний процесор MS Excel програма Solver. Процедура умовної оптимізації в Excel 2007 викликається командою «Данные/Анализ/Поиск решения». Результатом розв'язування оптимізаційної задачі є значення параметрів A_{si} , l_x , l_y , n_x та n_y , при яких цільова функція (1) буде мінімальною.

Висновки

1. На основі методів умовної оптимізації розроблено алгоритми раціонального проектування безкапітельно-безбалкових залізобетонних каркасів будівель.

2. Розроблений алгоритм дає можливість визначити раціональні параметри елементів, які входять до складу каркасу, методами структурно-параметричної оптимізації.

3. Для реалізації алгоритму було застосовано доступну програму Solver в складі табличного процесора MS Excel.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Батищев, Д. И. Методы оптимального проектирования: учеб. пособие для вузов. [Текст] / Д. И. Батищев. – Москва : Радио и связь, 1984. – 248 с.
2. Микитенко, С. М. Застосування оптимізаційних методів до розрахунку міцності залізобетонних елементів [Текст] / С. М. Микитенко // Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика: зб. наук. праць Дніпропетр. нац. ун-ту заліз. трансп. ім. акад. В. Лазаряна. – Дніпропетровськ, 2012. – Вип. 3. – С. 124-126.
3. Особливості конструктивної системи збірно-монолітних каркасних багатопверхових будівель під соціальне житло [Текст] / А. М. Павліков, В. А. Пашинський, С. М. Микитенко, М. М. Губій, Є. М. Бабич, Б. М. Петтер // Ресурсоekonomні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Вип. 20. – Рівне : НУВГП, 2009. – С. 390-395.
4. Рекомендации по проектированию железобетонных монолитных каркасов с плоскими перекрытиями [Текст] / Москва : НИИЖБ Госстроя России, 1993. – 45 с.
5. Семченков, А. С. Обоснование регионально-адаптируемой индустриальной универсальной строительной системы "РАДИУСС" // Бетон и железобетон. – 2008. – № 4. – С. 2-6.
6. Di Stasio, J. Flat Plate Rigid Frame Design Of Low Cost Housing Projects In Newark And Atlantic City / J. Di Stasio // N. J. Proc. American Concrete Institute. Vol. 37, 1941. – P. 309-324.
7. Blakey, F. A. Towards an Australian structural form – the flat plate./ F. A. Blakey // Architecture in Australia. – Vol. 54, 1965. P. 115-127.
8. Hadi, M. N A new formulation for the geometric layout optimisation of flat slab floor systems [Electronic resource] / M. N. Hadi, P. Sharafi, L. H. Teh // Australasian Structural Engineering Conference (ASEC 2012) p. 1-8. Australia: Engineers Australia. Access Mode : URL :http://ro.uow.edu.au/cgi/viewcontent.cgi?article=3014&context=eispapers. – Date of Access: 22 August 2014.
9. Patil, K .S. Minimum Cost Design of Reinforced Concrete Flat Slab [Текст]/ K. S. Patil, N. G. Gore, P .J. Salunke // International Journal of Recent Technology and Engineering (IJRTE), Volume-2, Issue-6, January 2014? pp 78-80.
10. Sahab, M. G. Sensitivity of the optimum design of reinforced concrete flat slab buildings to the unit cost components and characteristic material strengths [Текст] / M. G. Sahab // Asian Journal Of Civil Engineering (Building And Housing) Vol. 9, №. 5 (2008) P. 487-503.
11. Zandi, Y. Effect of Layout and Size Optimization Conditions in Architectural Design of Reinforced Concrete Flat Slab Buildings [Текст] /Y. Zandi, R. Naziri, R Hamedani // Bulletin of Environment, Pharmacology and Life Sciences, Vol 2 (5) April 2013: p. 62-68.

С. Н. МИКИТЕНКО*

* Каф. Железобетонных и каменных конструкций и сопротивления материалов, Полтавский национальный технический университет имени Юрия Кондратюка, Первомайский проспект, 24, Полтава, Украина, 36011, тел. +38 (099) 658 33 28, эл. почта mukuta@rambler.ru

РАЦИОНАЛЬНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ БЕЗКАПИТЕЛЬНО-БЕЗБАЛОЧНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КАРКАСОВ ЗДАНИЙ

Цель. Применение методов оптимизации к проектированию монолитных безкапитально-безбалочных железобетонных каркасов с целью уменьшения расходов арматурной стали и бетона при их строительстве. **Методика.** Применение безкапитально-безбалочных железобетонных каркасов является перспективным направлением для обеспечения граждан доступным жильем. Рациональное проектирование безкапитально-безбалочных железобетонных каркасов зданий предлагается осуществлять методами структурно-параметрической оптимизации и дискретно-непрерывного математического программирования. Для решения поставленной задачи применяются методы условной оптимизации. **Результаты.** Разработано алгоритм расчета каркаса многоэтажного здания. Алгоритм реализуется доступными средствами и не нуждается в создании специальных компьютерных программ. **Научная новизна.** Сочетание методов дискретной и непрерывной оптимизации для расчета железобетонных конструкций. **Практическая значимость.** Применение метода дает возможность проектировать эффективные безкапитально-безбалочные железобетонные каркасы для строительства доступного жилья.

Ключевые слова: безкапитально-безбалочное перекрытие; железобетонный каркас здания; доступное жилье; структурно-параметрическая оптимизация

SERGEY MYKYTENKO*

* Dept. of Reinforce-concrete and lithoidal constructions and resistance of materials, Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University, 24 Pershotravneva Avenue Poltava, Ukraine, 36011, tel.+38 (099) 658 33 28, e-mail mukuta@rambler.ru

RATIONAL PLANNING OF FLAT PLATE REINFORCE-CONCRETE FRAMEWORKS OF BUILDING

Purpose. Application of methods of optimization to planning of monolithic flat plate reinforced concrete frameworks with the purpose of reduction of charges of armature steel and concrete at their building. **Methodology.** Application of flat plate reinforced concrete frameworks is perspective direction for providing of citizens an accessible accommodation. The rational planning of flat plate reinforced concrete frameworks of building it is suggested to carry out the methods of structurally self-reactance optimization and discretely continuous mathematical programming. For a decision the set problem the methods of the constrained optimization are used. **Findings.** . The algorithm of calculation of framework of much-storied building is worked out. An algorithm will be realized by accessible facilities and does not need creation of the special computer programs. **Originality.** Combination of methods of discrete and continuous optimization for the calculation of reinforced concrete constructions. **Practical value.** Application of method gives an opportunity to design effective flat plate reinforced concrete frameworks for building of accessible accommodation.

Keywords: flat plate ceiling; reinforced concrete framework building; low cost housing; structurally self-reactance optimization

Стаття рекомендована до публікації д.т.н., проф. Є. В. Клименком (Україна), д.т.н., проф. Д. О. Банников (Україна).

Надійшла до редколегії 28.08.2014.

Прийнята до друку 26.09.2014.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 69.009.1: 625.173.1:624.96

П. О. ПШІНЬКО^{1*}, В. В. МАРОЧКА^{2*}, В. В. КОВАЛЬЧУК^{3*}, І. В. КАЛАШНІКОВ^{4*},
А. В. ГУМЕНЮК^{5*}

^{1*} СПКТБЗТ «Інфратранспроєкт-ДІТ», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (056) 776 83 10, ел. пошта mostoproekt@yandex.ua

^{2*} СПКТБЗТ «Інфратранспроєкт-ДІТ», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (056) 776 83 10, ел. пошта markay905@gmail.com

^{3*} Дніпропетровський державний проектно-вишукувальний інститут залізничного транспорту «Дніпрозалізничпроект» пр. К. Маркса, 108, Дніпропетровськ, Україна, 49602, тел. +38 (056) 793 07 07

^{4*} Державне підприємство «Проектно-вишукувальний інститут залізничного транспорту України «Укрзалізничпроект», вул. Червоноармійська, 7, Харків, Україна, 61052, тел. +38 (057) 724 41 25

^{5*} СПКТБЗТ «Інфратранспроєкт-ДІТ», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (056) 776 83 10, ел. пошта angumenyuk@ya.ru

АНАЛІЗ СУЧАСНОГО ПОРЯДКУ РОЗРОБКИ, УЗГОДЖЕННЯ ПРОЕКТНОЇ ДОКУМЕНТАЦІЇ, ОТРИМАННЯ ДОЗВОЛУ НА БУДІВЕЛЬНІ РОБОТИ ТА ЗДАЧІ В ЕКСПЛУАТАЦІЮ ЛІНІЙНИХ ОБ'ЄКТІВ ІНЖЕНЕРНО-ТРАНСПОРТНОЇ ІНФРАСТРУКТУРИ ЗАЛІЗНИЧНОГО ТРАНСПОРТУ УКРАЇНИ

Мета. Дослідження стану питання розробки, узгодження проектною документації, отримання дозволу на будівельні роботи та задачі в експлуатацію об'єктів будівництва при реконструкції, модернізації та капітальному ремонті лінійних об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури, що експлуатуються на залізницях України та визначення проблемних питань для наукових і проектних установ в даній галузі господарської діяльності. **Методика.** Проведення аналізу нормативної документації та законодавства України щодо питань порядку оформлення, узгодження проектною документації, отримання дозволу на будівельні роботи та задачі в експлуатацію лінійних об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури залізничного транспорту України, в процесі розробки робочого проекту на капітальний ремонт залізничного шляхопроводу, що експлуатується на під'їзній залізничній колії промислового підприємства в Дніпропетровській області. **Результати.** В результаті аналізу нормативної документації, законодавства України та досвіду розробки і узгодження реального проекту на капітальний ремонт залізничного шляхопроводу, що експлуатується на під'їзній залізничній колії промислового підприємства в Дніпропетровській області, встановлені недоліки законодавства України, що унеможливають виконання робіт з капітального ремонту лінійних об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури залізничного транспорту в стислі терміни і можуть призводити як до значних економічних збитків, так і безпосередньо впливати на безпеку руху залізничного транспорту. **Наукова новизна.** Встановлені перспективні напрямки науково-практичних досліджень, проведення яких дозволить удосконалити нормативну документацію та законодавство України, що регламентують порядок оформлення, складу, узгодження проектною документації на капітальний ремонт, отримання дозволів на виконання будівельних робіт та задачі в експлуатацію лінійних об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури залізничного транспорту. **Практична значимість.** Результати досліджень можуть бути застосовані в наукових та проектних установах України під час розробки та корегування нормативної документації, що регламентує порядок розробки, узгодження проектів будівництва, отримання дозволу на будівельні роботи та задачі в експлуатацію лінійних об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури залізничного транспорту.

Ключові слова: реконструкція; капітальний ремонт; проектна документація; категорія складності; клас наслідків; нормативна документація; законодавство в галузі будівництва; дозвіл на будівельні роботи; задача об'єкта в експлуатацію; лінійний об'єкт інженерно-транспортної інфраструктури залізничного транспорту

Вступ

Як відомо, залізничний транспорт України є специфічною галуззю економіки, від безперервного функціонування якого у великій мірі залежать значна кількість економічних показників як держави в цілому, так і окремих підприємств. Через це від утримувачів залізничних колій постійно вимагається підтримка їх у задовільному стані, що пов'язано із виконанням великого комплексу робіт з ремонтів та модернізації як самої колії, так і її складових частин. Час від часу на залізницях виникають випадки, коли відмова окремих складових частин колії (мости, труби, залізничний насип, підпірні стінки та елементи її верхньої будови, переїзди, посадкові платформи, пристрої СЦБ, зв'язку, електрифікації) з тих чи інших причин виникає раптово та вимагає термінового виконання будівельних робіт з їх відновлення, які досить часто класифікуються як капітальний ремонт та реконструкція. На кожен з цих видів робіт необхідно розробляти та узгоджувати повний обсяг проектно-кошторисної документації, отримувати дозвіл на виконання будівельних робіт та здавати в експлуатацію закінчений будівництвом об'єкт, що визначено чинними законодавством України.

Виникає питання, чи можливо в сучасній дійсності законне виконання вищезазначених робіт у стислі терміни, які б дозволили відновити вантажо- та пасажиропотік на «проблемній» ділянці та запобігти суттєвим економічним і моральним збиткам, як підприємств, так і звичайних громадян? Саме у відповіді на це питання і полягає мета досліджень, що висвітлені в даній статті.

Мета

На основі досвіду розробки та узгодження робочого проекту на капітальний ремонт залізничного шляхопроводу під'їзної колії промислового підприємства встановити недоліки дійсної нормативної документації та законодавства України, що регламентують порядок розробки, узгодження проектно-кошторисної документації, отримання дозволу на виконання будівельних робіт та здачі в експлуатацію подібних об'єктів будівництва.

Методика

У зв'язку із змінами в законодавстві України, починаючи з 2012 р. виник ряд проблем, що пов'язані із недосконалістю нормативної документації та законодавства України, якими регламентується виконання робіт з капітального ремонту, реконструкції, модернізації лінійних об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури залізничного транспорту України. Із набуттям чинності з 01 липня 2012 р. положень ДБН [1], невід'ємною складовою проектно-кошторисної документації на будівництво будь-яких об'єктів в Україні став «Розрахунок категорії складності об'єктів будівництва», від якого залежать склад проектно-кошторисної документації та порядок отримання дозволу на будівництво. Відповідно до п. 4.7 [1], категорія складності об'єкта будівництва визначалась положеннями будівельних норм та державних стандартів на підставі класу наслідків (відповідальності) такого об'єкта будівництва згідно з обов'язковим Додатком М [1] та вимогами [2]. При цьому, не існувало затверджених положень щодо правил розрахунків категорії складності лінійних об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури залізничного транспорту, що стало підставою для численних суперечок між проектувальниками, органами «буд-експертизи» та Державною архітектурно-будівельною інспекцією, через передбачену законодавством України відповідальність за помилки у визначенні категорії складності об'єктів будівництва. Галузь транспортного будівництва вкрай потребувала нормативний документ, положення якого б регламентували порядок та правила проведення розрахунків категорії складності лінійних об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури залізничного транспорту. Для вирішення даного питання Міністерством України була ініційована розробка ДСТУ [3], який набрав чинності 01 вересня 2013 р.

У [3] визначення категорії складності лінійних об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури залізничного транспорту регламентується у якості складової частини поняття «лінійних об'єктів будівництва інженерно-транспортної інфраструктури». Відповідно до п. 4.12, 4.15 та довідкового Додатку Г, лінійні об'єкти інженерно-транспортної інфраструктури залізничного транспорту загального користування, включаючи усі споруди на них, за винятком лінійних споруд промислового залізни-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

чного транспорту (зовнішніх та внутрішніх під'їзних залізничних колій промислових підприємств) віднесені до V категорії складності за критерієм «об'єкт транспортної мережі загальнодержавного рівня». Що стосується лінійних споруд внутрішніх та зовнішніх під'їзних залізничних колій промислових підприємств, включаючи всі допоміжні споруди на них, то вони віднесені до III категорії складності за критерієм «об'єкти (споруди) транспортної мережі місцевого рівня».

З 29 листопада 2013 р. починає діяти Постанова [4], керуючись п. 13 якої та п. А.2 обов'язкового Додатка А до [3], навіть лінійні споруди внутрішніх та зовнішніх під'їзних залізничних колій промислових підприємств відносяться до V категорії складності за критерієм «об'єкт підвищеної екологічної небезпеки».

На замовлення промислового підприємства Дніпропетровської області був виконаний робочий проект на капітальний ремонт одноколійного залізничного шляхопроводу (рис. 1, 2 і 3).



Рис. 1. Загальний вид шляхопроводу



Рис. 2. Загальний вид укріплення конусів насипу



Рис. 3. Загальний вид мостового полотна

Проект виконувався за договором від 17 жовтня 2013 року, на основі завдання на проектування, матеріалів інженерно-геодезичних, інженерно-геологічних вишукувань і натурних обстежень, які були виконані спеціалістами Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна у жовтні 2013 р.

Характеристика шляхопроводу: залізобетонний балковий міст за схемою 6,7+15,8+6,7 м, повною довжиною 36,55 м, розташований на прямій в плані, з ухилом 7,9 ‰ в профілі, кут перетину з автомобільною дорогою – 90°.

Шляхопровід розташований на під'їзній колії промислового підприємства. Під прогоною будовою № 1-2 передбачено пропуск автомобільного транспорту по дорозі місцевого значення та двосторонні пішохідні тротуари.

За даним проектом, у відповідності до завдання на проектування, передбачалося виконати: заміну існуючих дефектних прогонових будов (повною довжиною 7,30 м); ремонт дефектних ділянок стоянів та проміжних опор; ремонт гідроізоляції та ремонт дефектних ділянок прогонової будови 1-2 (повною довжиною 16,50 м) із заміною водовідвідних трубок; забезпечення нормативної товщини баластної призми та ексцентриситету колії на шляхопроводі у відповідності до вимог діючих нормативних документів; заміну опорних частин; заміна дефектної перильної та захисної огорожі на шляхопроводі; відновлення дефектних ділянок укріплення укосів конусів насипу; фарбування усіх металевих поверхонь; відновлення верхньої будови колії на шляхопроводі й підходах до нього, у відповідності з нормативними вимогами, після виконання повного комплексу робіт з капітального ремонту. Проектом було передбачено виконання робіт в стислі терміни трьох залізничних «вікон» у русі поїздів, тривалістю дві доби кожне.

Відповідно до вимог чинних нормативних документів України, перед початком проектних робіт було необхідно розрахувати категорію складності об'єкту будівництва. Дана робота була виконана 18 жовтня 2013 р. Для визначення категорії складності були враховані наступні характеристики можливих наслідків від відмови лінійних об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури, що вимагалось чинними на той час нормативними документами України:

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

– можлива небезпека для здоров'я і життя людей, які постійно перебувають на об'єкті, кількість осіб – 0 (нуль), відповідає I категорії складності;

– можлива небезпека для здоров'я і життя людей, які періодично перебувають на об'єкті, кількість осіб – 2 (дві, машиніст та помічник машиніста), відповідає I категорії складності;

– можлива небезпека для здоров'я і життя людей, які перебувають зовні об'єкта, кількість осіб – 2 (дві, визначено за формулою 5.1 [3], але у будь-якому випадку кількість людей зовні шляхопроводу в промисловому районі даного населеного пункту не перевищить 100 осіб), відповідає I та II категорії складності;

– обсяг можливого економічного збитку, мінімальних розмірів заробітних плат – 1257,19, відповідає I та II категорії складності;

– втрата об'єкту культурної спадщини – даний шляхопровід не є об'єктом культурної спадщини;

– припинення функціонування об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури – місцевий рівень (п. Г.3 Додатка Г [3]), відповідає III категорії складності.

Таким чином, даний шляхопровід відповідав класу наслідків (відповідальності) СС2 та III категорії складності.

Керуючись п. 4.8.3 [1] головним інженером проекту був визначений наступний обсяг проектно-вишукувальних робіт для розробки робочого проекту на капітальний ремонт шляхопроводу:

– інженерно-геодезичні вишукування, в обсязі необхідному для прийняття проектних рішень та розробки плану будівельного майданчика;

– інженерно-геологічні вишукування, в обсязі, необхідному для розрахунків несучої спроможності фундаментів шляхопроводу;

– планова та висотна прив'язка конструкцій шляхопроводу в об'ємі, необхідному для розробки проектних рішень з капітального ремонту;

– обстеження шляхопроводу і надання науково-технічного висновку за станом його конструкцій та рекомендацій щодо усунення дефектів;

– розробка проектних рішень капітального ремонту шляхопроводу в об'ємі, який передбачено завданням на проектування;

– розробка проекту організації будівництва й кошторисної документації.

При цьому, нормативною документацією, що була дійсною станом на 18 жовтня 2013 р.,

передбачався наступний порядок узгодження проектно-вишукувальної документації та отримання дозвільних документів на будівництво даного шляхопроводу:

– отримання технічних умов від органів ДАІ УМВС України (максимальний час розгляду документації – впродовж одного календарного місяця);

– отримання декларації на виконання будівельних робіт впродовж 10 робочих днів з моменту подання документації до місцевих органів Державної архітектурно-будівельної інспекції.

Враховуючи середній термін виконання подібних проектно-вишукувальних робіт – 30 календарних днів з моменту їх початку, роботи з капітального ремонту даного шляхопроводу було можливо розпочати через 40-70 календарних днів з моменту підписання договору на виконання проектно-вишукувальних робіт.

Натомість, починаючи з 29 листопада 2013 р. набрала чинності Постанова [4], відповідно до положень якої всі об'єкти будівництва, що є складовою частиною залізничних «доріг», відносяться до об'єктів, що становлять підвищену екологічну небезпеку. Керуючись п. А.2. обов'язкового Додатка А [3], проектувальникам було необхідно вносити наступні зміни до проектно-вишукувальної документації:

– перерахунок категорії складності об'єкта будівництва, оскільки після введення в дію вищезазначеної Постанови даний шляхопровід був віднесений до V категорії складності за характеристикою «об'єкт, що становить підвищену екологічну небезпеку»;

– розробка та узгодження з органами місцевого самоврядування «заяви про наміри» відповідно до положень [5];

– розробка розділу «Оцінка впливу на навколишнє середовище (ОВНС)» у повному обсязі, відповідно до положень [5].

Також, через віднесення об'єкту будівництва, що розглядається у даній статті, до V категорії складності, відбулись суттєві зміни до порядку узгодження та затвердження проектно-вишукувальної документації, а саме:

– відповідно до п. 10 [6] проектна документація підлягала проходженню комплексної експертизи проектних рішень в експертних організаціях, що мають відповідні дозвільні документи (згідно з п. 14 [6] експертиза проектно-вишукувальної документації проводиться впродовж 90 кален-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

дарних днів з моменту подачі повного обсягу проектної документації);

– отримання дозволу на виконання будівельних робіт впродовж 10 робочих днів з моменту подання документів до центрального органу Державної архітектурно-будівельної інспекції України у м. Києві (що, в свою чергу, також створює додаткові незручності для отримувача дозволу та призводить до подовження термінів узгодження документації на будівництво, адже у разі виявлення недоліків у поданих документах, отримувачу, що не проживає у м. Києві, або у Київській області, необхідно повертатись до місцезнаходження замовника, виправляти недоліки документації, засвідчувати документи оригіналами підписів та печаток замовника і знову направляти у відрядження до м. Києва).

Таким чином, після перерахунку категорії складності об'єкта будівництва, що розглядається в даній статті, та за умови достатньої юридичної освіченості представників замовника будівництва, станом на 29 липня 2013 р., загальний термін від початку проектних робіт до отримання дозвільних документів подовжувався щонайменше на 90 календарних днів і складав не менше 120...160 календарних днів, що мінімум в 2,28 рази довше за терміни, які були визначені нормативною документацією України до 2013 р.

01 липня 2014 р. набрали чинності Зміни № 1 до [3], якими, зокрема, було вилучено п. А.2 Додатка А [3], що регламентував обов'язкове відношення об'єктів підвищеної екологічної небезпеки до класу наслідків СС3 та V категорії складності. Та дозволив наново перерахувати категорію складності об'єкта будівництва, що розглядається у даній статті та віднести його до III категорії складності й зменшити терміни проектних робіт до 40-70 календарних днів, що відповідало стану нормативної документації України до 29 листопада 2013 р. При цьому відпадала необхідність у обов'язковому проходженні комплексної експертизи проектних рішень та отриманні дозволу на виконання будівельних робіт, замість якого достатньо отримати відповідну декларацію у місцевих органах Держархбудінспекції України. Прийняття Змін № 1 до [3], безумовно, значно спростило порядок узгодження проектної документації та отримання дозвільних документів на будівельні роботи щодо шляхопроводу, розглянутого у даній статті. Також, по-

чинаючи з 1 жовтня 2014 р. набирає чинності [13], що вводиться замість [1], в якому на відміну від редакції [1] видалено Додаток М, а п. 4.5 передбачається клас наслідків (відповідальності) та категорії складності об'єктів будівництва визначати відповідно до положень [2, 3].

Окремо було розглянуте питання щодо прийняття в експлуатацію даного шляхопроводу після проведення повного комплексу будівельних робіт з його капітального ремонту. Згідно з [7] після повного закінчення будівельних робіт на шляхопроводі замовник зобов'язаний надати необхідний перелік документів до Державної архітектурно-будівельної інспекції, яка надавала дозвіл на будівництво. Держархбудінспекція України протягом десяти робочих днів з дати надходження до неї документів проводить перевірку з метою визначення відповідності об'єкта проектної документації, вимогам державних будівельних норм, стандартів і правил та приймає рішення про видачу сертифіката. При цьому, датою прийняття в експлуатацію закінченого будівництвом об'єкта є дата видачі сертифіката.

Враховуючи те, що згідно з чинним законодавством України, експлуатація об'єкту будівництва без отримання від органу Держархбудінспекції сертифіката є неможливою та протизаконною, то у випадку даного шляхопроводу, який знаходиться на головній під'їзній колії промислового підприємства-замовника, виробничими потужностями якого не передбачена достатня кількість станційних колій для зберігання продуктів його діяльності, ці положення нормативних документів України означають зупинку виробництва на термін отримання сертифіката. Цей факт, безумовно, призведе до значних економічних збитків даного підприємства та держави в цілому у наслідок неотримання відповідних податкових платежів.

На думку авторів, доцільно окремо розглянути питання порядку оформлення, затвердження проектної документації, отримання дозвільної документації на будівництво та введення об'єкту в експлуатацію, передбачений нормативною документацією для лінійних об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури залізничного транспорту загального користування. Відповідно до положень нормативної документації України, станом на 01.10.2014 р., вони безпечеліційно віднесені до класу наслідків (відповідальності) СС3 та V категорії складності, зокрема положеннями

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

довідкового Додатку Г [3]. Нормативною документацією зовсім не враховані особливості визначення категорії складності лінійних об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури залізничного транспорту, в залежності від їх техніко-економічних показників та великою різницею у складності проектних рішень. Наприклад, стосовно мостів, чи можливо за складністю проектних рішень прирівнювати проектні роботи на капітальний ремонт «малого» залізничного мосту з розрахунковим прогоном < 1,5 м (рис. 4) та позакласний міст, довжиною понад 1,5 км (рис. 5)?



Рис. 4. Малий залізничний міст, з розрахунковим прогоном до 1,5 м

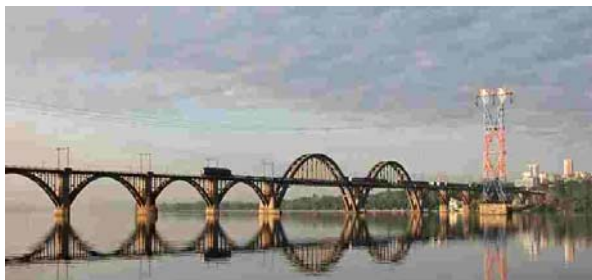


Рис. 5. Позакласний залізничний міст, загальною довжиною понад 1,5 км

На думку авторів даної статті, логічна відповідь на дане питання – ні. Але, керуючись положеннями чинного законодавства України, обидва з наведених на рис. 4 і 5 мостів, відносяться до V категорії складності, а від того і склад, зміст та порядок узгодження проектною документації на будівництво для них однаковий, і варто зазначити, що вони майже не відрізняються від порядку виконання проектних робіт на будівництво атомної електростанції. Хоча, наймасштабніша аварія, яку тільки можна було б уявити на залізниці, у будь-якому випадку не перевищить обсяги лиха, яке може заподіяти аварія на атомній електростанції.

Щодо порядку здавання лінійних об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури заліз-

ничного транспорту загального користування в експлуатацію, то законодавством України не передбачені жодні положення, які б дозволяли враховувати «розумну» терміновість даного питання для цих об'єктів. Натомість, даний порядок однаковий як для об'єктів цивільного, так і для об'єктів транспортного будівництва. Хоча зупинка (навіть планова) на 10 регламентованих законодавством України днів найбільш навантажених перегонів залізниці, таких як ст. Дніпропетровськ – ст. П'ятихатки, ст. Лозова – ст. Мелітополь (Придніпровська залізниця), безумовно призведе щонайменше до багатомільйонних втрат залізниці, а від того – і державного бюджету в цілому.

Також, окремої уваги потребує питання відновлення руху поїздів на ділянках залізниці, що спричинені виникненням аварійних ситуацій, в наслідок раптової відмови лінійних об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури залізничного транспорту загального користування через вплив зовнішніх факторів, які досить рідко, але все ж таки спостерігаються на залізницях (руйнування прогонових споруд шляхопроводів, в результаті удару негабаритним автотранспортом та подібні ситуації). Нормативною документацією України повністю не регламентований порядок виконання будівельних робіт на подібних об'єктах, таким чином, законне відновлення руху на ділянках залізниць, де трапилася вищезазначена відмова в стислі терміни неможливе. Навіть враховуючи, терміновість питання відновлення подібних ділянок залізниці, балансоутримувачі повинні виконати повний обсяг робіт: обстеження – проект – узгодження проекту – отримання дозволу на виконання будівельних робіт – будівельні роботи – задача об'єкту в експлуатацію, що за наведеними у даній статті розрахунками буде складати не менше 120-160 днів з моменту відмови. На думку авторів даної статті, подібні терміни закриття руху на перегонах залізниць неприпустимі, адже вони також неминуче призведуть до значних економічних та соціальних збитків, як окремих підприємств, громадян, так і України в цілому. А співробітники залізниць, що експлуатують колію, для запобігання подібних втрат, будуть змушені приймати завідома протизаконні рішення, покаранням за які, законодавством України передбачені штрафи до 900 мінімальних розмірів заробітних плат.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Результати

В результаті досліджень, що наведені у даній статті, встановлена наявність протиріч і недоліків нормативної документації та законодавства України щодо питань порядку оформлення, складу, узгодження проектної документації на капітальний ремонт та реконструкцію, отримання дозволів на виконання будівельних робіт та здачі в експлуатацію лінійних об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури залізничного транспорту, через що відбувається значне завищення класу наслідків (відповідальності) і категорії складності даних об'єктів будівництва без врахування особливостей їх техніко-економічних показників. Цей факт унеможливує виконання робіт з капітального ремонту інженерних споруд залізничного транспорту в стислі терміни, що може призводити як до значних економічних та соціальних втрат, так і безпосередньо впливати на безпеку руху поїздів.

Наукова новизна та практична значимість

На основі аналізу нормативної документації та законодавства України, що регламентують порядок виконання проектних та будівельних робіт з реконструкції та капітального ремонту лінійних об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури залізничного транспорту, встановлені перспективні напрямки досліджень, які дозволять удосконалити та прискорити процес розробки проектної документації, її узгодження, отримання дозволів на будівництво та їх введення в експлуатацію.

Висновки

1. Встановлені недоліки нормативної документації та законодавства України, що регламентують порядок розробки, узгодження проектної документації, отримання дозволу на виконання будівельних робіт та введення в експлуатацію лінійних об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури залізничного транспорту, під час їх капітального ремонту, реконструкції, що можуть призвести як до значних економічних і соціальних збитків, так і безпосередньо впливати на безпеку руху поїздів.

2. Встановлений недостатній рівень теоретико-методологічного та практичного опрацювання питання визначення класу наслідків (відповідальності) та категорії складності будівни-

цтва лінійних об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури залізничного транспорту, що обумовлює актуальність науково-практичних досліджень даного питання.

3. На думку авторів даної статті, існує необхідність розробки галузевих норм, які будуть регламентувати особливості визначення класу наслідків (відповідальності) та категорії складності лінійних об'єктів будівництва залізничного транспорту загального користування, що регламентоване п. 4.13 [3].

4. До моменту розробки галузевих норм, що зазначені у висновку № 3 даної статті, вважаємо за необхідне внесення змін до п. Г.1 Додатка Г [3] та викладення його в наступній редакції:

«Г.1 До об'єктів транспортної мережі загальнодержавного рівня відносяться:

– лінійні об'єкти залізничного транспорту загального користування включаючи усі споруди на них, за винятком лінійних споруд промислового залізничного транспорту (зовнішніх та внутрішніх під'їзних залізничних колій промислових підприємств) та капітального ремонту й реконструкції залізничних малих та середніх мостів, водопропускних труб і колії, переїздів, платформ, ділянок електрифікації, пристроїв СЦБ та зв'язку;

– автомобільні дороги, що відносяться до міжнародних автомобільних доріг державного значення;

– великі, позакласні (згідно з ДБН В.2.3-22);

– середні мости (згідно з ДБН В.2.3-22) на міжнародних та національних автомобільних дорогах державного значення та залізницях за винятком робіт, що пов'язані з їх капітальним ремонтом та реконструкцією;

– тунелі незалежно від категорії дороги або значення залізниці;

– розв'язки у різних рівнях на міжнародних та національних автомобільних дорогах загального користування незалежно від категорії дороги;

– підпірні стінки, протилавинні та селезахисні споруди на міжнародних та національних дорогах державного значення та залізницях;

– надземні (підземні) пішохідні переходи прольотом (довжиною) понад 40 м на міжнародних та національних дорогах державного значення та залізницях, окрім їх капітального ремонту та реконструкції».

5. Надзвичайно актуальним є питання науково-практичних досліджень та розробки нормати-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

вної документації та адаптації існуючого законодавства України щодо питання відновлення руху поїздів на ділянках залізниці, через виникнення аварійних ситуацій, в наслідок раптової відмови лінійних об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури залізничного транспорту.

6. Встановлена актуальність внесення змін до законодавства України щодо питання порядку прийняття в експлуатацію закінченого будівництвом лінійного об'єкта інженерно-транспортної інфраструктури залізничного транспорту. На думку авторів, враховуючи особливості функціонального призначення даних об'єктів будівництва та позитивний досвід їх приймання в експлуатацію комісією з відповідальних служб залізниці до 2012 р., необхідно внести відповідні зміни до законодавства України та дозволити, принаймні, умовно-тимчасове прийняття в експлуатацію закінченого будівництвом лінійного об'єкта залізничного транспорту вищезазначеною комісією залізничників до моменту отримання відповідного сертифікату в органах Державної архітектурно-будівельної інспекції, для можливості відкриття руху поїздів одразу після закінчення повного обсягу будівельних робіт.

7. Необхідно детальне опрацювання нормативних документів та законодавства України, існуючих нормативних актів Державної адміністрації залізничного транспорту України для приведення їх у взаємну відповідність: наприклад поняття «модернізація» зовсім відсутнє в діючих нормативних документах та законодавстві України але широко використовується в нормативних актах Державної адміністрації залізничного транспорту України.

8. Актуальним є питання обов'язковості узгодження положень нормативних документів та законодавства України, що безпосередньо чи опосередковано стосується будівництва лінійних об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури залізничного транспорту з органами Державної адміністрації залізничного транспорту України та профільними проектними і науковими установами. Оскільки саме відсутність даних узгоджень і стала однією з основних причин наявності недоліків нормативної документації та законодавства України, яким присвячена дана стаття.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ДБН А.2.2-3-2012 Склад та зміст проектно-документації на будівництво. Чинні від 2012-07-01 [Текст]. – Київ : Мінірегіонбуд України, 2012. – 25 с.
2. ДБН В.1.2-14-2009 Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. Чинні від 2009-12-01 [Текст]. – Київ : Мінірегіонбуд України, 2009. – 36 с.
3. ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013 Визначення класу наслідків (відповідальності) та категорії складності об'єктів будівництва. Чинні від 2013-09-01 [Текст]. – Київ : Мінірегіонбуд України, 2013. – 41 с.
4. Постанова Кабінету міністрів України від 28.07.2013 № 808 «Про затвердження переліку видів діяльності та об'єктів, що становлять підвищену екологічну небезпеку» [Текст].
5. ДБН А.2.2-1-2003 «Проектування. Склад і зміст матеріалів оцінки впливів на навколишнє середовище (ОВНС) при проектуванні і будівництві підприємств, будинків і споруд». Чинні від 2004-04-01 [Текст]. – Київ : ДержбудУкраїни, 2004. – 21 с.
6. Порядок затвердження проектів будівництва і проведення їх експертизи, затверджений постановою Кабінету міністрів України від 11 травня 2011 р. № 560 [Текст].
7. Порядок прийняття в експлуатацію закінчених будівництвом об'єктів, затверджений постановою Кабінету Міністрів України від 13 квітня 2011 р., № 461 [Текст].
8. Закон України від 18.01.2001 №557 «Про об'єкти підвищеної небезпеки» [Текст].
9. Закон України від 20.05.1999 № 687-XIV «Про архітектурну діяльність» [Текст].
10. Закон України від 17.02.2011 № 3038-VI «Про відповідальність за порушення у сфері містобудування» [Текст].
11. 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.
12. Зміна № 1 ДСТУ Б В.1.2-16:2013 «Визначення класу наслідків (відповідальності) та категорії складності об'єктів будівництва. Чинні від 2014-05-12 [Текст]. – Київ : Мінірегіонбуд України, 2013. – 6 с.
13. ДБН А.2.2-3:2014 Склад та зміст проектно-документації на будівництво. Чинні від 2014-10-01 [Текст]. – Київ : Мінірегіонбуд України, 2014. – 34 с.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

П. А. ПШИНЬКО^{1*}, В. В. МАРОЧКА^{2*}, В. В. КОВАЛЬЧУК^{3*}, І. В. КАЛАШНИКОВ^{4*},
А. В. ГУМЕНЮК^{5*}

^{1*} СПКТБЖТ «Инфратранспроект-ДИИТ», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38(056) 776 83 10, эл. почта mostoproekt@yandex.ua

^{2*} СПКТБЖТ «Инфратранспроект-ДИИТ», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38(056) 776 83 10, эл. почта markay905@gmail.com

^{3*} Днепропетровский государственный проектно-изыскательный институт железнодорожного транспорта «Днепрожелдорпроект» пр. К. Маркса, 108, Днепропетровск, Украина, 49602, тел. +38 (056) 793 07 07

^{4*} Государственное предприятие «Проектно-изыскательный институт железнодорожного транспорта Украины «Укржелдорпроект», ул. Красноармейская, 7, Харьков, Украина, 61052, тел. +38 (057) 724 41 25

^{5*} СПКТБЖТ «Инфратранспроект-ДИИТ», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38(056) 776 83 10, эл. почта angumenyuk@ua.ru

АНАЛИЗ СОВРЕМЕННОГО ПОРЯДКА РАЗРАБОТКИ, СОГЛАСОВАНИЯ ПРОЕКТНОЙ ДОКУМЕНТАЦИИ, ПОЛУЧЕНИЯ РАЗРЕШЕНИЯ НА СТРОИТЕЛЬНЫЕ РАБОТЫ И СДАЧИ В ЭКСПЛУАТАЦИЮ ЛИНЕЙНЫХ ОБЪЕКТОВ ИНЖЕНЕРНО-ТРАНСПОРТНОЙ ИНФРАСТРУКТУРЫ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО ТРАНСПОРТА УКРАИНЫ

Цель. Исследование состояния вопроса разработки, согласования проектной документации, получения разрешения на строительные работы и сдачи в эксплуатацию объектов строительства при реконструкции, модернизации и капитальном ремонте линейных объектов инженерно-транспортной инфраструктуры, которые эксплуатируются на железных дорогах Украины и определения проблемных вопросов для научных и проектных учреждений в данной области хозяйственной деятельности. **Методика.** Проведение анализа нормативной документации и законодательства Украины по вопросам порядка оформления, согласования проектной документации, получения разрешения на строительные работы и сдачи в эксплуатацию линейных объектов инженерно-транспортной инфраструктуры железнодорожного транспорта Украины, в процессе разработки рабочего проекта на капитальный ремонт железнодорожного путепровода, который эксплуатируется на подъездном железнодорожном пути промышленного предприятия в Днепропетровской области. **Результаты.** В результате анализа нормативной документации, законодательства Украины и опыта разработки и согласования реального проекта на капитальный ремонт железнодорожного путепровода, который эксплуатируется на подъездном железнодорожном пути промышленного предприятия в Днепропетровской области, были определены недостатки законодательства Украины, которые делают невозможным выполнение работ по капитальному ремонту линейных объектов инженерно-транспортной инфраструктуры железнодорожного транспорта в сжатые сроки и могут приводить как к значительным экономическим убыткам, так и непосредственно влиять на безопасность движения железнодорожного транспорта. **Научная новизна.** Установлены перспективные направления научно-практических исследований, проведение которых позволит усовершенствовать нормативную документацию и законодательство Украины, которые регламентируют порядок оформления, состава, согласования проектной документации на капитальный ремонт, получения разрешений на выполнение строительных работ и сдачи в эксплуатацию линейных объектов инженерно-транспортной инфраструктуры железнодорожного транспорта. **Практическая значимость.** Результаты исследований могут быть применены в научных и проектных учреждениях Украины во время разработки и корректирования нормативной документации, которая регламентирует порядок разработки, согласования проектов строительства, получения разрешения на строительные работы и сдачи в эксплуатацию линейных объектов инженерно-транспортной инфраструктуры железнодорожного транспорта.

Ключевые слова: реконструкция; капитальный ремонт; проектная документация; категория сложности; класс последствий; нормативная документация; законодательство в области строительства; разрешение на строительные работы; сдача объекта в эксплуатацию; линейный объект инженерно-транспортной инфраструктуры железнодорожного транспорта

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

P. O. PSHINKO^{1*}, V. V. MAROCHKA^{2*}, V. V. KOVALCHUK^{3*}, I. V. KALASHNIKOV^{4*},
A. V. GUMENYUK^{5*}

^{1*} STDEB «Infratransproekt-DIIT», of Dnepropetrovsk National University of Railway Transport named after Academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnepropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (056) 776 83 10, e-mail mostoproekt@yandex.ua

^{2*} STDEB «Infratransproekt-DIIT», of Dnepropetrovsk National University of Railway Transport named after Academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnepropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (056) 776 83 10, e-mail markay905@gmail.com

^{3*} Dnepropetrovsk national design and surveying institute of railway transport « Dneprozheldorproyekt », 108 K. Marx Ave., Dnepropetrovsk, Ukraine, 49602, tel. +38 (056) 793 07 07

^{4*} State enterprise «Proektno-vyshukovalnyi instytut zaliznychnoho transportu Ukrainy «Ukrzaliznychproekt», 7 Krasnoarmeyskaya Srt., Kharkov, Ukraine, 61052, tel. +38 (057) 724 41 25

^{5*} STDEB «Infratransproekt-DIIT», of Dnepropetrovsk National University of Railway Transport named after Academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnepropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (056) 776 83 10, e-mail angumenyuk@ya.ru

ANALYSIS OF THE MODERN SEQUENCE OF DEVELOPMENT, COORDINATION OF PROJECT DOCUMENTATION, OBTAINING PERMISSION ON CONSTRUCTION WORKS AND COMMISSIONING OF LINEAR OBJECTS OF ENGINEERING AND TRANSPORT INFRASTRUCTURE OF RAILWAY TRANSPORT OF UKRAINE

Purpose. Research of the problem of development, agreement of project documentation, obtaining permission for construction works and commissioning of construction projects in the reconstruction, modernization and overhaul linear of objects engineering and transport infrastructure which are operated by the railways of Ukraine and identification of problematic issues for scientific and design institutions in the part of economic activity.

Methodology. Carrying out the analysis of standard documentation and legislation of Ukraine concerning sequence of registration, agreement of project documentation, obtaining permission to construction works and commissioning of linear objects of engineering and transport infrastructure of railway transport of Ukraine, during of development of the working draft for overhaul of the railway overpass which are operated on approach railway industrial enterprise in the Dnipropetrovsk region. **Findings.** As a result of the analysis of standard documentation, the legislation of Ukraine and experience of development and agreement of the real project for overhaul of the railway overpass which are operated on approach railway industrial enterprise in the Dnipropetrovsk region, it was identified shortcomings of the legislation of Ukraine which make the execution impossible of work on the overhaul of linear objects of engineering and transport infrastructure of railway transport in a short time and can lead as to substantial economic losses, and directly to influence safety of rail traffic. **Originality.** It was found perspective directions of scientific and practical researches which carrying out will allow to improve standard documentation and the legislation of Ukraine which regulate sequence of registration, structure, agreement of project documentation for overhaul, obtaining permission to construction works and commissioning of linear objects of engineering and transport infrastructure of railway transport. **Practical value.** Results of researches can be applied in scientific and design institutions of Ukraine during development and correcting of standard documentation which regulates sequence of development, agreement of construction projects, obtaining permission to construction works and commissioning of linear objects of engineering and transport infrastructure of railway transport.

Keywords: reconstruction; overhaul; project documentation; category of complexity; class of consequences; standard documentation; legislation in the sphere of construction; permission to construction works; commissioning objects; linear objects of engineering and transport infrastructure of railway transport

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

Надійшла до редколегії 20.08.2014.

Прийнята до друку 25.09.2014.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 624.21

В. П. РЕДЧЕНКО*

* Дніпропетровський комплексний відділ, Державне підприємство «Державний дорожній науково-дослідний інститут імені М.П. Шульгіна», вул. Батумська, 11, Дніпропетровськ, Україна, 49074, тел. +38 (050) 413 89 09, ел. пошта rvp50@meta.ua

АНАЛІЗ РЕЗУЛЬТАТІВ ДИНАМІЧНИХ ВИПРОБУВАНЬ МОСТІВ З ВИКОРИСТАННЯМ ПРОГРАМИ «СПЕКТРУМ»

Мета. Актуальним для мостів, що експлуатуються, є визначення фактичних параметрів власних форм коливань, які дозволяють ідентифікувати конструкцію як динамічну систему. Пропонується вказані параметри визначати за результатами динамічних випробувань проводячи їх аналіз в розробленій розрахунково-аналітичній системі «СпектрУМ». **Методика.** Визначення параметрів власних форм коливань виконується шляхом аналізу спектральних функцій вільних коливань конструкції. Тестування програми виконувалося як на моделях із заданими параметрами власних коливань так і за результатами випробувань натурних об'єктів. **Результати.** Створено робочу версію програми «СпектрУМ», яка дозволяє проводити визначення частот, логарифмічних декрементів та нормалізованих ординат форм власних коливань прогонових будов мостів за результатами аналізу віброграм їх вільних коливань. **Наукова новизна.** В програмі реалізовані удосконалені алгоритми спектрального аналізу, які дозволяють виконувати розрахунки у випадку згущення власних частот, коли класичні алгоритми спектрального аналізу не працюють. **Практична значимість.** Втілення в практику розробленої програми дозволить більш точно визначати параметри власних форм коливань прогонових будов мостів, а, отже, і точніше визначати їх технічний стан.

Ключові слова: міст; динамічні випробування; власні форми коливань; власні частоти

Вступ

Для мостів, які працюють на рухоме навантаження, важливим є оцінка їх технічного стану із врахуванням власних динамічних характеристик. Ведення моніторингу технічного стану автодорожніх мостів за зміною параметрів власних форм коливань прогонових будов мостів рекомендовано чинними нормами [1, 2, 8]. Параметри власних форм коливань є одними з основних характеристик, які включено до динамічного паспорту мосту [5]. Знаючи частоти, логарифмічні декременти (далі декременти) та ординати власних форм коливань можна повністю ідентифікувати конструкцію як динамічну систему [4].

Фактичні параметри власних форм коливань прогонових будов мостів визначають за результатами проведення їх динамічних випробувань, як правило, шляхом аналізу їх вільних коливань [3, 10]. При цьому виникає ряд труднощів, оскільки переважна більшість автодорожніх мостів має згущення власних частот, що затру-

дняє їх чітке розрізнення при використанні класичних методів спектрального аналізу [9]. В останні роки розроблено удосконалені алгоритми спектрального аналізу, які дозволяють вирішувати цю проблему [6]. Але застосування цих алгоритмів «вручну» вимагає великих затрат часу та не виключає певного суб'єктивного впливу виконавця. Саме тому було поставлено завдання розробити розрахунково-аналітичну систему, яка реалізує алгоритми визначення частот, форм та декрементів власних коливань прогонових будов мостів за методиками, які представлені у відомчих нормах Укравтодору [7].

Мета

Метою даної статті є ознайомлення широкого загалу спеціалістів з результатами робіт по створенню розрахунково-аналітичної системи «СпектрУМ» (далі програма), яка дозволяє проводити аналіз вільних коливань прогонових будов мостів та визначати параметри їх власних форм коливань.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Методика

Визначення параметрів власних форм коливань в програмі виконується шляхом аналізу спектральних функцій вільних коливань конструкції. Для більш чіткого виділення власних частот за умов їх згущення в програмі реалізовано метод складання спектрів та метод зміщення робочого вікна [6, 7]. Тестування програми виконувалося як на моделях із заданими параметрами власних коливань так і за результатами випробувань натурних об'єктів.

Результати

Програма призначена для виконання аналізу результатів динамічних випробувань прогонових будов мостів та інших будівельних конструкцій. Вхідними даними для виконання розрахунків є файли віброграм вільних коливань конструкції, результатом роботи є характеристики власних форм коливань конструкції, а саме: частоти, декременти та нормалізовані ординати (далі ординати) власних форм коливань.

Інтерфейс програми виконано з використанням стандартного віконного інтерфейсу на базі платформи Microsoft.NET FrameWork 3.5 з використанням стандартних клавіатури та мишки. Робота проводиться як єдиний проект, який

формується шляхом введення даних, що були зареєстровані при проведенні динамічних випробувань, підготовки цих даних для проведення подальшого аналізу та проведення розрахунків. В рамках одного проекту можливий аналіз даних лише для однієї конструкції (прогнової будови).

Структурно весь процес можна розділити на три основні етапи:

- формування проекту (імпорт вхідних даних та попередня підготовка файлів експериментів);

- аналіз (визначення власних частот, визначення логарифмічних декрементів, визначення нормалізованих ординат форм власних коливань);

- експорт результатів.

Імпорт вхідних даних дозволяє ввести в програму файли, що були зареєстровані при проведенні випробувань різними типами реєстраторів та збережені у текстовому форматі (кодування UTF-8). Ці файли можуть містити окрім числових даних (ординат віброграм) додаткову інформацію, тому передбачено перегляд файлів, що імпортуються, та вибір необхідних рядків і колонок. Введення масштабу часу можливе як колонки даних так і у вигляді частоти дискретизації (рис. 1).

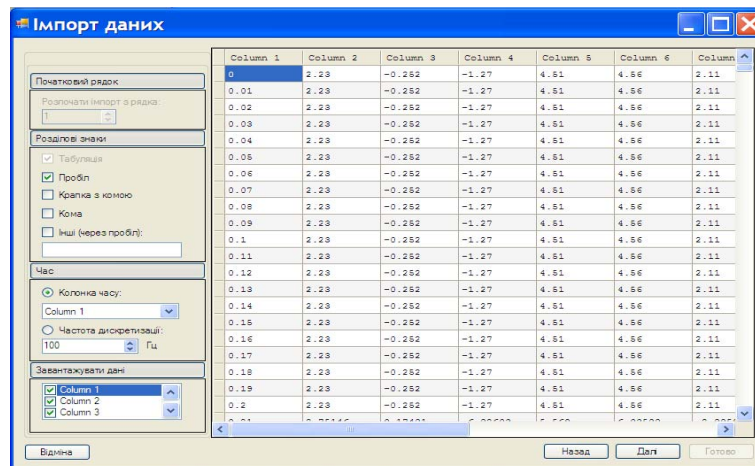


Рис. 1. Вікно імпорту даних

Після вдалого імпорту потрібного файлу його ім'я з'являється у списку дерева проекту (ліва сторона вікна програми – рис. 2). Кількість імпортованих файлів обмежена лише ресурсами ПК. Будь-який файл з дерева програми можна відкрити для перегляду та дій з ним, а також видалити з проекту відповідними кнопками над деревом проекту.

Збереження проекту виконується у режимі «Файл» – «Зберегти як». Ім'я, яке вводимо при збереженні, буде відображатися в дереві проекту. Відкриття раніше збереженого проекту виконується в режимі «Файл» – «Відкрити проект». Відкриття двох і більше проектів одночасно не передбачено.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

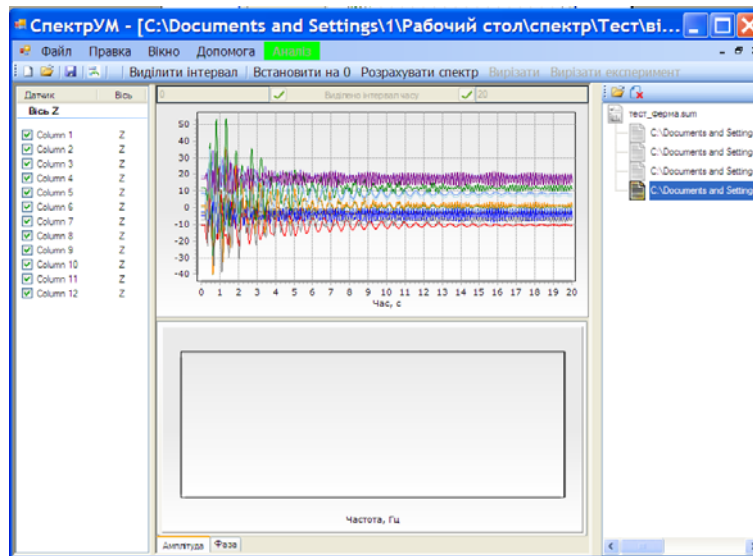


Рис. 2. Вікно формування проекту

Датчик	Множник	Зміщення	Товщина лінії	Номер точки конструкції	Колір	Вісь	
D1X	1	0	1	1	RoyalBlue	X	Виділити
D1Y	1	0	1	1	SaddleBrown	Y	Виділити
D1Z	1	0	1	1	OliveDrab	Z	Виділити
D2X	1	0	1	2	MediumPurple	X	Виділити
D2Y	1	0	1	2	ComflowerBlue	Z	Виділити
Column 6	1	0	1	2	DarkOrange	Z	Виділити
Column 7	1	0	1	3	Blue	Y	Виділити
Column 8	1	0	1	3	Red	Z	Виділити
Column 9	1	0	1	3	Green	Z	Виділити
Column 10	1	0	1	4	Purple	Z	Виділити
Column 11	1	0	1	4	LightBlue	Z	Виділити
Column 12	1	0	1	4	Gray	Z	Виділити

Рис. 3. Таблиця налаштування даних

Попередня підготовка вхідних даних виконується в режимі «Правка» – «Налаштування даних». В таблицю, що відкривається (рис. 3), слід ввести обов'язкові дані по кожному каналу реєстрації (кожному датчику), а саме: масштабний множник (враховує підсилення), номер точки конструкції та вісь (орієнтація датчика). Додатково можна ввести: нове ім'я датчика, зміщення нуля, товщину лінії на графіку та колір лінії графіка (див. рис. 3). Також передбачено «прорідження» – зменшення розмірів файлів. Це доцільно зробити для прискорення роботи розрахунків, коли наприклад імпортовано файли, які записані з частотою дискретизації 1000 Гц, а ми знаємо, що аналіз власних форм буде вестися в межах до 20 Гц, отже сміливо можна залишити лише кожен 10 точку. Змінені дані матимуть частоту дискретизації 100 Гц і

дозволятимуть розраховувати спектр в межах до 50 Гц.

Після налаштування даних імпортовані файли переглядаються, проводиться їх попередній аналіз та виконується «нарізка» файлів експериментів. Файл експерименту це вирізаний фрагмент імпортованих даних, який відображає вільні коливання конструкції від моменту закінчення дії навантаження до моменту згасання амплітуд коливань до рівня фонових шумів. При проведенні нарізки експериментів використовуються кнопки-інструменти: «Виділити інтервал», «Встановити на 0», «Розрахувати спектр», «Вирізати» та «Вирізати експеримент» (рис. 4).

На будь-якій стадії формування проекту (як і в подальшому на стадії аналізу) проект може бути збережено в режимі «Файл» – «Зберегти».

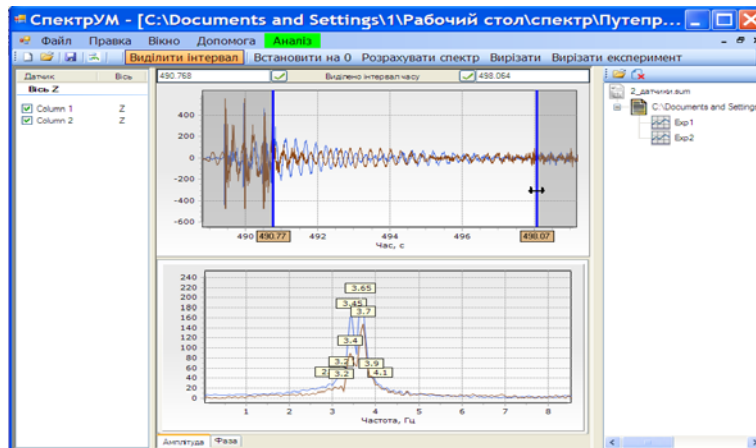


Рис. 4. Вирізання експерименту (ділянки вільних коливань)

Аналіз передбачає три етапи:

- визначення власних частот;
- визначення декрементів;
- визначення ординат форм коливань.

Розрахунки проводяться в напівавтоматичному режимі з використанням інтерактивних графіків. На кожному етапі для зручності всі дії виконуються по крокам.

Власні частоти визначаються з використанням графіків сімейства спектрів, що розраховані за методом зміщення робочого вікна. Оператор, керуючись вказівками на полях вікна, встановлює вертикальні прямі в зоні пікових ділянок спектру (рис. 5). Після проходження всього діапазону спектру формується таблиця власних частот.

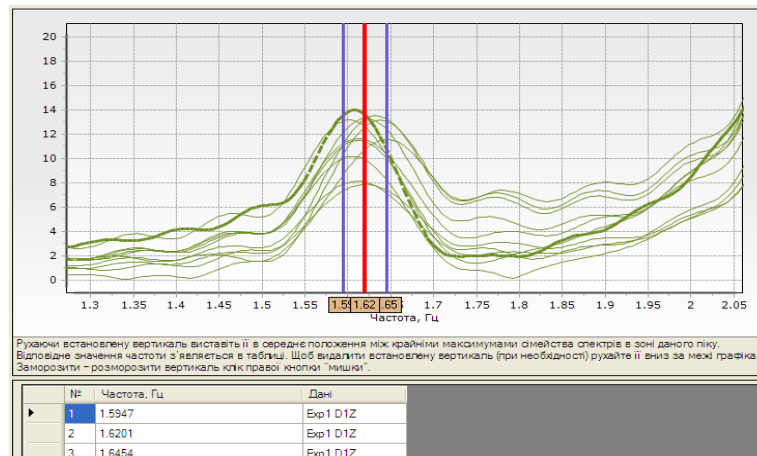


Рис. 5. Визначення власної частоти на графіку сімейства спектрів

Декременти визначаються для кожної власної частоти шляхом встановлення апроксимаційної експоненти на графіку зміни амплітуди вільних коливань (рис. 6). Роль оператора поля-

гає у перегляді та виборі для збереження даних тих експериментів та датчиків, графіки яких найбільш близькі за апроксимацією до експоненти розрахованої в автоматичному режимі.

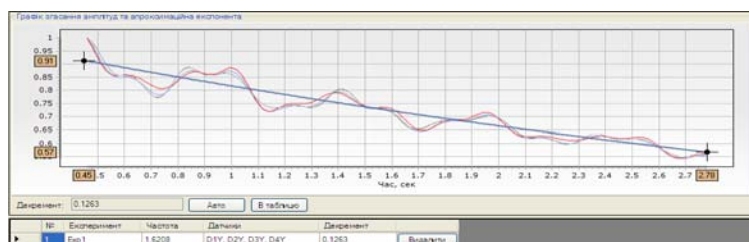


Рис. 6. Визначення декрементів власних форм коливань

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Для етапу визначення ординат форм власних коливань є важливим попереднє планування динамічних випробувань. Насамперед це: вибір точок конструкції для яких визначаються ординати, взаємне тарування датчиків, строга їх орієнтація по осям конструкції, при малій кількості датчиків планування точок-реперів для встановлення зв'язку між різними експериментами.

На цьому етапі розрахунки виконуються автоматично з формуванням таблиці ординат форми для вибраної власної частоти. Роль оператора полягає у виборі реперних датчиків та пе-

ревірці амплітуд та фазової різниці для рядків таблиці, які відмічені знаком «?».

Після виконання розрахунків в режимі аналізу у робочому вікні відображається таблиця власних частот та їх декременти. Для вибраної частоти нижче відображається графік амплітудного спектру (пікова ділянки), графік зміни амплітуди та апроксимаційна експонента, а також таблиця ординат форми коливань (рис.8).

Експорт результатів розрахунків виконується у файл формату *.html. Подальша передача результатів у інші програми можлива через буфер обміну.

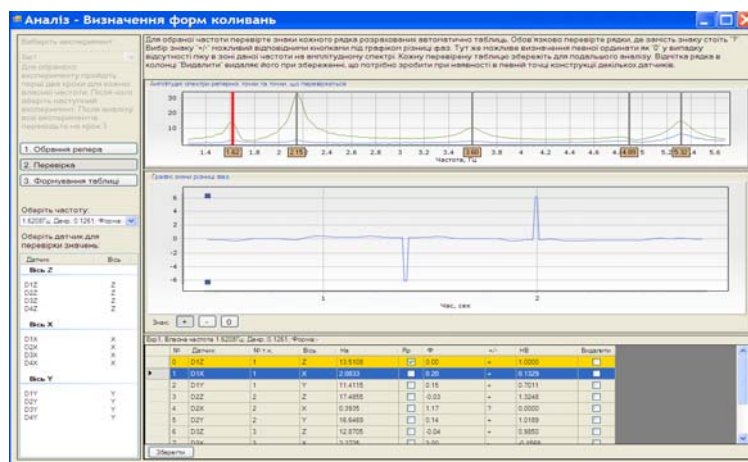


Рис. 7. Вікно визначення ординат форм власних коливань

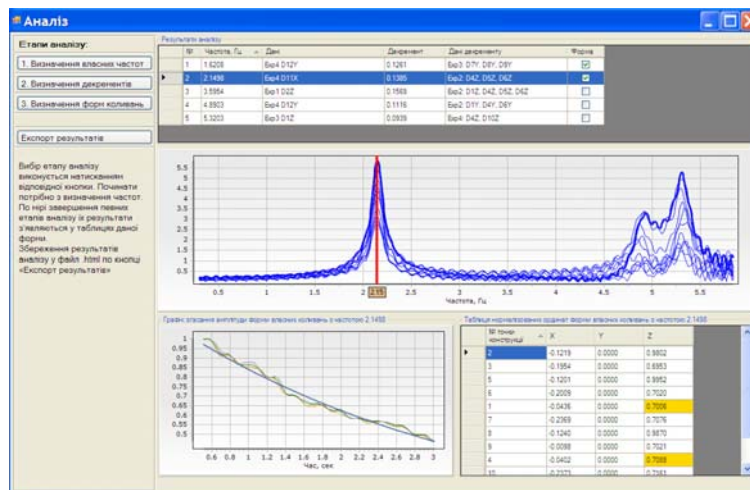


Рис. 8. Вікно з результатами розрахунків

Наукова новизна та практична значимість

В результаті виконаної роботи отримані нові наукові результати, а саме:

– програмно реалізовані удосконалені алгоритми спектрального аналізу, які дозволяють визначати власні частоти та їх декременти у

випадку згущення власних частот, коли класичні алгоритми спектрального аналізу не дієздатні;

– програмно реалізовано алгоритми визначення ординат форм власних коливань за аналізом вільних коливань конструкції.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Втілення в практику розробленої програми дозволить більш точно визначати параметри власних форм коливань прогонових будов мостів, а також проводити розрахунки операторам з інженерним рівнем підготовки (на даний час це прерогатива спеціалістів більш високої кваліфікації). Це дозволить набагато ширше використовувати методи вібраційної діагностики в практиці експлуатації мостів.

Висновок

В результаті виконаної роботи створено робочий варіант програми «СпектрУМ», що дозволяє виконувати аналіз результатів динамічних випробувань мостів. Результатом роботи є параметри власних коливань конструкції (напр. прогонової будови мосту). Тестування програми як на моделях із заданими (відомими) параметрами так і на натурних об'єктах показало хороші результати.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. 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.
2. ДСТУ-Н Б В.2.3-23:2012. Настанова з оцінювання і прогнозування технічного стану автодорожніх мостів [Текст]. – Чинний від 2013-01-01. – Київ : Мінрегіонбуд, 2012. – 60 с.
3. Посібник до ДБН В.2.3-6:2010 «Мости та труби. Обстеження і випробування» [Текст]. – Київ : ДерждорНДІ, 2010. – 204 с.
4. Редченко, В. П. Ідентифікація лінійних динамічних систем шляхом аналізу їх вільних коливань [Текст] / В. П. Редченко // Мости та тунелі. Теорія, дослідження та практика. Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту ім. ак. В. Лазаряна. – Дніпропетровськ, 2012. – Вип. 1. – С. 93-98.
5. Редченко, В. П. Про динамічний паспорт мосту / В. П. Редченко // Автошляховик України. – Київ : Грета, 2014. – № 2. – С. 38 – 42.
6. Редченко, В. П. Особливості застосування спектрального аналізу при дослідженні коливань будівельних конструкцій: [монографія] / В. П. Редченко // Дніпропетровськ, «Пороги», 2010. – 98 с. – ISBN 978-611-518-044-8.
7. Рекомендації з визначення натурних динамічних характеристик автодорожніх мостів: РВ.3.1-218-03450778-777. – Київ : Укравтодор, 2010. – 38 с. – (Відомчі норми Укравтодору).
8. Хавкін, О. К. Моніторинг будівельних конструкцій і застосування нових державних норм ДБН В.1.1-12-2006 «Будівництво в сейсмічних районах України» / О. К. Хавкін, Ю. І. Калюх, М. Г. Мар'єнков (та ін.) [Текст] // Будівельні конструкції : зб. наук. праць. – Київ : НДІБК, 2008. – Вип. 69. – С. 26-44
9. Bendat, J. S. Engineering Applications of Correlation and Spectral Analysis [Текст] / J. S. Bendat, A. G. Piersol. – New York : Wiley-Interscience, 1993. – 458 p.

Zhang, J. Challenges in experimental vibration analysis for structural identification and corresponding engineering strategies / J. Zhang, J. Prader, K. A. F. Moon [and oth.] [Текст] // International conference on experimental vibration analysis for civil engineering structures: Procs. (Wroclaw, Poland. Oct 14-16, 2009). – 2009. – p. 13-34.

В. П. РЕДЧЕНКО*

* Днепропетровский комплексный отдел, Государственное предприятие «Государственный дорожный научно-исследовательский институт имени Н.П. Шульгина», ул. Батумская, 11, Днепропетровск, Украина, 49074, тел. +38 (050) 413 89 09, эл. почта gvr50@meta.ua

АНАЛИЗ РЕЗУЛЬТАТОВ ДИНАМИЧЕСКИХ ИСПЫТАНИЙ МОСТОВ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ПРОГРАММЫ «СПЕКТРУМ»

Цель. Актуальным для мостов, которые эксплуатируются, является определение фактических параметров собственных форм колебаний, которые собственно и позволяют идентифицировать конструкцию как динамическую систему. Предлагается указанные параметры определять за результатами динамических испытаний проводя их анализ в разработанной расчетно-аналитической системе «СпектрУМ». **Методика.** Определение параметров собственных форм колебаний производится путем анализа спектральных функций свободных колебаний конструкции. Тестирование программы проводилось как на моделях с заданными параметрами собственных колебаний, так и по результатам испытания натурных объектов. **Результаты.** Создана рабочая версия программы «СпектрУМ», которая позволяет производить определение частот, логарифмических декрементов и нормализованных ординат собственных форм колебаний пролет-

© В. П. Редченко, 2014

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

ных строений мостов по результатам анализа виброграмм их свободных колебаний. **Научная новизна.** В программе реализованы усовершенствованные алгоритмы спектрального анализа, которые позволяют производить расчеты в случае сгущения собственных частот, когда классические алгоритмы спектрального анализа не работают. **Практическая значимость.** Внедрение в практику разработанной программы позволит более точно определять параметры собственных форм колебаний пролетных строений мостов и точнее определять их техническое состояние.

Ключевые слова: мост; динамические испытания; собственные формы колебаний; собственные частоты

V. P. REDCHENKO*

* Dnepropetrovsk complex department, The State Enterprise, «State Road Research Institute after M. P. Shulgina», 2 Batumska Str., Dnepropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (050) 413 89 09, e-mail rvp50@meta.ua

ANALYSIS OF DYNAMIC TESTING OF BRIDGES USING THE PROGRAM «SPECTRUM»

Purpose. Relevant to the bridges, which are operated, is to determine the actual parameters of natural modes, which actually allow the identification of the design as a dynamic system. It is proposed to determine these parameters for the results of dynamic tests to analyze them in the developed computational and analytical system «Spectrum». **Methodology.** Defining the parameters of natural modes is done by analyzing the spectral functions of free oscillations of the structure. Testing program was conducted as a model with the given parameters of the natural oscillations, and the results of tests of natural objects. **Findings.** A working version of the «Spectrum», which allows determination the frequency, the logarithmic decrement and normalized coordinates of natural modes of bridge spans on the analysis their free oscillations. **Originality.** The program implemented advanced spectral analysis algorithms, which allow calculations in the case of condensation of natural frequencies, when classical spectral analysis algorithms do not work. **Practical value.** Implementation in practice of the developed program will more accurately determine the parameters of natural modes of bridge spans and better determine their technical condition.

Keywords: bridge; dynamic testing; natural modes; natural frequencies

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

Надійшла до редколегії 26.08.2014.

Прийнята до друку 29. 09.2014.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 624.21

Б. Д. СУХОРУКОВ*

* ОНИЛ 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 most_gndl@mail.ru

АНАЛИЗ ПРИЧИН ОБРЫВА ТЯГИ В МЕТАЛЛИЧЕСКОЙ ЭСТАКАДЕ ЧЕРЕЗ ШЛЮЗЫ ДНЕПРОВСКОЙ ГЭС

Цель. Выяснение причин обрыва тяги и их учёт при её восстановлении. **Методика.** Для достижения поставленной цели составлена конечно-элементная модель эстакады. С использованием вычислительного комплекса «Лира» построены линии влияния продольных усилий, возникающих в ригеле и передающихся на устои. **Результаты.** Получены значения усилий в тяге от различных факторов силового воздействия на сооружение, а именно: временной подвижной нагрузки, колебаний температуры и ветровой нагрузки. Проведен численный анализ значимости каждой из них. **Научная новизна.** Предложен эффективный подход к анализу причин отказов в конструкциях мостов. **Практическая значимость.** Определены наиболее неблагоприятные сочетания условий, при которых в тяге возникают максимальные усилия. Это позволило наметить меры по её восстановлению и усилению.

Ключевые слова: эстакада; ригель; температура; временная нагрузка; усилие; тяга; линия влияния

Введение

При обследовании металлоконструкций автомобильной эстакады через шлюзы Днепровской ГЭС осенью 2012 года был обнаружен обрыв одной из тяг, предназначенных для передачи продольных сил с ригеля эстакады на её устои. Эти силы обусловлены как воздействием временных подвижных нагрузок, так и колебаниями температуры, а так же ветровой и сейсмической нагрузками на сооружение.

Цель

Правильная оценка степени значимости того или иного фактора, вызывающего появление продольных сил в ригеле эстакады, позволяет понять основные причины случившегося обрыва тяги, наметить меры по её восстановлению и усилению.

Методика

Автомобильная эстакада через шлюзы была построена в 1978 году. Эстакада шестипролётная рамно-неразрезной системы [1-2]. Схема разбивки эстакады на пролёты следующая: $2 \times 56,0 + 2 \times 64,0 + 2 \times 56,0 = 352,0$ м. Расположена она в плане на кривой с радиусом 200 м и рассчи-

тана на пропуск четырех полос автомобильного движения со скоростью 60 км/ч и пешеходов по двум тротуарам шириной по 2,25 м каждый.

Общий вид проезжей части эстакады приведен на рис. 1, а вид снизу на пролётное строение и промежуточные опоры – на рис. 2.



Рис. 1. Общий вид проезжей части эстакады

Ригель рамы составлен криволинейной в плане главной балкой коробчатого трапецидального сечения, расположенной по оси сооружения, и стальной ортотропной плитой проезжей части.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА



Рис. 2. Эстакада (вид снизу)

Коробчатая главная балка пролетного строения имеет следующие размеры: высота по оси 2500 мм; ширина понизу 6000 мм; ширина поверху – 8400 мм. Односторонний поперечный уклон проезжей части $i=0,04$ создается за счет разной высоты боковых стенок и их наклона к горизонту. Нижняя плита и боковые стенки с внутренней стороны коробки имеют продольные и поперечные ребра жесткости.

Промежуточные опоры металлические коробчатые стойки, жестко защемленные к главной балке и фундаментам. Основание фундаментов промежуточных опор – скальное.

Материал конструкций пролетного строения и промежуточных опор – низколегированная

сталь марки 09Г2С. Все конструкции цельно-сварные со сварными заводскими и монтажными стыками.

Крайние опоры – массивные железобетонные устои на естественном основании.

Для эстакады была разработана и применена новая статическая схема, использующая кривизну пролетного строения как положительный фактор, повышающий эффект пространственной работы сооружения.

Новая статическая схема отличалась тем, что концы криволинейного в плане пролетного строения закреплялись к устоям шарнирами, подвижными в вертикальной плоскости и с ограниченной подвижностью в горизонтальной.

Такое закрепление заставляет сооружение работать как пространственную систему: на вертикальные воздействия – как шестипролетную неразрезную криволинейную в плане раму, на горизонтальные нагрузки – как двухшарнирную арку, поддерживаемую в ортогональной плоскости стойками. Крутящие моменты пролетное строение воспринимает как криволинейная в плане балка, защемленная по концам и упруго опертая на промежуточные опоры.

На рис. 3 приведен план эстакады, а на рис. 4 её поперечный разрез.

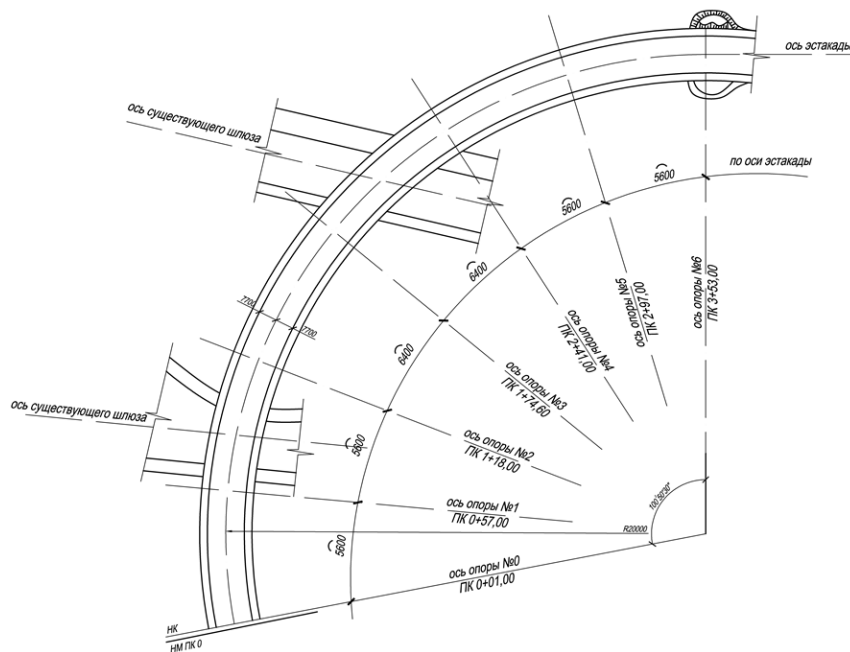


Рис. 3. План эстакады

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

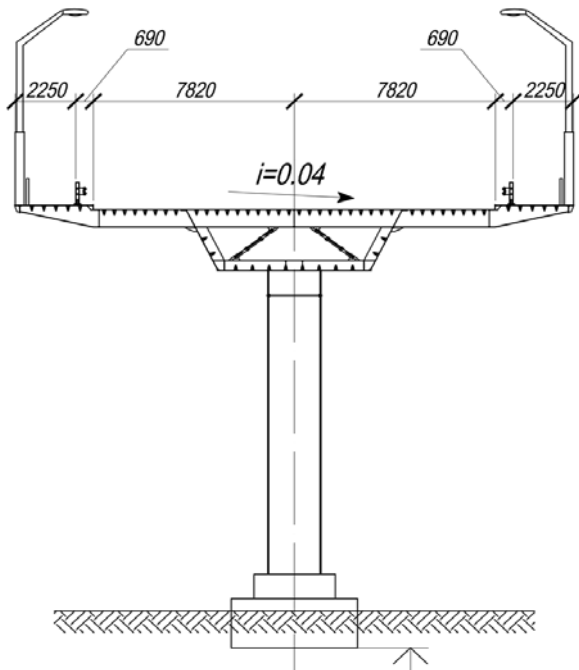


Рис. 4. Поперечное сечение эстакады

Результаты

Оборванная в процессе эксплуатации тяга относится к элементам, обеспечивающим восприятие и передачу на устои горизонтальных и температурных нагрузок на эстакаду как на двухшарнирную (в горизонтальной плоскости) арку циркульного очертания.

Обрыв тяги принципиально изменял предусмотренную при проектировании схему работы уникального сооружения, каковым по праву является эстакада через шлюзы Днепровской ГЭС в г. Запорожье, и потребовал, до устранения неисправности, введения ряда ограничений

по массе и скорости для обращающихся нагрузок.

Оборванная тяга (а их две на приопорном участке главной балки у каждого устоя эстакады) представляет собой мощный сварной двутавр высотой около 70 см, расположенный в плане под углом близким к 45° к продольной оси коробчатой балки и приваренный к её боковой стенке.

В нашем случае к стенке со стороны нижнего бьефа на устье № 0. Второй конец этой тяги приварен к звену с болтом-шарниром, расположенным по продольной оси сооружения на уровне центра тяжести главной балки и к которому примыкает такая же тяга, но приваренная к противоположной стенке балки.

На рис. 5 приведен общий вид тяги в месте её обрыва, а на рис. 6 дан чертёж фрагмента плана пролётного с указанием места ликвидации обрыва тяги.



Рис. 5. Обрыв тяги в зоне её примыкания к боковой стенке главной балки со стороны нижнего бьефа

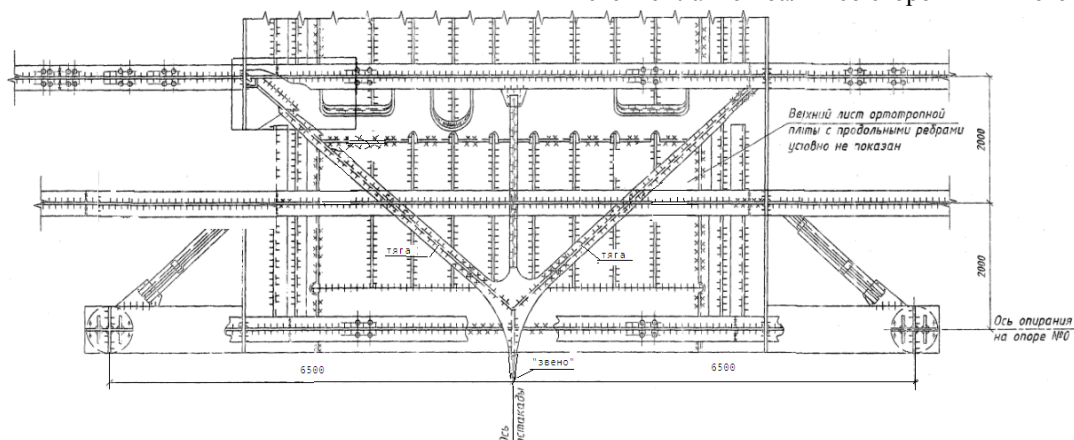


Рис. 6. Фрагмент плана пролётного с указанием места ликвидации обрыва тяги (взято в рамку)

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Анализируя возможные причины обрыва тяги, следует иметь в виду тот факт, что не только ветер, центробежные силы и изменения температуры вызывают продольные усилия в ригеле эстакады. Внешние (от временной нагрузки) чисто вертикальные силы и крутящие моменты относительно продольной оси сооружения, в силу кривизны последней, так же вызывают продольные усилия в ригеле эстакады, а значит и в тягах, передающих эти усилия на массивные железобетонные устои.

Для численной оценки значимости каждого из вышеперечисленных факторов была составлена конечно-элементная модель эстакады, которая показана на рис. 7.

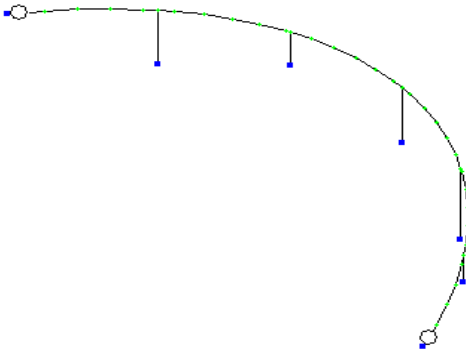


Рис. 7. Конечно-элементная модель эстакады

С использованием программного комплекса «Лира» [3], [4] произведены расчёты, позволившие построить линии влияния продольных усилий, передающихся посредством тяг и звеньев с болтами-шарнирами на устои. И, кроме того, рассчитать значения таких усилий возникающих от изменений температуры и ветра.

На рис. 8, 9 и 10 приведены линии влияния соответственно от сосредоточенной центробежной силы в 100 т, от крутящего момента в 100 тм и от вертикальной силы в 100 т (приложенной по оси сооружения).



Рис. 8. Линия влияния усилия, передающегося посредством тяг на устой № 0 от действия центробежной силы 100 т



Рис. 9. Линия влияния усилия, передающегося посредством тяг на устой № 0 от действия крутящего момента 100 т·м



Рис. 10. Линия влияния усилия, передающегося посредством тяг на устой № 0 от действия вертикальной силы 100 т

Используя их можно рассчитать усилия в тягах от действия всевозможных сочетаний пешеходных и автотранспортных нагрузок, движущихся по эстакаде с различными скоростями.

В табл. 1 приведены максимальные значения продольной силы в тяге, которые получены при загрузке нормативной автомобильной нагрузкой А11 отдельно каждой из линий влияния. Кроме этого, в таблицу помещены усилия в тяге от расчётной ветровой нагрузки на эстакаду и изменений температуры.

Как видно из таблицы, наиболее значимым фактором, влияющими на напряжённое состояние тяги, является температура. Вторым по значимости и вдвое меньшим по величине усилия, возникающего в тяге, фактором является эксцентричное расположение временной нагрузки на проезжей части эстакады.

Приблизительно в три раза меньший уровень усилий в тяге могут вызвать центробежные силы от движения автотранспорта со скоростью 60 км/ч. Далее по значимости следует воздействия ветра. И совсем, сравнительно, мало даёт вертикальная временная нагрузка, симметрично расположенная относительно продольной оси эстакады.

Выводы

Таким образом, скорее всего, обрыв тяги произошёл зимой при максимально низкой

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

температуре в сочетании с односторонней (две полосы) загруженностью эстакады автотранспортом, движущимся с предельной скоростью.

Восстановление и усиление оборванной тяги было произведено с учётом всех вышеперечисленных факторов силового воздействия и завершено во второй половине июня 2013 года.

До проведения такого усиления вводился ряд ограничительных мер по скорости, массе и интервалу движения автотранспорта по эстакаде, особенно в периоды с максимально низкой

зимой и максимально высокой летом температурами.

В июле 2013 года были проведены статические и динамические испытания сооружения. Испытания, в частности, подтвердили, что восстановленная после обрыва тяга должным образом включена в работу, воспринимает и передаёт на устой продольные усилия, возникающие в ригеле эстакады как от временной подвижной нагрузки, так и от изменений температуры [5].

Таблица 1

Усилия в тяге от различных временных воздействий на сооружение

№ з.п.	Воздействие	Продольная сила в тяге, т	Примечание
1	Центробежная сила при скорости движения автомобилей 60 км/ч	97,3	Загружено 4-е полосы
2	Крутящий момент от эксцентричного расположения временной нагрузки на проезжей части	149,1	Загружено 2-е полосы
3	Вертикальная временная нагрузка, симметричная относительно оси проезжей части	15,8	Загружено 4-е полосы
4	Ветровая нагрузка на эстакаду	56,9	Без давления на автотранспорт
5	Изменение температуры металлоконструкций эстакады на $\Delta T = \pm 40^\circ\text{C}$	311,0	От температуры замыкания

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Индустриальное строительство мостов [Текст] / И. Ю. Баренбойм, М. Е. Карасик, В. И. Киреевко, Я. Д. Лившиц, Е. Н. Радзевич, И. А. Спитковский, Л. М. Тесленко, Г. Б. Фукс. – Київ : Будівельник, 1978. – 208 с.
2. Обследование и испытания автодорожного перехода по сооружениям ДнепроГЭС в г. Запорожье. Обследование и испытание эстакады через шлюзы: отчет о НИР [Текст] / ДИИТ; рук. Борцов В. И. – Днепропетровск, 1980. – 100 с. – Исполн. : Сухоруков Б. Д. и др. – № ГР 78072829. – Инв. № Б862384 01.ИЮЛ80.
3. Лантух-Лященко, А. И. ЛИРА. Программный комплекс для расчёта и проектирования конструкций: учебное пособие [Текст] / А. И. Лантух-Лященко. – Киев, 2001. – 312 с.
4. Городецкий, А. С. Программный комплекс для расчёта и проектирования конструкций. Руководство пользователя. [Электронный ресурс] – Режим доступа : <http://www.lira.com.ua>.
5. Проведение комплекса работ по обследованию и испытанию конструкций автодорожного перехода Днепровской ГЭС. Испытания эстакады через шлюзы Днепровской ГЭС [Текст]: отчет о НИР / ДИИТ; рук. Марочка В. В. – Днепропетровск, 2013. – 125 с. – Исполн. : Сухоруков Б. Д. и др. – № ГР 0113U002081.

Б. Д. СУХОРУКОВ*

* ГНДЛ 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 most_gndl@mail.ru

АНАЛІЗ ПРИЧИН РОЗРИВУ ТЯГИ В МЕТАЛЕВІЙ ЕСТАКАДІ ЧЕРЕЗ ШЛЮЗИ ДНІПРОВСЬКОЇ ГЕС

Мета. З'ясування причин обриву тяги та їх урахування при її відновленні. **Методика.** Для досягнення поставленої мети складена кінцево-елементна модель естакади. З використанням обчислювального комплексу «Ліра» побудовані лінії впливу поздовжніх зусиль, що виникають в ригелі і передаються на стояни. **Результати.** Отримано значення зусиль в тязі від різних факторів силового впливу на споруду, а саме: тимчасової рухомого навантаження, коливань температури і вітрового навантаження. Проведено числовий аналіз значимості кожної з них. **Наукова новизна.** Запропоновано ефективний підхід до аналізу причин відмов в конструкціях мостів. **Практична значимість.** Визначено найбільш несприятливі поєднання умов, при яких в тязі виникають максимальні зусилля. Це дозволило намітити заходи по її відновленню і посиленню.

Ключові слова: естакада; ригель; температура; тимчасове навантаження; зусилля; тяга; лінія впливу

B. D. SUKHORUKOV*

* 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 most_gndl@mail.ru

ANALYSIS OF THE POSSIBLE ROD FAILURE CAUSES IN THE CURVED VIADUCT OVER SLUICES OF THE DNIEPER HYDRO POWER PLANT (HPP)

Purpose. Determine causes of the rod rupture and take them into account during restoration of the rod. **Methodology.** A finite-element model of the overpass is suggested achieving this goal. Software «Lira» has been used to obtain influence lines of longitudinal forces that arise in the cross-beam and transmitted to the abutments. **Findings.** The forces in the rod are calculated for different types of external actions, namely, a temporal moving load, temperature fluctuations and wind load. Numerical analysis has been performed to figure out effects of each of these actions. **Originality.** New effective approach is proposed to analyze causes of bridges failure. **Practical value.** The most unfavorable combinations of the external factors are determined that cause the highest loads in the rod. It helped to outline measures for restoration and reinforcement of the rod.

Keywords: overpass; bolt; temperature; live load; force; thrust; influence line

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

Поступила в редколлегию 20.08.2014.

Принята к печати 28.09.2014.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 624.21.059.1

Л. Л. ЯНЧУК*

* Каф. «Мости та тунелі», Національний транспортний університет, вул. Суворова 1, Київ, Україна, 01010, тел. +38 (050) 358 73 37, ел. пошта yanchuchok@mail.ru

АНАЛІЗ ТРІЩИНОСТІЙКОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ МОСТІВ ЯК ПРАКТИЧНИЙ АПАРАТ ПРОГНОЗУ РЕСУРСУ

Мета. Розробка методології прогнозу ресурсу згинаних залізобетонних елементів мостів на етапі проектування. **Методика.** Теоретичне дослідження. **Результати.** Отримано новітній алгоритм прогнозу ресурсу елементів залізобетонних мостів в процесі проектування. **Наукова новизна.** Вперше пропонується методологія проектування згинаних залізобетонних елементів мостів на заданий строк служби. **Практичне значення.** Отриманий алгоритм є практичним інструментом управління ресурсом залізобетонних елементів автодорожніх мостів в процесі проектування.

Ключові слова: ресурс залізобетонних елементів; прогноз ресурсу; алгоритм оцінки ресурсу; проектування елементів мостів на заданий ресурс.

Вступ

Протягом більш ніж 100 років науковці всього світу переймаються проблемою аналізу тріщиностійкості залізобетонних конструкцій. Центральною науковою проблемою цих досліджень є встановлення закономірностей розвитку тріщин та їх вплив на несучу здатність елемента.

Два типи тріщин є характерними для залізобетонних елементів:

- перший тип – тріщини пов'язані з пластичними властивостями бетону. Ці тріщини з'являються під час твердіння і протікання довготривалих процесів (повзучості) бетону або різких змін температури оточуючого середовища;
- другий – тріщини, якими неминуче супроводжується експлуатація залізобетонного елемента під дією постійних і тимчасових навантажень. Саме другий тип тріщин і є предметом дослідження в цій роботі.

Сьогодні є загально визнаним, що тріщиноутворення і послідує склювання захисного шару є головними факторами, якими визначаються в процесі експлуатації залізобетонних елементів, довговічність, надійність та несна здатність.

В процесі експлуатації тріщини викликають в елементах «ефект доміно»: в зоні тріщини корозія арматури стає інтенсивнішою, продукти корозії породжують тиск на захисний шар,

сколюється захисний шар, розширюється тріщина, зростає корозія – і коло замкнулось. Причому, інтенсивність процесу деградації зростає нелінійно [4, 11-15].

Сьогодні відомо десятки залежностей прогнозу ширини розкриття тріщин ненапруженого і попередньо-напруженого залізобетону. Так тільки в огляді робіт [13] наведено 32 формули визначення ширини поперечних тріщин в згинаних елементах.

В нормативних документах проектування залізобетонних елементів країн світу для контролю ширини розкриття тріщин застосовується п'ять – шість залежностей. Найбільш відомими з них є модель СЕВ-FIP Model Code 1990 [16], яка прийнята в Єврокод 2 та модель Р. Фроша (R. J. Frosch) [14] – в нормативах США [16, 17].

У вітчизняній методології аналізу тріщиностійкості панує теорія В. І. Мурашова [4], яка для нас є нормативною в розрахунку залізобетонних елементів [2].

При всьому різноманітті моделей визначення ширини розкриття нормальних тріщин та відстані між ними в згинаних елементах їх об'єднує загальна фундаментальна наукова ідея – саме процес тріщиноутворення найбільш повно відображає деформаційні властивості залізобетонного елемента. Тому всі відомі моделі тріщиноутворення мають за параметри розрахунку кількість арматури в перерізі елемента, її

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

розрахунковий опір та модуль пружності, параметри розташування арматури в перерізі, механічні характеристики бетону.

В останні 10-15 років все більше науковців звертаються до моделі тріщиноутворення в залізобетоні для оцінки ресурсу елемента. Так, наприклад, в роботах [5, 6, 12-14] переконливо доводиться, що вичерпання несної здатності строго зв'язано з шириною розкриття тріщин. Підтвердження цього тезису є також і в дослідженнях українських науковців [8, 9, 10].

В дослідженні, основні положення якого представлені нижче, саме такий новітній підхід використовується для побудови практичного апарату прогнозу ресурсу протягом життєвого циклу згинаних залізобетонних елементів автодорожніх мостів. Наукова ідея дослідження полягає в теоретичному пошуку зв'язку ширини розкриття тріщин з часом експлуатації.

Мета дослідження

Центральною метою представленого дослідження є задача оцінки ресурсу згинаних залізобетонних елементів мостів протягом життєвого циклу експлуатації. Ця задача реалізується шляхом використання фундаментальних залежностей нормативної моделі тріщиноутворення в елементах мостів.

Методика

Дослідження базується на такій гіпотезі: *ширина розкриття поперечних тріщин в згинаних залізобетонних елементах мостів є достатньою мірою для побудови практичної моделі деградації елемента в процесі експлуатації*. Ця гіпотеза дає можливість розробки моделі прогнозу ресурсу елемента в функції одного параметра – ширини розкриття тріщин:

$$A(t) = \alpha \cdot f(t), \quad (1)$$

де α – функція ширини розкриття тріщин, що в загальному випадку має вид:

$$\alpha = f_a(R, \sigma, E, \psi), \quad (2)$$

де (R, σ, E, ψ) – розрахункові параметри тріщиноутворення, згідно [2]; $f(t)$ – функція – індикатор деградації залізобетонного елемента.

Результати.

Детерміністична модель життєвого циклу

Прийmemo функцію індикатора деградації залізобетонного елемента в такій формі:

$$f(t) = m \cdot m_1 \cdot m_2 \cdot s \cdot t_2, \quad (3)$$

де s – масштабний коефіцієнт, має розмірність $1/t^2$ (за одиницю часу тут прийнято рік); m_1 – коефіцієнт умов експлуатації; m_2 – коефіцієнт типу конструкції; m – коефіцієнт – функція оточуючого середовища, $m = m(p_1, p_2, p_3)$. Тут p_i – параметри, що характеризують оточуюче середовище (розмах середніх та міні температур, відносна вологість навколишнього середовища, наявність хлоридів).

Це безрозмірна функція, що задає закон росту ширини тріщини протягом життєвого циклу експлуатації в залежності від співвідношення розрахункової початкової ширини розкриття тріщини при $t=0 - \alpha_d$ та на фіксований час в майбутньому $t = \tau - \alpha_\tau$. З урахуванням (3) модель життєвого циклу залізобетонного елемента має вид:

$$A(t) = \alpha \cdot m \cdot m_1 \cdot m_2 \cdot s \cdot t_2. \quad (4)$$

З рівняння (4) отримаємо час досягнення граничної деградації, поклавши $A(t) = \alpha_{cr}$, де α_{cr} – граничне значення ширини розкриття тріщин в експлуатації:

$$T = \left(\frac{\alpha_{cr}}{\alpha_d \cdot m \cdot m_1 \cdot m_2 \cdot s} \right)^{0,5}, \quad (5)$$

де T – термін служби елемента, що прогнозується. Коефіцієнти моделі (4) приймають такі значення: $m = 1, 0 \dots 1, 4$; $m_1 = 1, 0 \dots 1, 3$; $m_2 = 1, 0 \dots 1, 2$. Обґрунтування значень коефіцієнтів моделі наведено в роботі [9].

В прогнозуванні ресурсу елемента за залежністю (5) принциповим моментом є встановлення критичного значення ширини розкриття тріщин $\alpha_\tau = \alpha_{cr}$ в процесі експлуатації. В нашій моделі це значення прийнято відповідно рекомендаціям українського нормативного документу системи експлуатації автодорожніх мостів ДСТУ-Н Б В.2.3-23:2012 [3].

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

В табл.1 наведені узагальнені значення параметрів, що характеризують життєвий цикл згинаних залізобетонних елементів за експлуатаційним станом. Для проектної оцінки ресурсу використовуються експлуатаційні параметри п'ятого стану (непрацездатний): характеристика безпеки $\beta = 1,7$; знос 60 %; критична ширина розкриття тріщин $\alpha_{cr} = 0,04$ см.

Таблиця 1

Параметри деградації залізобетонних елементів

Експлуатаційний стан	Характеристика безпеки β	Знос елемента, %	Гранична ширина тріщин, см
Стан 1	3,8	0...3	0,01
Стан 2	3,0	4...8	0,02
Стан 3	2,4	9...27	0,02
Стан 4	2,1	28...42	0,03
Стан 5	1,7	≥ 43	0,04

Зауважимо, що прийняті в документі ДСТУ-Н Б В.2.3-23:2012 [3] критичні значення зносу і ширини розкриття тріщин не є теоретично обґрунтованими, вони прийняті на основі багаторічного досвіду експлуатації автодорожніх мостів. Тому в нашій моделі ці дані розглядаються як перше наближення.

Вид функції життєвого циклу залізобетонного елемента при $m = m_1 = m_2 = 1$ та $\alpha_{cr} = 0,03$ см показано на рис. 1 (крива $A(t)$).

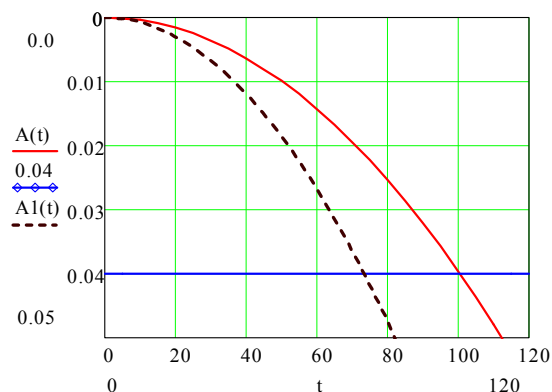


Рис. 1. Функції прогнозу життєвого циклу в експлуатації

Як видно з графіка, проектний ресурс елемента в цьому випадку складає 100 років. Рів-

ність всіх коефіцієнтів моделі $m_i = 1$ тут означає, що виконуються вчасно всі ремонтні роботи встановлені нормами експлуатації, елемент знаходиться в сприятливих умовах зовнішнього середовища, має довговічний тип перерізу.

Прогноз довговічності при умові коли відсутня систематична експлуатація, дуже жорстких умов оточуючого середовища, малої довговічності поперечного перерізу (при максимальних значеннях коефіцієнтів та розрахунковій початковій ширині розкриття тріщини при $t = 0$, $\alpha_d = 0,03$) показаний на графіку рис. 1 функцією $A_1(t)$. Тобто, це випадок коли модель дає мінімальні значення прогнозу часу життєвого циклу $T = T_{\min}$. Ресурс елемента в цьому випадку складає $T = 76$ років.

Чутливість моделі до вхідних даних показано на рис. 2, де наведено дві функції життєвого циклу елемента в експлуатації в залежності від значення розрахунковій початковій ширині розкриття тріщини α_d .

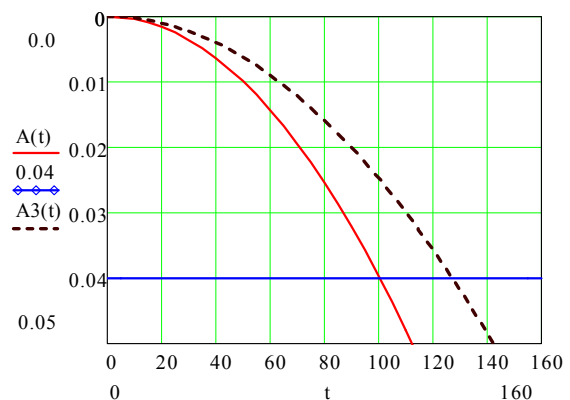


Рис. 2. Порівняльний аналіз функцій життєвого циклу елемента в експлуатації

Функція $A(t)$ має значення проектно розрахункової ширини тріщин $\alpha_d = 0,03$ см, тоді як функція $A_3(t)$ має $\alpha_d = 0,01$ см. Ресурс елемента при значенні всіх коефіцієнтів моделі $m_i = 1$ складає $T_1 = 100$ років і $T_3 = 127$ років відповідно.

Адекватність моделі перевірялась за допомогою історичних даних системи експлуатації автодорожніх мостів АЕСУМ [1]. Прогнозування залишкового ресурсу за представленою моделлю має практично достатню збіжність з натурними даними.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Ймовірнісні аспекти моделі

Ставиться задача оцінки надійності елемента за тріщиностійкістю в функції часу експлуатації. Умовою граничного стану є $\alpha_{cr} = \alpha_{cr}$. Потребується знайти надійність

$$P(t) = P\{\alpha_{cr} - A(t) \geq 0\}, \quad (6)$$

де α_{cr} – критична ширина розкриття тріщин; $A(t)$ – функція життєвого циклу залізобетонного елемента (4).

Прийmemo усталену гіпотезу про нормальний розподіл ширини розкриття тріщин і запишемо вираз характеристики безпеки в класичній формі [7] відповідно визначення надійності за виразом (6)

$$\beta(t) = \frac{\mu_{cr} - \mu_a(t)}{(\sigma_{cr}^2 + \sigma_a(t)^2)^{0.5}}, \quad (7)$$

де μ_{cr} – середнє значення критичної ширини розкриття тріщин; $\mu_a(t)$ – середнє значення ширини розкриття тріщин на час $t = \tau$; σ_{cr} – середньоквадратичне відхилення критичної ширини розкриття тріщин; $\sigma_a(t)$ – середньоквадратичне відхилення ширини розкриття тріщин на час $t = \tau$.

Середньоквадратичне відхилення критичної ширини розкриття тріщин визначається загальною формулою математичної статистики

$$\sigma_{cr} = (R_{ser}^2 \cdot V_c^2 + R_A^2 \cdot V_A^2)^{0.5}. \quad (8)$$

Аналогічно визначається середньоквадратичне відхилення ширини розкриття тріщин на час $t = \tau$

$$\sigma_a(t) = \left[(R_{ser}^2 \cdot V_c^2 + R_A^2 \cdot V_A^2) \cdot f(t) \right]^{0.5}. \quad (9)$$

Тут R_{ser} , R_A – характеристичні опори бетону і арматури; V_c , V_A – коефіцієнт варіації стисненого бетону і коефіцієнт варіації розтягнутої арматури; $f(t)$ – функція індикатор деградації залізобетонного елемента.

Числовий аналіз надійності елемента за тріщиностійкістю в функції часу експлуатації за формулою (7) показав, що надійність варіюється в межах $\beta(t) = 4,2 \dots 1,5$ в залежності від

параметрів матеріалу R_{ser} , R_A , V_c , V_A , m_i та критичної ширини розкриття тріщин $\alpha_{cr} = 0,01 \dots 0,03$ см. Отримані дані порівнювались з результатами статистичного експерименту за методом Монте-Карло. Виявлена хороша збіжність визначення надійності.

Висновки

1. Виконане дослідження дає підставу стверджувати, що аналіз тріщиностійкості згинаних залізобетонних елементів мостів може стати найбільш обґрунтованою, з точки зору фізики руйнування залізобетону, базою для розробки простих інженерних моделей прогнозування ресурсу.

2. Принципово важливою стороною моделі є її універсальність відносно часу життєвого циклу. Модель може бути застосованою для прогнозу ресурсу як на етапі проектування, так і для оцінки залишкового ресурсу в системі експлуатації мостів.

3. Встановлений нами в рамках запропонованої моделі зв'язок з нормативним документом експлуатації автодорожніх мостів [3] відкриває шлях, до паралельного з цим нормативом, прогнозування залишкового ресурсу згинаних залізобетонних елементів.

Очевидно, що в науковому плані наша модель життєвого циклу може слугувати базисом для теоретичного обґрунтування критичних значень ширини розкриття тріщин і встановлення оцінок зносу згинаних залізобетонних елементів мостів, що знаходяться в експлуатації.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Боднар, Л. П. Управління утриманням елементів залізобетонних мостів на основі моделей нечіткої логіки [Текст] / Л. П. Боднар // Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна. – Дніпропетровськ : Вид-во Дніпропетр. нац. ун-ту залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна, 2010. – Вип. 33. – С. 39-42.
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. Державний стандарт України ДСТУ-Н Б В.2.3-23:2012 «Настанова з оцінювання і прогнозування технічного стану автодорожніх мостів» [Текст], Київ : Мінрегіон України, 2012.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

4. Мурашов, В. И. Трещиностойкость. Жесткость и прочность железобетона / В. И. Мурашов. – Москва : Машстройиздат, 1950.
5. Пирадов, А. Б. Длина и ширина раскрытия трещин в бетонных элементах при длительном нагружении [Текст] / А. Б. Пирадов, Л. О. Гвелесиани, К. А. Пирадов // Известия вузов. – Строительство, 1991. – № 12. – С. 88-90.
6. Пирадов, К. А. Механика разрушения железобетона / К. А. Пирадов, Е. А. Гузеев. – Москва, 1998.
7. Ржаницын, А. Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность [Текст] / А. Р. Ржаницын. – Москва : Стройиздат. – 1978. – 239 с.
8. Янчук, Л. Л. Ймовірнісна модель прогнозу ресурсу елементів мостів [Текст] / Л. Л. Янчук // Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна. – 2010. – С.150-155.
9. Янчук, Л. Л. Обґрунтування моделі прогнозу життєвого циклу залізобетонних елементів мостового переходу [Текст] / Л. Л. Янчук // Вісник Національного університету «Львівська політехніка». – № 664. – Львів, 2010. – С. 365-371.
10. Яцко, Ф. В. Довговічність захисного шару залізобетонних елементів мостів [Текст] / Ф. В. Яцко // Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна. – Вид-во ДНУЗТ, 2010. – Вип. 33. – С. 190-196.
11. Borosnyoi, A. Models for flexural cracking in concrete: the state of the art [Text] / A. Borosnyoi, G. L. Balazs // Structural Concrete, 2005, 6, №. 2. – pp. 53-62.
12. Comite Euro-Internationale du Beton. CEB-FIP Model Code 1990 [Text]. 1993 CEB Bulletin d'Information №. 213/214.
13. Li Chun Q. Time Dependent Reliability Analysis of the Corrosion Affected Concrete Structures. International Journal of Material & Structurale Reliability, 2005 [Text]. – Vol. 3. – № 2. – pp. 105-116.
14. Qing, L. C. Time-dependent reliability analysis of corrosion-induced concrete cracking [Text] / L. C. Qing, R. E. Melchers // ACI. Structure Journal, 2005. – № 4. – pp. 543-549.
15. Rao, S. V. K. M. Control of flexural crack width in cracked prestressed concrete members [Text] / S. V. K. M. Rao, W. H. Dilger // ACI Structural Journal, 1992. – № 2. – pp. 127-138.
16. Frosch, R. J. Flexural Crack Control in Reinforced Concrete [Text] / R. J. Frosch // ACI Special Publication. V. 204, 2001. – pp. 135-154.
17. ACI 318 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary [Text] Farmington Hills, MI. 2008.
18. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications [Text]. // American Association of State Highway and Transportation Officials. – 2008.
19. ISO 2394. – General principles on reliability for structures [Text]. – European Committee for Standardization, Brussels, 1998. – 62 p.

Л. Л. ЯНЧУК*

* Каф. «Мости та тунелі», Національний транспортний університет, ул. Суворова 1, Київ, Україна, 01010, тел. +38 (050) 358 73 37, ел. почта yanuchok@mail.ru

АНАЛИЗ ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ КАК ПРАКТИЧЕСКИЙ АППАРАТ ПРОГНОЗА РЕСУРСА

Цель. Разработка методологии прогноза ресурса изгибаемых железобетонных элементов мостов на этапе проектирования. **Методика.** Теоретическое исследование. **Результаты.** Получено новый алгоритм прогноза ресурса железобетонных элементов мостов в процессе проектирования. **Научная новизна.** Впервые предлагается методология проектирования изгибаемых железобетонных элементов мостов на заданный срок службы. **Практическое значение.** Полученный алгоритм является практическим инструментом управления ресурсом железобетонных элементов автодорожных мостов в процессе проектирования.

Ключевые слова: ресурс железобетонных элементов; прогноз ресурса; алгоритм оценки ресурса; проектирование элементов мостов на заданный ресурс.

L. L. YANCHUK*

* Dep. «Bridges is the tunnels», National Transport University, 1 Suvorova, Str., Kiev, Ukraine, 01010, tel. +38 (050) 358 73 37, e-mail yanchuchok@mail.ru

ANALYSIS CRACK RESISTANCE OF REINFORCED CONCRETE BLOCKS AS A PRACTICAL RESOURCE PROJECTIONS APPARATUS

Purpose. Development of methodology for prediction of the concrete bridge elements resource in the design phase. **Methods.** Theoretical study. **Results.** New algorithm for prediction resource bridges reinforced concrete elements in the design process received. **Originality.** Methodology of the bridges reinforced concrete elements design on the specified service life carried out for first time. **Practical value.** The resulting algorithm is a life management practical tool in the design process of highway bridges reinforced concrete elements.

Keywords: concrete elements resource; prediction resource; algorithm for resource estimating; design of the bridges elements for a given period

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

Надійшла до редколегії 21.08.2014.

Прийнята до друку 29.09.2014.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 624.21.059.1

Ф. В. ЯЦКО*

* Каф. «Мости та тунелі», Національний транспортний університет, вул. Суворова 1, Київ, Україна, 01010, тел/факс +38 (044) 280 79 78, ел. пошта fedor.yatsko@gmail.com

ПРАКТИЧНА ІНЖЕНЕРНА МЕТОДИКА ОЦІНКИ РЕСУРСУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ МОСТІВ В ПРОЦЕСІ ПРОЕКТУВАННЯ

Мета. Науковий пошук моделі прогнозу життєвого циклу елементів автодорожніх мостів. **Методика.** Теоретичне вишукування. **Результати.** Доведена принципова можливість використання розробленої моделі прогнозу ресурсу при проектуванні залізобетонних згинаних елементів на заданий термін служби. **Наукова новизна.** Вперше пропонується модель, призначена для прогнозування ресурсу елемента на всіх етапах життєвого циклу, починаючи з проектування. **Практична значимість.** Запропоновано практичну інженерну методіку оцінки ресурсу залізобетонних елементів мостів в процесі проектування.

Ключові слова: деградація захисного шару; корозія арматури; ресурс; життєвий цикл; характеристика безпеки

Вступ

Стаття присвячена дослідженню в рамках нової парадигми теорії споруд – отриманню фундаментальних рівнянь напружено-деформованого стану елементів в функції часу. Необхідність нових підходів в проектуванні транспортних споруд очевидна і назріла давно.

Для автодорожніх мостів України проблема повстала особливо гостро в останні 10-15 років. За статистичними даними Укравтодору [4] сьогодні середній термін служби залізобетонних прогонових будов автодорожніх мостів складає 45-50 років тоді як, згідно чинних вимог на проектування [5], цей термін має бути мінімум 80-100 років. За останнє десятиріччя з'явилися публікації, в яких висловлюється теза про те, що зниження довговічності, в значній мірі, складається ще на стадії вишукування і проектування споруди.

Дійсно, в сучасному апараті проектування залізобетонних елементів (і не тільки мостів) немає ніяких явних важелів управління довговічністю. Термін життєвого циклу залізобетонних мостів призначається директивно [5], розрахункові залежності не мають змінної часу, проблема довговічності знаходиться цілком в площині досвіду і інтуїції проектувальника.

Очевидно, що існуючі моделі проектування не є адекватними нашому досвіду будівництва і

експлуатації транспортних споруд. Тому назріла необхідність звернення до нового інструментарію, нових моделей, які б відображали еволюцію напружено-деформованого стану в функції часу. Саме такі моделі, що описують деградацію елемента з плином часу, мають відкрити шлях до проектування елементів споруд на заданий термін служби, прогнозувати ресурс елемента в експлуатації.

З початком нового століття проблема довговічності залізобетонних елементів стає предметом уважного вивчення українських науковців. Науковий базис марковської феноменологічної стохастичної моделі накопичення пошкоджень елементів мостів [9, 10, 17] послужив основою першого, на терені пострадянських країн, нормативного документу з прогнозу ресурсу транспортних споруд, що знаходяться в експлуатації [7]. Сьогодні доведена адекватність марковської стохастичної моделі нормативного документу [6], вона стала центральним методичним ядром системи експлуатації автодорожніх мостів України. На жаль марковська ймовірнісна модель має тільки один керуючий параметр – швидкість деградації (інтенсивність відмов), який визначається в роботі [7] на основі історичних даних експлуатації і не може бути застосованою для прогнозування ресурсу споруди на етапі проектування. Ця обставина була по-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

штовхом до розробки в останні роки нових моделей життєвого циклу залізобетонних елементів, які могли би стати інструментарієм керування довговічністю ще на етапі проектування.

Теоретичні моделі цього напрямку базуються на новітніх уявленнях механофізики бетону і арматури, містять параметри прийняті в проектуванні споруд та в оцінці впливу навколишнього середовища [1, 2, 12, 14]. Саме такого плану є дослідження, основні положення якого, викладені в цій статті.

Мета

Центральна мета дослідження полягає у науковому пошуку моделі прогнозу життєвого циклу елементів автодорожніх мостів, що дасть можливість оцінити довговічність елементів мостів в функції часу, а відтак прогнозувати їх ресурс за проектними параметрами та характеристиками навколишнього середовища. Основним завданням роботи є теоретичний пошук закономірностей деградації залізобетонних елементів мостів з плином часу та розробка методології оцінки ресурсу споруди протягом всього життєвого циклу залізобетонного елемента.

Формулювання задачі дослідження

Задача дослідження полягає в пошуку функції якою моделюється зниження функціональних характеристик елемента протягом часу життєвого циклу експлуатації. В загальному вигляді функція моделі представляється так:

$$T_{cr} = f_1(t_p, p_i, K_{RB}) + f_2(t_{cor1}, p_j, K_{RA}) + f_3(t_{cor2}, p_j, K_{RA}),$$

$$i = 1, 2, \dots, k, \quad j = 1, 2, \dots, n, \quad (1)$$

де f_1 – модель деградації захисного шару бетону елемента; f_2 – модель деградації арматури елемента; t_p – час деградації захисного шару бетону елемента; t_{cor} – час деградації арматури елемента; p_i – параметри, що характеризують початкові фізичні, хімічні, механічні властивості бетону та вплив оточуючого середовища; p_j – параметри, що характеризують початкові механічні характеристики арматури, рівень напружень в арматурі та вплив оточуючого сере-

довища; K_{RB} – критерій досягнення критичного стану захисного шару бетону елемента; K_{RA} – критерій досягнення граничного стану експлуатації за втратами арматури.

Методика.**Модель життєвого циклу**

Модель базується на таких гіпотезах:

А. Життєвий цикл в експлуатації розглядається як двофазний процес: деградація бетону захисного шару елемента та фаза деградації арматури.

Б. Моделлю деградації бетону описується процес карбонізації та насичення хлоридами захисного шару елемента. Критерієм процесу є карбонізація та насичення хлоридами захисного шару на повну товщину. Карбонізація і насичення захисного шару хлоридами починаються одночасно одразу після розопалубки та проходять незалежно і паралельно.

В. Моделлю деградації арматури описується процес корозії арматури, який починається після повної карбонізації захисного шару зі швидкістю корозії в карбонізованому бетоні. В процесі насичення кількість хлоридів на поверхні робочої арматури досягає критичного рівня (повне насичення хлоридами захисного шару) і швидкість корозії прискорюється до значення. Критерієм процесу деградації арматури є граничне значення надійності залізобетонного елемента за арматурою при експлуатації.

Г. Процеси деградації бетону і арматури проходять послідовно, не корелюють, перехідні фази відсутні.

В графічній інтерпретації процес деградації показаний на рис. 1.

В термінах часу, ресурс елемента, що виражається залежністю (1) будемо записувати в формі:

$$T_{cr} = t_1 + t_2 + t_3, \quad (2)$$

де перший період життєвого циклу t_1 – період депасивації захисного шару, арматура не кородує ($t_1 = t_c$); другий період життєвого циклу t_2 – період, впродовж якого арматура кородує в умовах карбонізованого бетону, концентрація хлоридів недостатня для активації хлоридної корозії ($t_2 = t_{cl} - t_c$); третій період t_3 – період активної хлоридної корозії, характеризується активним зниженням несучої здатності в часі.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

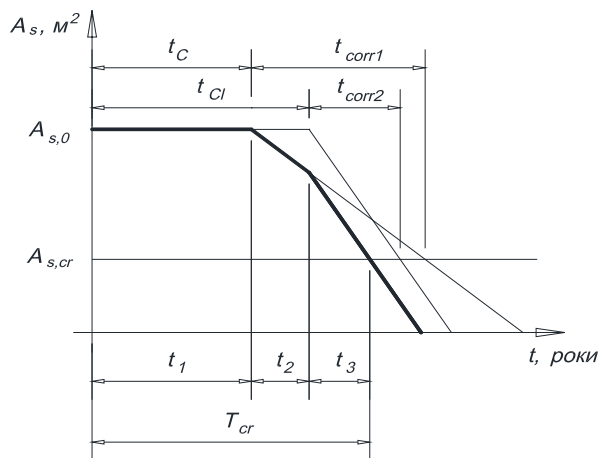


Рис. 1. Схема деградації залізобетону:

$A_{s,0}$ – проектна площа поперечного перерізу робочої арматури; $A_{s,cr}$ – площа поперечного перерізу робочої арматури за граничних умов; t_c – час карбонізації захисного шару; t_{cl} – час насичення захисного шару хлоридами; t_{corr1} – період корозії арматури в карбонізованому бетоні; t_{corr2} – період корозії арматури в бетоні насиченому хлоридами; t_1, t_2, t_3 – періоди життєвого циклу; T_{cr} – ресурс

Модель деградації бетону захисного шару

Теоретичним базисом моделі деградації бетону є другий закон аналітичної теорії дифузії Адольфа Фіка:

$$\frac{\partial C(h, \tau)}{\partial \tau} = D_{\text{эф}} \frac{\partial^2 C(h, \tau)}{\partial h^2}, \quad (3)$$

де $C(h, \tau)$ – концентрація іонів речовини на глибині h в час τ ; $D_{\text{эф}}$ – ефективний коефіцієнт дифузії; τ – час; h – координата нормальна до поверхні бетону.

Загальноприйнятим розв'язком рівняння (3) у випадку ненапруженого залізобетону є:

$$t_{cl} = \frac{1}{K_{\text{эф}} \cdot D_0} \left[\frac{x}{2 \cdot \text{erf}^{-1} \left(1 - \frac{C_{CR} - C_1}{C_s - C_1} \right)} \right]^2, \quad (4)$$

де t_{cl} – час досягнення критичної концентрації хлоридів на рівні робочої арматури на глибині

x – товщина захисного шару; C_s – концентрація хлорид-іонів на поверхні елемента; C_1 – початкова концентрація хлорид-іонів всередині бетону; C_{CR} концентрація хлорид-іонів на глибині x , необхідна для початку активної корозії арматури; $\text{erfc}(\cdot)$ – додаткова функція помилок; $K_{\text{эф}}$ – коефіцієнт ефективності; D_0 – початковий коефіцієнт дифузії з урахуванням впливу складу бетону λ і вмісту летючої золи (ξ , %) [11]:

$$K_{\text{эф}} = \left[1 + \frac{(1-H)^4}{(1-H_c)^4} \right]^{-1} \cdot e^{q \left(\frac{1}{K_0} - \frac{1}{K} \right)} \cdot \left[1 + A \left(\frac{\sigma}{f} \right) \right]^2, \quad (5)$$

де H – відносна вологість; H_c – критична вологість; q – константа активації дифузії; K_0 – нормальна температура; K – температура; A – коефіцієнт, що залежить від типу напружень в бетоні (при стисканні $-0,0236$; розтягу $+0,0496$); σ – напруження в бетоні; f – гранична міцність бетону.

$$D_0 = 10^{(12,06 + 2,4B/C)} \lambda \xi, \quad (6)$$

де B/C – водоцементне відношення.

Модель деградації бетону захисного шару та аналіз чутливості вхідних параметрів детально викладено в нашій роботі [13]. В цій же роботі представлена модель деградації арматури та її аналіз.

Час карбонізації захисного шару визначимо залежністю:

$$t_c = \frac{m \cdot x^2}{4D_e}, \quad (7)$$

де x – товщина захисного шару, м; D_e – ефективний коефіцієнт дифузії (табл. 1 згідно СНиП 2.03.11-85 [1111]); m – коефіцієнт умов роботи, має значення $1 - 0,85$, зменшується лінійно з підвищенням температури від 20 до 40 °С при відносній вологості повітря 75 %.

Модель деградації арматури

Модель представимо як втрату несучої здатності елемента за моментом, викликану корозією арматури:

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

$$\Delta M_t = M_k - M_\beta, \quad (8)$$

де ΔM_t – втрата несучої здатності елемента викликана корозією арматури; M_k – характе-

ристична проектна несуча здатність; M_β – реальна характеристична несуча здатність на час t .

Таблиця 1

Показники проникності бетону [11]

Умовні позначення показника проникності бетону	Марка бетону по водоне-проникності	Коефіцієнт фільтрації, см/с (за рівноважної вологості), K_f	Ефективний коефіцієнт дифузії, $D \cdot 10^4$, см ² /с	Водоцементне співвідношення В/Ц, не більше
Н – бетон нормальної проникності	W4	Більше $2 \cdot 10^{-9}$ до $7 \cdot 10^{-9}$	Св. 0,2 до 1	0,6
П – бетон пониженої проникності	W6	$> 6 \cdot 10^{-10} > 2 \cdot 10^{-9}$	$> 0,04$ до 0,2	0,55
О – бетон особливо низької проникності	W8	$> 1 \cdot 10^{-10} > 6 \cdot 10^{-10}$	до 0,04	0,45

Для того, щоб в модель деградації арматури (8) внести критерій граничного стану експлуатації – граничне значення характеристики безпеки β , скористаємося класичним визначенням часткового коефіцієнта надійності:

$$\gamma_R = \frac{R_k}{R_d}, \quad (9)$$

де R_k – характеристична несуча здатність елемента; R_d – проектна несуча здатність елемента.

Характеристичну несучу здатність M_k і M_β – на час досягнення граничного значення в експлуатації виразимо через проектну несучу здатність M_d та ймовірнісні параметри: початкову характеристику безпеки β_0 , критерій закінчення процесу деградації арматури (вичерпання ресурсу елемента) β_t і коефіцієнти варіації V_R , V_s . Для цього скористаємося відомими залежностями логнормального розподілу [16]:

$$M_k = \mu_R \cdot \exp(-1,645 \cdot V_s), \quad (10)$$

$$M_d = \mu_R \cdot \exp(-\alpha_R \cdot \beta_0 \cdot V_R), \quad (11)$$

де V_s – коефіцієнт варіації арматури; V_R – коефіцієнт варіації узагальненої опірності елемента; μ_R – математичне очікування узагальненого

опору елемента; α_R – коефіцієнт чутливості функції розподілу.

Внесемо (10), (11) в (9) і отримаємо:

$$\gamma_R = \frac{M_k}{M_d} = \exp(\alpha_R \cdot \beta_0 \cdot V_R - 1,645 V_s). \quad (12)$$

Праву частину моделі деградації арматури (8) запишемо в формі добутоків $\gamma_R \cdot R_d$ застосувавши вираз (11):

$$\Delta M_t = \exp(\alpha_R \cdot \beta_0 \cdot V_R - 1,645 V_s) M_d - \exp(\alpha_R \cdot \beta_t \cdot V_R - 1,645 V_s) M_d. \quad (13)$$

Внесемо позначення $\gamma_0 = \exp(\alpha_R \cdot \beta_0 \cdot V_R - 1,645 V_s)$ – проектний частковий коефіцієнт надійності та $\gamma_t = \exp(\alpha_R \cdot \beta_t \cdot V_R - 1,645 V_s)$ – частковий коефіцієнт надійності на момент часу в експлуатації t і запишемо модель (13) в компактній формі:

$$\Delta M_t = (\gamma_0 - \gamma_t) M_d. \quad (14)$$

Далі запишемо вираз несучої здатності елемента прямокутного перерізу за арматурою M_0 та M_d в моделі (14) в параметрах поперечного перерізу:

$$M_d = R_s A_s \left(h_0 - \frac{0,5 R_s A_s}{b R_b} \right) = R_s A_s z, \quad (15)$$

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

де R_s – розрахунковий опір арматури на розтяг; R_b – характеристичний опір бетону на стиск; h_0 – робоча висота шару арматури, що контактує із захисним шаром бетону; b – ширина перерізу; z – плече внутрішньої пари.

Зауважимо, що плече внутрішньої пари z в (14) приймається постійним, незалежним від корозійних втрат арматури.

В позначеннях (15) модель деградації арматури (14) записується так:

$$R_s A_{scor} z = (\gamma_0 - \gamma_t) R_s A_s z. \quad (16)$$

Із співвідношення (16) отримаємо кількість арматури втраченої від корозії за час експлуатації:

$$A_{scor} = (\gamma_0 - \gamma_t) A_s. \quad (17)$$

Функцію деградації арматури прийемо згідно [3]:

$$A(t) = \pi \cdot n \cdot (d \cdot v \cdot t_3 - v^2 t_3^2), \quad (18)$$

де n – кількість робочих стрижнів, що розташовані на глибині захисного шару; d – діаметр стрижнів робочої арматури; v – швидкість корозії арматури; t_{cor} – час досягнення граничного стану арматури в експлуатації.

Швидкість корозії арматури з урахуванням впливу напружень, температури та вологості [3]:

$$v = \frac{\partial \delta}{\partial t} = v_0 \exp\left(\frac{V \cdot \sigma}{R \cdot T}\right), \quad (19)$$

де δ – глибина корозійного ушкодження арматури (м); v_0 – швидкість корозії за відсутності напружень (згідно з [15]); V – мольний об'єм кородуючого металу; σ – напруження в арматурі; R – універсальна газова стала; T – температура.

Внесемо в функцію деградації арматури (18) значення кількості арматури втраченої від корозії за час експлуатації (17) і отримаємо модель деградації арматури як її втрати до критичного значення:

$$(\gamma_0 - \gamma_t) A_s = \pi \cdot n \cdot (d \cdot v \cdot t_3 - v^2 \cdot t_3^2). \quad (20)$$

Введемо в рівняння зміни діаметру арматури від корозії арматури в умовах карбонізованого бетону Δd_c :

$$\Delta d_c = 2v_0 \exp\left(\frac{V \cdot \sigma}{R \cdot T}\right) t^2 = 2 \cdot v_c \cdot t_2, \quad (21)$$

де, v_c – швидкість корозії арматури в умовах карбонізованого бетону.

Розв'язок рівняння моделі (20) відносно змінної часу корозії t_3 та з урахуванням (21) дає час прогнозу ресурсу за арматурою в умовах хлоридної корозії:

$$t_3 = \frac{d - \Delta d_c}{2v} \left(1 + \sqrt{1 - \frac{4\gamma A_s}{\pi n (d - \Delta d_c)^2}} \right), \quad (22)$$

де $\gamma = (\gamma_0 - \gamma_t)$.

Швидкість корозії за відсутності напружень показана в табл. 2.

Алгоритм моделі

1-й крок. Ввід даних; обчислення часу карбонізації t_c за (7), отримуємо t_1 .

2-й крок. Обчислення часу насичення захисного шару хлоридами: обчислення початкового коефіцієнта дифузії D_0 за (6), обчислення коефіцієнта ефективності K_{ef} за (5); обчислення часу насичення захисного шару хлоридами t_{c1} за (4); отримуємо $t_2 = t_{c1} - t_c$.

3-й крок. Обчислення втрати діаметру робочої арматури, що розташована на глибині захисного шару від корозії в умовах карбонізованого бетону Δd_c за (21).

4-й крок. Обчислення γ_0 – проектний частковий коефіцієнт надійності та γ_t – частковий коефіцієнт надійності, що відповідає обраному граничному значенню характеристики безпеки β_t за (13). Отримуємо $\gamma = (\gamma_0 - \gamma_t)$.

5-й крок. Обчислення часу прогнозу ресурсу за арматурою в умовах хлоридної корозії t_3 за (22).

6-й крок. Обчислення ресурсу T_{CR} за (2), підставивши t_1 , t_2 , t_3 , отримані в кроках 1,2,5 відповідно.

Швидкість корозії v_0 в залежності від класу середовища експлуатації [15]

Позначення класу середовища	Характеристика середовища	Характеристика елементів прогонової будови мостів та умов їх експлуатації (приклад)	v_0 , мм/рік
Корозія арматури, викликана карбонізацією			
XC3	Вологе	Елементи, прогонової будови, захищені від дощу (проміжні ребристі та плитні прогонові будови)	0,002
XC4	Періодично зволожене, сухе	Елементи, прогонової будови, що періодично контактують з водою (крайні ребристі та плитні прогонові будови, плита проїзної частини за умов порушення гідроізоляції)	0,005
Корозія арматури, викликана хлоридизацією			
XD1	Вологе	Елементи, прогонової будови, захищені від дощу (проміжні ребристі та плитні прогонові будови)	0,030
XD3	Періодично зволожене, сухе	Елементи, прогонової будови, що періодично контактують з водою (крайні ребристі та плитні прогонові будови, плита проїзної частини за умов порушення гідроізоляції)	0,030

Аналіз моделі

Отримана модель деградації арматури є дискретною. Очевидно, що час прогнозу ресурсу елемента за арматурою отримується для фіксованих значень часткового коефіцієнта надійності (які залежать від фіксованих значень характеристики безпеки) проектного та на час експлуатації. Згідно гіпотезі В. критерієм процесу деградації арматури є граничне значення надійності залізобетонного елемента за арматурою при експлуатації. Формат запропонованої моделі деградації арматури (ф. 13) прийнято таким, що граничним значенням характеристики безпеки може бути довільне, яке відповідає граничним станам життєвого циклу експлуатації [6].

Що ж стосується граничного значення характеристики безпеки (вичерпання ресурсу елемента) то сьогодні відомо невелику кількість робіт. Це окрема проблема яка ще очікує свого детального вивчення. В нашому дослідженні ми користуємося значенням $\beta_t = 1,74$, що відповідає п'ятому експлуатаційному стану в нормативному документі ДСТУ-Н Б В.2.3-23:2009 [6]. В роботі [8] рекомендується приймати більш обережні значення характеристики безпеки граничного зносу – $\beta_t = 2,26 - 2,09$.

Виконані в рамках дослідження тестові приклади дають досить реалістичний прогноз ре-

сурсу за моментом згинаних залізобетонних елементів мостів. Один з прикладів наводиться нижче. Ймовірнісні параметри проекту: проектна характеристика безпеки $\beta_0 = 4,04$; критерій закінчення процесу деградації арматури (вичерпання ресурсу елемента за арматурою) $\beta_t = 1,74$; V_s – коефіцієнт варіації арматури; V_R – коефіцієнт варіації узагальненої опірності елемента; α_R – коефіцієнт чутливості функції розподілу. Результати обчислень наведені в табл. 3. Обчислення виконані для випадків досягнення 2-5 експлуатаційних станів [15].

Приклад

Елемент залізобетонної балки моста прямокутного перерізу. Переріз показано на рис. 2. Геометричні характеристики перерізу: $h = 1,5$ м; $b = 1,4$ м; $a_s = 30$ мм, $d = 32$ мм, $n = 6$.

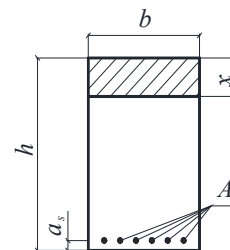


Рис. 2. Переріз залізобетонної балки

Результати обчислень

Характеристика безпеки β_t	Втрати площі перерізу арматури, %	Періоди життєвого циклу			Ресурс елемента T_{CR} , роки
		1, t_1 , роки	2, t_2 , роки	3, t_3 , роки	
2,95	16	20	15	11	46
2,43	25			13	48
2,05	32			22	57
1,74	38			30	65

Арматуру згідно [5] прийнято класу AIV $R_{sn} = 590$ МПа, бетон В35 $R_{bn} = 25,5$ МПа. Характеристичний момент від постійних і тимчасових навантажень у перерізі $M_k = 2600$ кНм. Площа перерізу арматури $A_s = 48,25$ см². Район будівництва – м. Київ.

Початкові дані цього прикладу є досить типовими для залізобетонних елементів мостів. При значенні критерію вичерпання ресурсу елемента за арматурою $\beta_t = 1,74$ (досягнення п'ятого експлуатаційного стану) отримуємо ресурс $T_{CR} = 65$ років. Очевидно, що такий проект не може забезпечити довговічність декларовану нормами проектування [5].

Висновки

1. Вперше ставиться наукова проблема розробки моделей прогнозу ресурсу елементів транспортних споруд протягом всього життєвого циклу, починаючи з етапу проектування. Наукове формулювання проблеми виконано на основі нових уявлень про закономірності деградації залізобетону в елементах конструкцій транспортних споруд отриманих в процесі досліджень та сформульованих теоретичних положень про залежність терміну служби залізобетонних елементів автодорожніх мостів від конструкційних характеристик матеріалів і умов впливу оточуючого середовища.

2. Цим дослідженням доведена принципова можливість використання розробленої моделі прогнозу ресурсу при проектуванні залізобетонних згинаних елементів на заданий термін служби та відкриває шлях до планування довгострокової стратегії експлуатації мостів.

3. Дискретна структура запропонованого алгоритму реалізації моделі дозволяє його ефек-

тивне використання для прогнозу залишкового ресурсу в системі експлуатації залізобетонних елементів мостів як апарат уточнення нормативної моделі [6].

4. Модель прогнозу ресурсу, що пропонується, має вихідні дані усталені в проектуванні елементів мостів і може служити зручним апаратом оцінки ресурсу в проектуванні залізобетонних елементів на заданий термін служби.

Ця робота виконана під керівництвом професора А. І. Лантуха-Лященка, за що висловлюю йому мою щирю вдячність.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Бородай, Д. И. Модель прогноза долговечности железобетонных пролетных строений автодорожных мостов [Текст] / Д. И. Бородай // 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. 43-48.
2. Бородай, Д. И. Прогноз долговечности типовых железобетонных пролетных строений автодорожных мостов [Текст] / Д. И. Бородай // Вісник Донбаської національної академії будівництва і архітектури. Сучасні будівельні матеріали. – Вип. 1 (87). – 2011. – С. 169-176.
3. Гутман, Э. М. Механохимия металлов и защита от коррозии [Текст] / Э. М. Гутман. – Москва : Металлургия, 1981. – 281 с.
4. Давиденко, О. О. Аналіз довговічності автодорожніх мостів України [Текст] / О. О. Давиденко // Міжвідомчий науково-технічний збірник «Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону». – Київ, 2013. – № 78. – том 2. – С. 225-235.
5. ДБН В.2.3-22:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Основні вимоги проектування [Текст]. – Чинні від 2009-11-11. – К. : Мін регіон буд. України, 2009. – 73 с.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

6. Державний стандарт України ДСТУ-Н Б В.2.3-23:2009 «Настанова з оцінювання і прогнозування технічного стану автодорожніх мостів» [Текст]. – Київ : Мінрегіонбуд України 2009. – 50 с.
7. ДСТУ-Н Б.В.1.3-23:2009 «Настанова з оцінювання і прогнозування технічного стану автодорожніх мостів» [Текст]. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2009.
8. Лантух-Лященко, А. І. К вопросу определения граничного износа сталежелезобетонного пролетного строения автодорожного моста [Текст] / А. І. Лантух-Лященко, К. В. Медведев // Вестник Харьковского национального автомобильно-дорожного университета. – Харьков : изд. ХНАДУ, 2012. – Вып. 58. – С. 90-95.
9. Лантух-Лященко, А. І. Оцінка технічного стану транспортних споруд, що знаходяться в експлуатації [Текст] / А. І. Лантух-Лященко // Вісник Транспортної Академії України. – Київ, 1999. – № 3 – С. 59-63.
10. Лантух-Лященко, А. І. Феноменологическая модель деградации элементов сооружений [Текст] / А. І. Лантух-Лященко // Труды международной научно-технической конференции «Вычислительная механика деформируемого твердого тела». – Москва : МИИТ, 2006. – с. 259-265.
11. СНиП 2.03.11-85 Защита строительных конструкций от коррозии, Госстрой СССР [Текст]. – Москва : ЦИТП, 1985.
12. Янчук, Л. Л. Обґрунтування моделі прогнозу життєвого циклу залізобетонних елементів мостового переходу [Текст] / Л. Л. Янчук // Вісник Національного університету «Львівська політехніка». – Львів, 2010. – № 664. – С. 365-371.
13. Яцко, Ф. В. Довговічність захисного шару залізобетонних елементів мостів [Текст] / Ф. В. Яцко // Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна. – Вид-во ДНУЗТ, 2010. – Вип. 33. – С. 190-196.
14. Яцко, Ф. В. Прогноз довговічності залізобетонних елементів мостів. Статистичний підхід. [Текст] / Ф. В. Яцко // Вісник Національного університету «Львівська політехніка». – Львів, 2010. – № 664. – С. 371-378.
15. DuraCrete, Probabilistic Methods for Durability Design, Document BE95-1347/R0, The European Union – Brite EuRam III [Text], Contract BRPR-CT95-0132, Project BE95-1347, CUR, Gouda, 1999.
16. ISO 2394, 1998. General principles on reliability for structures. 2nd edn. Geneva, Switzerland: ISO [Text].
17. Reliability based Service Life Prediction of Concrete Bridge Superstructures [Text] // Proceeding EKO MOST 2006. Durable bridge structures in the environment, Kielce, 16-17 May 2006/WARSZAWA 2006. – p. 255-261.
18. Takewaka, K. Quality and Cover Thickness of Concrete based on the Estimation of Chloride Penetration in Marine Environments [Текст] / K. Takewaka, S. Mastumoto // ACI SP 109-17, American Concrete Institute, 1988. – pp. 381-400.

Ф. В. ЯЦКО*

* Каф. «Мости и тоннели», Национальный транспортный университет, ул. Суворова 1, Киев, Украина, 01010, тел/факс +38 (044) 280 79 78, эл. почта fedor.yatsko@gmail.com

ПРАКТИЧЕСКАЯ ИНЖЕНЕРНАЯ МЕТОДИКА ОЦЕНКИ РЕСУРСА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ МОСТОВ В ПРОЦЕССЕ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Цель. Научный поиск модели прогноза жизненного цикла элементов автодорожных мостов. **Методика.** Теоретическое исследование. **Результаты.** Доказана принципиальная возможность использования разработанной модели прогнозирования ресурса при проектировании железобетонных изгибаемых элементов на указанный срок службы. **Научная новизна.** Впервые предложена модель, предназначенная для прогнозирования ресурса элементов на всех этапах жизненного цикла, начиная от проектирования. **Практическое значение.** Предложена практическая инженерная методика оценки ресурса железобетонных элементов мостов в процессе проектирования.

Ключевые слова: деградация защитного слоя; коррозия арматуры; ресурс; характеристика безопасности

F. V. YATSKO*

* Dept. of Bridges and Tunnels, National Transport University, 1 Suvorova str., Kyiv, Ukraine, 01010, tel. +38 (050) 471 33 99, e-mail fedor.yatsko@gmail.com

PRACTICAL ENGINEERING METHODOLOGY RESOURCE ASSESSMENT CONCRETE BRIDGE ELEMENTS IN THE DESIGN PROCESS

Purpose. Scientific research of life cycle prediction model of road bridges. **Methodology.** Theoretical study. **Findings.** The principal possibility of using the lifetime prediction model for reinforced concrete elements when designing for the specified service life. **Originality.** The lifetime prediction model for reinforced concrete elements for the specified service life at all stages of the life cycle, starting from the design is proposed. **Practical value.** A practical engineering service life evaluation technique for reinforced concrete bridge elements in the design process.

Keywords: degradation of the protective layer; corrosion of reinforcement; service life; reliability factor

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

Надійшла до редколегії 24.08.2014.

Прийнята до друку 28.09.2014.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 624.21

VALENTINA SOLOMKA^{1*}, PAVLO OVCHINNIKOV^{2*},

^{1*} Dept. of Bridges, Dnepropetrovsk national university of railway transport named after academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnepropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (067) 584 97 35, e-mail Solomka.valya@rambler.ru

^{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 pavlovchinnikov@gmail.com

WORLD EXPERIENCE OF DESIGN OF BRIDGES AND THEIR OPERATING CONDITIONS ON RAILWAYS WITH A HIGH SPEED OF TRAINS

Purpose. Analysis of world experience of design bridge structures and their operation conditions for higher-speed railways. Browse questions of experimental and theoretical research of interaction of bridge structures and moving load. **Methodology.** To perform the analysis of published works that display world experience on design bridge structures and their operation conditions for higher-speed railways, university's library resource and possibility of unlimited Internet access were used. **Findings.** In this article the result of literature sources research, which displays world experience of design and computation of bridge structures on high-speed railways are presented. **Originality.** Results of this work show the present state of in research interaction of bridges and rolling stock on the high-speed railways of Ukraine and the world as well as of possibilities of using bridges, exploited for a long period of time, under loads which move on of high speed and what are features of work construction elements in this case must be considered. **Practical value.** A problem that regarded in the article will allow us to develop methodology of calculation for bridge structures that are in operation on the high-speed railways and apply results of the science work when developing of new projects span structures.

Keywords: stress-strain state; span; high-speed train; bridge-vehicle interaction; reliability; durability

Introduction

Until now, the consideration of dynamic influence of moving stock on bridges in regulatory documents is conducted based on generalization of experimental data. Such approach for solving the problem of dynamic effect of existing moving loading on bridge structures that are in operation becomes not sufficient. The urgent necessity of creating universal method of dynamic analysis for bridge constructions that would allow to correctly consider the most important features of interaction between existing and perspective moving loads and different types of bridge structures based on modern computer technologies is arising.

Purpose

The purpose of given article is to analyze world experience of bridge structures design and their operation conditions on high-speed and higher-

speed railways and the problem review for experimental and theoretical research of bridge structures and moving stock interaction.

Methodology

To perform the analysis of published works that display world experience on bridge structures design and their operation conditions for high-speed and higher-speed railways, university's library resource and possibility of unlimited World Wide Web access were used.

To develop the methodology of computation for stress-strain state of bridge structures with consideration of dynamic influence of high-speed trains the requirements and demands of Ukrainian regulatory documents for bridge design and requirements of European regulatory documents (Eurocodes) are reviewed. The comparative method for computation of dynamic factors with considering of Ukrainian and European normative documents re-

quirements is used. Also methodology for modeling of bridge structures considering the loads and dynamic effect of moving stock that is train passing on the bridge with high speed was developed.

Findings

It may be advisable to review the literature that is linked to bridges operation on high-speed railways with dividing it into two groups. The first one, less numerable, is literature about problems of design, like the selection of bridge design, bridge scheme, cross-sections of spans and other elements, permanent way and others. In the second group there's literature that is devoted to interaction between bridge and moving stock in conditions of high-speed trains passage. This topic is being developed for some decades already and there are a lot of monographs and science works dedicated to it. Separated big group in these researches is works of Chinese, Korean and Japanese civil engineers.

Nowadays regulatory documents, methods, instructions and guidance's of local and foreign scientists that are put into operation are used for bridges design on high-speed railways. Such sources include classic bridge-design literature written by Hibshman M. E., Petropavlovsky A. A., Popov S. A., Bondar M. H. find others, also foreign experts Wai-Fah Chen [1], Benaim R., Iles D. C. and others. This can be explained by the fact that usually bridges for high-speed railroad are not considered to be separated group and are viewed along with all the other ones. It's notable that even the European regulatory documents (Eurocodes) don't consider bridges for high-speed railway to be a separated group, in return it's possible to find some works that include explanations of how to design such bridges [2-4]. Some data for the design is given in compiled articles [5, 6] that are fully dedicated to search for optimal parameters for bridge design. These publications clarify the process of selecting the optimal bridge scheme and cross-section design and also of performing of necessary computations of bridges under modern loads.

Since the bridges for high-speed railway abroad are built for rather long time already, it may be

advisable to use as an example or as a base of design the projects that had already been implemented or constructed, and data on which can be found on building companies web-cites or in articles of magazines, journals and science collections that are dedicated to building, engineering or transport. For example, some of the articles that are located on web-cite <http://www.bridgeweb.com/> of «Bridge. Design and engineering» journal are committed to bridge design for high-speed railways and contain descriptions of structure and construction details.

Also repository-cites of science articles contain ones, that in finer details describe one or another bridge, its scheme, structure, cross-sections, nominal and calculated loads and construction methods [7-12].

Reviewing the second group, printed works that are dedicated to bridge-vehicle interaction in conditions of high-speed trains passage, it should be noted that the dynamic equation for system «bridge – rolling stock» must be composed individually for every system depending on vast number of parameters that influence the system or describe it's work, so the derivation of universal equation system with consideration of every single parameter is very hard and labor-intensive. Nowadays to derive such equations it's almost obligatory to use modern software complexes and interaction process modeling.

In our country fundamental researches of this branch are ones DEA Doctor of engineering, Professor Bondar Nicolay Herasimovich, honored worker of tech and science of Ukraine, academician of Ukraine National Academy of Sciences [13, 14]. His works are dedicated to problems of dynamic interaction of rolling stock and span. He developed the methodic of dynamic computation for bridges, interaction of «bridge – rolling stock» system with their mutual vibration in vertical and horizontal planes. Also he developed guidance's for rationing of dynamic factors, spans' stiffness, and horizontal forces from impact of rolling stock wheel in conditions of high-speed and higher-speed train passage.

Talking about other publications of local and foreign authors that are dedicated to interaction of

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

moving stock and bridges, there are number of monographs on topic that may be viewed as fundamental, critical or useful for the science branch [15-20].

Reviewing the works about interaction of «bridge – rolling stock» system for the last decade, the most valuable of them is the work of National Taiwan University specialists [21] that is dedicated to the dynamic of «bridge – rolling stock» system interaction with application to high-speed railways. In the monograph analytical ways of solving the key problems, finite-element solving of some particular problems are reviewed and also results of some tests are given to confirm developed theories. Authors study problems of bridge reactions with elastic supports, dynamic reaction of beams caused by moving centrifugal force, reaction of two trains that are crossing the bridge and so on. This is one of the most cited modern books on given topic.

Famous scientific periodicals and science collections that are composed of materials of international scientific conferences [23-27] are dedicated to the topic of «bridge – rolling stock» system interaction and high-speed railways at all. They reflect last achievements in the branch including recent developed technic of dynamic analysis, problems of bridge design for high-speed railways, problem of viaducts' and long-span bridges fatigue, dynamic behavior of bridges and some examples are reviewed for specific bridges.

Concerning analytical method of dynamic equations solving, a large number of works published by local and foreign scientists is devoted to composing and solving of equations with lots of assumptions, simplifications and number of dimensions for system (two- or three-dimensional system). Methods and necessity of equations composing for “bridge – rolling stock” system are given in every of the following works of foreign scientists [28-30].

Big part of attention in the named periodicals is paid to the studying of bridge vibrations during rolling stock passage and the resonance check being conduct. Indeed, the study results show that the problem of bridge vibrations during high-speed trains' passage is one of the most important for correct modeling of beam behavior. In the article

[31] the problem of dynamic computation of bridges for lengthwise action of moving loads on the high-speed railroads of Russian federation is reviewed.

The majority of published works by local and foreign scientists describe dynamic computations and tests for the bridges that are already operational. Important part is that there already are some data that was previously obtained for these structures that can be compared to results obtained by computations. These comparisons show that actual parameters of the bridge (mostly, its vibration parameters) in the majority of articles match with the calculated ones and don't exceed permissible values.

This proofs that regulatory documents that were used to design considered bridges, and these are European (Eurocodes) [32], American, documents of advanced Asian countries, that are also close to Eurocodes, give us methodology of design that results in accurate enough beam behavioral model for high-speed loads. The main difference between calculations by foreign documents and bridge structures' modeling by Ukrainian regulatory documents [33] consists not in the representation of structures by their physical properties (laws of mechanics don't differ, stresses are found by similar methods), but in the representation of moving loads. This is so due to empirical way of obtaining of the loading model. And more advanced states have conducted, and are conducting nowadays, larger number of tests that are needed to compose the regulatory documents.

Nowadays the countries that already have advanced high-speed railways either don't conduct, almost don't conduct or in Ukraine we don't have direct access to publish in science periodicals big fundamental studies of high-speed railways.

Today all the major methods of calculation for dynamic action on bridges and equations to solve are already derived. Usually all the work consists of conducting tests for some already operational bridge for new or existing loads, or testing some new computation methods by comparing modeling results and the results of experiment. Usually it's the test for some new finite-element models for bridge and moving stock.

In addition to above-quoted works, that review the railroads of Europe and Asia, it's advisable to pay attention to article [34] and also to the whole named periodical.

These science works were created based on the results of resent researches that were conducted in Russian Federation and are dedicated to the study of high-speed trains' influence on the bridge spans. The necessity of these researches has arisen from the plans of high-speed railways development and construction of the high-speed track from Moscow to Yekaterinburg. At the same time in addition to information relevance the important role plays the similarity of artificial structures and moving stock of Ukraine and Russian Federation.

Originality and practical value

Results that were obtained in this work represent modern state of the problems of common work of bridges and moving stock study for railroads of Ukraine and world.

Nowadays there are no isolated railroad tracks for high-speed railways in Ukraine. The movement of high-speed train is being conducted on the already existing tracks. Artificial structures that are being operated on such railroads have wear and tear of main bearing elements that is connected to increased loadings that are being rotated on the bridge and the effect of anthropogenic and operational factors. Thus the problem arises if it's possible to use bridge structures that are being operational for some lasting period for moving stock that moves with high speed and what are the features of structures' elements' operation must be considered in this case. The experience of structures' operation on the high-speed railroads of the other countries and the research of this topic by local scientists and civil engineers of ex-USSR countries will allow us to develop the methodology of bridge structures computations for bridges that are located on high-speed railways and to use obtained results for the design of new span types.

Conclusions

1. Based on the analysis of literature sources it's possible to draw a conclusion that for today the

problems that are related to vehicle-bridge interaction draw a lot of attention of our foreign colleagues and are being studied by them and used for the bridges design on high-speed railways. But these problems remain not understood enough by Ukrainian scientists and their colleagues from ex-USSR countries.

2. The majority of science works, both fundamental and applied ones, is in one or another way dedicated to theoretical or practical studies in the area of interactions of bridges and moving stock. And if fundamental studies allow us to find analytical solution by using some large labor hours, applied ones describe every aspect of the problem separately, thank to what (or by orientation on such works) the possibility to get precise enough solution of the problem without the finding of needless details, that may be neglected.

3. Every theoretical research of interaction of bridge structures with moving loads is the attempt to solve analytically or to simplify dynamic equations for «bridge – rolling stock» system.

4. Methodology development for computations of bridge structures that are operated on high-speed railroad tracks will allow to reduce costs of operational maintenance of bridge structures. And the introduction of the new types of spans will allow to increase the durability of bridge structures and to reach high levels of comfort for passengers of the cars' salons while the rolling stock is passing the bridge.

REFERENCES

1. Chen, Wai-Fah Bridge Engineering Handbook, Second Edition: Fundamentals [Text] / Wai-Fah Chen, Lian Duan – Бока Ратон, Taylor & Francis Group, 2014 – 591 p.
2. Calcada, Rui Bridges for High-Speed Railways [Text] / Rui Calcada, Raimundo Delgado, António Campos e Matos - Лейден, Taylor & Francis Group, 2009 – 292 p.
3. Tschumi, Marcel Bridge Design with Eurocodes [Text] // Seminar Bridge Design with Eurocodes (1.10 – 2.10.2012) / DG Joint Research Centre – 58 p.
4. Whitmore, S. Railway Implementation Of Eurocodes [Text] / S. Whitmore, D McLaughlin // Bridge Design to Eurocodes – UK Implementation (22.11-23.11.2010) / Institution of Civil Engineers – 2010 – pp. 45-56.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

5. Sri Dipak Roy Design loads for bridges on high speed routes of 250-350 kmph [електронний ресурс] // Sri Dipak Roy, Sri Sudhir Parihar, Sri Suresh Gupta / Instituto Nacional de Tecnologia Industrial – 2010 – 28 p. – Режим доступу: http://www.inti.gov.ar/cirsoc/pdf/puentes_hormigon/10-design_20B.pdf.
6. Mellier, Carine Optimal Design of Bridges for High-Speed Trains: тези магістерської роботи [Text] / Carine Mellier; Royal Institute of Technology (KTH) – Стокгольм, 2010 – 108 p.
7. Gao, Zongyu Dashengguan Bridge – the Longest Span Arch Bridge for High-Speed Railway [Text] / Zongyu Gao, Lunxiong YI, Hai Zhu Xia // Structural Engineering International – 2010 – вип. 3. – т. 20 – pp. 299-302.
8. Yong Xu. Design Of The Beipanjiang Bridge On The High-Speed Railway Between Shanghai And Kunming [Text] / Yong Xu, Lie Chen, Haiqing Xie, Jingtao Hu // Third Chinese – Croatian Joint colloquium Sustainable arch bridges (15.07 – 16.07.2014) / 2011, Zagreb – pp. 71-82
9. Combault, Jacques Design and Construction of Segmental Bridges for High-Speed Rail [Text] / Jacques Combault // Aspire – fall 2013 – pp. 18-21.
10. Kang, Szu-Ming Design of A Special Bridge for Taiwan High Speed Rail Project Lot C296 [Text] / Szu-Ming Kang, Hsiu-Kang Peng, Huat-Yoo Chua / IABSE Symposium, Antwerp 2003: Structures for High-Speed Railway Transportation (01.01.2003) / 2003 – pp. 90-96.
11. Shuli, Sun Design of unballasted track bridges on Beijing—Tianjin intercity railway [електронний ресурс] / Sun Shuli, Zhang Wenjian, Wang Zhao-hu, Su Wei, Wu Cailan, Bu Qionghao / Engineering – 2011 – т. 9. – Вип. 4 – pp. 59-70 – Режим доступу: http://www.ensci.cn/chinaesen/ch/reader/create_pdf.aspx?file_no=20110106001&flag=1&journal_id=chinaesen&year_id=2011
12. Den Hartog, J.P. Mechanical Vibrations, fourth ed. [Текст] / J.P. Den Hartog – 4е видання – Нью-Йорк: McGraw-Hill Book Company, 1956 – 436 p.
13. Бондарь, Н. Г. Взаимодействие железнодорожных мостов с подвижным составом [Текст] / Н. Г. Бондарь, Ю. Г. Козьмин, З. Г. Ройтбурд и др. – Москва: Транспорт. – 1984. – 272 с.
14. Бондарь, Н. Г. Динамика железнодорожных мостов [Текст] / Н. Г. Бондарь, И. И. Казей, Б. Ф. Лесохин и др. – Москва: Транспорт. -1965. – 412 с.
15. Fryba, L. Vibration of Solids and Structures under Moving Loads [Text] / Fryba L. – Groningen: Noordhoff International Publishing, 1972 – 484 p.
16. Diana G. Dynamic interaction of railway systems with large bridges [Text] / Diana G, Cheli F. // Vehicle System Dynamics – 1989 – т. 18. – Вип. 1-3 – pp. 71-106.
17. Clough, W. R. Dynamics of Structures, 2nd Edition [Text] / Clough, W.R., Penzien, J. – Lillyngton: Edwards Brothers, 1993 – 1028 p.
18. Fryba, L. Dynamics of Railway Bridges [Text] / L. Fryba. -Praha: Academia Praha. – 1996. – 330 p.
19. Yang, Y. B. Vibration of simple beams due to trains moving at high speeds [Text] / Yang Y. B., Yau J. D., Hsu L. C. // Engineering Structures – 1997 – вип. 19 – с. 936-944.
20. Xia H. Dynamic interaction of vehicles and structures [Текст] / H Xia, N Zhang // Пекин: Science compress – 2005.
21. Yang, Y. B. Vehicle-Bridge Interaction Dynamics: with Applications to High-Speed Railways [Текст] / Y. B. Yang, J. D. Yau, Y. S. Wu // World Scient. Publ. Co. Pte. Ltd. -5 Toh Tuck Link, Singapore. - 2004. -564 p.
22. Journal of Sound and Vibration [електронні видання] / Elsevir – режим доступу: <http://www.journals.elsevier.com/journal-of-sound-and-vibration/>
23. Vehicle System Dynamics [періодичне видання] / Taylor & Francis Group – з 1972.
24. International Journal for Numerical Methods in Engineering [періодичне видання] / Wiley – з 1969.
25. Yi-Qing Ni Proceedings of the 1st International Workshop on High-Speed and Intercity Railways [Text] / Yi-Qing Ni, Xiao-Wei Ye – Берлін, Springer Berlin Heidelberg, 2002 – 507 p.
26. Delgado, Raimundo Dynamics of High-Speed Railway Bridges: Selected and revised papers from the Advanced Course on ‘Dynamics of High-Speed Railway Bridges’ [Text] / Raimundo Delgado, Rui Calçada, Jose Maria Goicolea, Felipe Gabaldon. – Porto, Portugal, 20-23 September 2005 – CRC Press, 2008 – 176 p.
27. Calçada, Rui Track-Bridge Interaction on High-Speed Railways: Selected and revised papers from the Workshop on Track-Bridge Interaction on High-Speed Railways [Text] / Rui Calçada, Raimundo Delgado, António Campos e Matos, Jose Maria Goicolea, Felipe Gabaldon. – Porto, Portugal, 15-16 October, 2007 - CRC Press, 2008. – 222 p.
28. Dinha, Van Nguyen Dynamic analysis of three-dimensional bridge-high-speed train interactions using a wheel-rail contact model [Text] / Van Nguyen Dinha, Ki Du Kima, Pennung Warnitchai // Engineering Structures – № 21. – 2009. – pp. 3090-3106.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

29. Yang, Yeong-Bin Vibration of simple beams due to trains moving at high speeds [Text] / Yeong-Bin Yang, Jong-Dar Yau and Lin-Ching Hsu // Vibration of simple beams due to trains moving at high speeds – № 19. – 1997. – pp. 936-944.
30. Fryba, L. A rough assessment of railway bridges for high speed trains [Text] / L. Fryba // Engineering Structures – № 23. – 2001. – pp. 548-556.
31. Смирнов, В. Н. Динамический расчёт мостов высокоскоростных магистралей на продольные воздействия поездной нагрузки [Текст] / В. Н. Смирнов // Новые технологии в мостостроении: мосты на высокоскоростных железнодорожных магистралях: сб. тр. – 2013. – С. 30-45.
32. ДСТУ-Н Б В.1.2-13:2008 (EN 1991-2:2010) Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 2. Рухомі навантаження на мости (EN 1991-2:2003, IDT) [Текст] – надано чинності 01.07.2009 – Київ : Держпоживстандарт України, 2008 – 167 с.
33. Державні будівельні норми ДБН В.1.2-15:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Навантаження і впливи. [Текст] – на заміну ДБН В.2.3-14:2006; надано чинності 11.11.2009 – Київ : Держпоживстандарт України, 2009 – 83 с.
34. Кондратов, В. В. Результаты экспериментальных и теоретических исследований динамического воздействия высокоскоростных поездов на пролётные строения мостов [Текст] / В. В. Кондратов // Новые технологии в мостостроении: мосты на высокоскоростных железнодорожных магистралях: сб. тр. – 2013. – С. 15-23.

В. И. СОЛОМКА^{1*}, П. А. ОВЧИННИКОВ^{2*}

^{1*}Каф. «Мосты», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (067) 584 97 35, эл. почта Solomka.valya@rambler.ru

^{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 pavlovchinnikov@gmail.com

Цель. Анализ мирового опыта проектирования конструкций мостов и условий их работы на направлениях скоростного и высокоскоростного движения поездов. Обзор вопросов экспериментальных и теоретических исследований взаимодействия мостовых сооружений с подвижной нагрузкой. **Методология.** Для анализа публикаций, в которых отображается мировой опыт проектирования конструкций мостов и условий их работы на направлениях скоростного и высокоскоростного движения поездов, был использован библиотечный ресурс университета и возможности неограниченного доступа к мировой сети INTERNET. **Результат.** В статье представлен результат исследований литературных источников, отображающих мировой опыт исследований по расчету и проектированию мостовых сооружений на высокоскоростных железнодорожных магистралях. **Научная новизна.** Полученные в работе результаты отображают современное состояние вопроса по исследованиям совместной работы мостов и подвижного состава на высокоскоростных участках железных дорог Украины и мира. Рассматривается вопрос возможности использования мостовых сооружений, которые уже эксплуатируются длительный период времени, под подвижной состав, который движется с высокой скоростью и какие особенности работы элементов конструкций при этом необходимо учитывать. **Практическая значимость.** Вопросы, рассмотренные в статье, позволят разработать методологию расчета мостовых сооружений, которые находятся в эксплуатации на высокоскоростных железнодорожных магистралях и учесть результаты научной работы при разработке проектов новых пролетных строений.

Ключевые слова: напряженно-деформированное состояние; пролетное строение; скоростной поезд; взаимодействие моста и подвижного состава; надежность; долговечность

В. І. СОЛОМКА^{1*}, П. А. ОВЧИННИКОВ^{2*}

^{1*} Каф. «Мости», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (067) 584 97 35, ел. пошта Solomka.valya@rambler.ru

^{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 pavlovchinnikov@gmail.com

СВІТОВИЙ ДОСВІД СТВОРЕННЯ КОНСТРУКЦІЙ МОСТІВ І УМОВ ЇХ РОБОТИ НА НАПРЯМКАХ ШВИДКІСНОГО Й ВИСОКОШВИДКІСНОГО РУХУ ПОЇЗДІВ

Мета. Аналіз світового досвіду проектування конструкцій мостів і умов їх роботи на напрямках швидкісного і високошвидкісного руху поїздів. Огляд питань експериментальних і теоретичних досліджень взаємодії мостових споруд з рухомим навантаженням. **Методологія.** Для аналізу публікацій, в яких відображається світовий досвід проектування конструкцій мостів і умов їх роботи на напрямках швидкісного і високошвидкісного руху поїздів, був використаний бібліотечний ресурс університету і можливості необмеженого доступу до світової мережі INTERNET. **Результат.** У статті представлений результат досліджень літературних джерел, що відображають світовий досвід з розрахунку і проектування мостових споруд на високошвидкісних залізничних магістралях. **Наукова новизна.** Отримані в роботі результати відображають сучасний стан питання з досліджень взаємодії мостів і рухомого складу на високошвидкісних ділянках залізниць України та світу. Розглядається питання можливості використання мостових споруд, які вже експлуатуються тривалий період часу, під рухомий склад, який рухається з високою швидкістю і які особливості роботи елементів конструкцій при цьому необхідно враховувати. **Практична значимість.** Питання, розглянуті в статті, дозволять розробити методологію розрахунку мостових споруд, що перебувають в експлуатації на високошвидкісних залізничних магістралях і врахувати результати наукової роботи при розробці проектів нових прогонових будов.

Ключові слова: напружено-деформований стан; прогонова будова; швидкісний потяг; взаємодія мосту і рухомого складу; надійність; довговічність

Prof. V. D. Petrenko, D. Sc. (Technical, Ukraine) and Prof. A. I. Lantoukh-Liachtchenko, D. Sc. (Technical, Ukraine) recommended this article to be published.

Received: September 18, 2014.

Accepted: September 25, 2014.

Наукове видання

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

**Збірник наукових праць
Дніпропетровського
національного університету залізничного транспорту
імені академіка В. Лазаряна**

Випуск 6

(українською, російською та англійською мовами)

*Свідоцтво 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. 17,79. Тираж 100 пр. Зам. № 60.

**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

Свідоцтво 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 6. 1–153.