

ISSN 2313-6669



2018'2

**Науково-технічний, виробничий та
інформаційно-аналітичний журнал**

НАУКА

ТА БУДІВНИЦТВО

2018'2



НАУКА ТА БУДІВНИЦТВО

2(16)'2018

ЗАСНОВНИК

Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»

Свідцтво про державну реєстрацію
КВ № 20575-10375 Р від 24.02.2014 р.

Редакційна колегія:

Голова редакційної колегії:

Фаренюк Г.Г., д.т.н., Україна

Головний редактор:

Тарасюк В.Г., к.т.н., с.н.с., Україна

Редакційна колегія:

Балаш Г., д.т.н., проф., Угорська Республіка

Бамбура А.М., д.т.н., проф., Україна

Брандль Х., д.т.н., проф., Австрійська Республіка

Ванічек І., д.т.н., проф., Чеська Республіка

Дорофєєв В.С., д.т.н., проф., Україна

Єгупов К.В., д.т.н., проф., Україна

Жарко Л.О., к.т.н., доцент, Україна

Жусупбеков А.Ж., д.т.н., проф., Республіка Казахстан

Іванченко Г.М., д.т.н., проф., Україна

Івлєва Н.П., к.е.н., с.н.с., Україна

Калюх Ю.І., д.т.н., проф., Україна

Кашченко О.В., д.т.н., проф., Україна

Кривошеєв П.І., к.т.н., проф., Україна

Крітов В.О., к.т.н., с.н.с., Україна

Лаповська С.Д., д.т.н., с.н.с., Україна

Мар'єнков М.Г., д.т.н., с.н.с., Україна

Матвєєв І.В., к.т.н., с.н.с., Україна

Немчинов Ю.І., д.т.н., проф., Україна

Слюсаренко Ю.С., к.т.н., с.н.с., Україна

Шейніч Л.О., д.т.н., проф., Україна

Шилюк П.С., к.т.н., Україна

Шокарев В.С., к.т.н., с.н.с., Україна

Виконавчий редактор:

Бродко О.А., к.т.н., с.н.с., Україна

Секретар: Глазкова С.В., к.т.н., Україна

Дизайнер: Чорна К.В., Україна

Затверджено до друку Науково-технічною радою
ДП НДІБК (Протокол № 3 від 24.05.2018 р.)

Журнал включено до переліку наукових фахових видань, в яких можуть публікуватися результати дисертаційних робіт (Затверджено наказом Міністерства освіти і науки України від 06.03.2015 р. № 261).

При передруках посилання на «Наука та будівництво» є обов'язковим. За зміст реклами відповідає рекламодавець. Редакція не завжди поділяє думку авторів.

Адреса редакції: вул. Преображенська, 5/2,
м. Київ-37, 03037, тел. + 38 (044) 249-38-04
E-mail: journal@ndibk.gov.ua, ndibk@ndibk.gov.ua,
www.niisk.com

© "Наука та будівництво" 2018

Підписано до друку: 14.06.2018

Друк: ТОВ «СКАЙ-ПРІНТ»

Наклад 100 примірників

ЗМІСТ

4

Тарасюк В.Г., Белоконь О.А., Шевченко А.М., Янушек Н.Є.

Стан та проблеми розвитку нормативної бази будівельної галузі України

10

Дворкін Л.Й., Бордюженко О.М.

Технологічні властивості високоміцних фібробетонів із суперпластифікаторами різних типів

18

Клименко Е.В., Антонюк Н.Р., Кос Ж.

Несущая способность сжатых железобетонных элементов, поврежденных при эксплуатации

25

Мурашко А.В., Дорофеев В.С., Губанов А.С., Бенради И.

Сейсмостойкость зданий с безригельным каркасом при разной конфигурации по высоте

32

Коваль П.М., Стоянович С.В., Трофимович Н.В.

Робота на згин збірно-монолітних залізобетонних прогонових будов мостів

40

Лапенко О.І., Махінько Н.О.

Вплив профілювання листів на жорсткісні характеристики ємностей для зберігання зерна

46

Шишкин А.А.

Реакционные порошковые бетоны на комплексном заполнителе

52

Гладишев Г.М., Гладишев Д.Г., Гладишев Р.Д.

Вплив довготривалої експлуатації різнотипних пальових та інших фундаментів у заторфованих ґрунтах на зміну категорій технічних станів будинків в умовах ущільненої забудови

61

Бліхарський З.З., Вегера П.І., Шналь Т.М.

Міцність залізобетонних балок із пошкодженнями, отриманими при експлуатаційному рівні навантаження

68

Рачкевич В.С., Кваша В.Г., Салійчук Л.В.

Комплексні дослідження залізобетонної балкової прольотної будови моста під час її реконструкції

78

Горбачевський Р.Р., Рубаха М.В.

Натурні випробування косого в плані залізобетонного моста



SCIENCE & CONSTRUCTION

2(16)'2018

FOUNDER

State enterprise «State Scientific Research Institute of Building Constructions»

Certificate of state registration

KV № 20575-10375 R dated on 24.02.2014

Head of Editorial Board:

Farenjuk G., Dr., Ukraine

Editor-in-chief:

Tarasjuk V., PhD, Sen. Scientist, Ukraine

Editorial Board

Balazs G., Prof., Republic of Hungary

Bambura A., Dr., Prof., Ukraine

Brandl H., Dr., Prof., Republic of Austria

Dorofeev V., Dr., Prof., Ukraine

Yegupov K., Dr., Prof., Ukraine

Zharko L., PhD, Ass. Prof., Ukraine

Zhussupbekov A., Dr., Prof., Republic of Kazakhstan

Ivanchenko G., Dr., Prof., Ukraine

Ivleva N., PhD, Sen. Scientist, Ukraine

Kaliukh Yu., Dr., Prof., Ukraine

Kashchenko O., Dr., Prof., Ukraine

Kryvosheiev P., PhD, Prof., Ukraine

Kritov V., PhD, Sen. Scientist, Ukraine

Lapovska S., Dr, Sen. Scientist, Ukraine

Maryenkov M., Dr, Sen. Scientist, Ukraine

Matveev I., PhD, Sen. Scientist, Ukraine

Nemchynov Iu., Dr, Prof., Ukraine

Slyusarenko Yu., PhD, Sen. Scientist, Ukraine

Sheinich L., Dr, Prof., Ukraine

Shiliuk P., PhD, Ukraine

Shokarev V., PhD, Sen. Scientist, Ukraine

Vanicek I., Dr, Prof., Czech Republic

Executive Editor:

Brodko O., PhD, Sen. Scientist, Ukraine

Secretary: Glazkova S., PhD, Ukraine

Designer: K. Chorna

Issue is approved for print by Scientific and technical Council of SE NIISK (Protocol № 3 dated on 24.05.2018)

Journal is included in List of the scientific professional issues, where the dissertation works results may be published (It is approved by order of Ministry of education and science of Ukraine, dd. 06.03.2015, № 261).

The referencing on "Science & Construction" is obligatory when reprinting. The advertiser is responsible for content of advertisement. The Editorial Board may be not agreed with authors' opinion.

Address of Editorial Board:

5/2 Preobrazhenska str., Kyiv-37, 03037,

тел. + 38 (044) 249-38-04

E-mail: journal@ndibk.gov.ua, ndibk@ndibk.gov.ua,

www.niisk.com

© "Science & Construction, 2018

Signed for printing: 14.06.2018

Printing: TOV «SKY-PRINT»

Drawing: 100 copy

CONTENT

4

Tarasjuk V., Bielokon O., Shevchenko A., Yanushek N.

The state and problems of the normative base development for the construction industry of Ukraine

10

Dvorkin L., Bordiuzhenko O.

Technological properties of high-strength fiber concretes with superplasticizers of different types

18

Klymenko Ye., Antoniuk N., Kos Z.

Load bearing capacity of compressed reinforced concrete elements damaged during operation

25

Murashko O., Dorofeyev V., Gubanov O., Benradi I.

Seismic resistance of flat slab framework buildings with different vertical configurations

32

Koval P., Stoyanovich S., Trofymovych N.

Bending behavior of precast-monolithic reinforced concrete spans of bridges

40

Lapenko O., Makhinko N.

Effect of profiled wall on the stiffness characteristics of structures for grain storage

46

Shishkin A.

Complex aggregate reactive powder concrete

52

Hladyshev H., Hladyshev D., Hladyshev R.

The influence of a long-term operation of the diverse piled and other foundations in the peaty soils on the change of the categories of buildings technical states in the conditions of a densely built-up area

61

Blikharsky Z., Vehera P., Shnal T.

Strength of reinforced concrete beams with damages received at the operational load level

68

Rachkevych V., Kvasha V., Saliychuk L.

Complex investigations of the reinforced concrete beam span structure of the bridge during its reconstruction

78

Gorbachevskiy R., Rubakha M.

Full-scale tests of a skew in plan reinforced concrete bridge

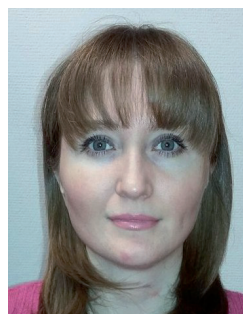


УДК 69 (477) (094.9) (045)



ТАРАСЮК В.Г.

Канд. технічних наук, заступник директора з наукової та нормативно-методичної роботи, ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», м. Київ, Україна, e-mail: v.tarasyuk@ndibk.gov.ua, тел.: + 38 (050) 387-97-12, ORCID: 0000-0002-3844-1376



БЕЛОКОНЬ О.Л.

Канд. технічних наук, зав. відділу, ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», м. Київ, Україна, e-mail: belokon@ndibk.gov.ua, тел.: + 38 (050) 415-36-19, ORCID: 0000-0002-4722-9350



КАРАВАНОВА А.М.

Інженер II категорії, ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», м. Київ, Україна, e-mail: a.shevchenko@ndibk.gov.ua, тел.: + 38 (063) 582-34-05, ORCID: 0000-0002-9023-8447



ЯНУШЕК Н.Є.

Інженер II категорії, ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», м. Київ, Україна, e-mail: n.yanushek@ndibk.gov.ua, тел.: + 38 (097) 349-69-26, ORCID: 0000-0002-0464-823X

СТАН ТА ПРОБЛЕМИ РОЗВИТКУ НОРМАТИВНОЇ БАЗИ БУДІВЕЛЬНОЇ ГАЛУЗІ УКРАЇНИ

АНОТАЦІЯ

Наведено стан та проблеми розвитку нормативної бази будівельної галузі України.

Висвітлено проблеми розвитку нормативної бази будівельної галузі України, що насамперед пов'язані із необхідністю перегляду будівельних норм та нормативних документів, формуванням та удосконаленням нормативної бази будівельної галузі України, інтегрованої у міжнародно-правовий простір технічного регулювання в будівництві.

Представлено результати аналізу щодо впровадження національних стандартів, гармонізованих з відповідними частинами Єврокодів, прийняття міжнародних та регіональних стандартів, посилення на які містяться у відповідних частинах Єврокодів, прийняття відповідних нових європейських змін та поправок до національних стандартів, гармонізованих із відповідними частинами Єврокодів, прийняття гармонізованих європейських стандартів.

Стан та наявні проблеми розвитку нормативної бази будівельної галузі України проаналізовано з метою її інтегрування у міжнародно-правовий простір технічного регулювання в будівництві.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: нормативна база, розвиток, нормування та стандартизація, будівельні норми, національні стандарти України, міжнародні та регіональні стандарти, Єврокоди.

TARASYUK V.H. PhD, Dep. Dir. on Scientific and Normative and Methodological Work, State Enterprise

«State Scientific Research Institute of Building Constructions», Kyiv, Ukraine, e-mail: v.tarasyuk@ndibk.gov.ua, тел.: + 38 (050) 387-97-12, ORCID: 0000-0002-3844-1376

BELOKON O.L. PhD, Head of Department, State Enterprise «State Scientific Research Institute of Building Constructions», Kyiv, Ukraine, e-mail: belokon@ndibk.gov.ua, тел.: + 38 (050) 415-36-19, ORCID: 0000-0002-4722-9350

KARAVANOVA A.M. Second Category Engineer, State Enterprise «State Scientific Research Institute of Building Constructions», Kyiv, Ukraine, e-mail: a.shevchenko@ndibk.gov.ua, тел.: + 38 (063) 582-34-05, ORCID: 0000-0002-9023-8447

YANUSHEK N.Ye. Second Category Engineer, State Enterprise «State Scientific Research Institute of Building Constructions», Kyiv, Ukraine, e-mail: n.yanushek@ndibk.gov.ua, тел.: + 38 (097) 349-69-26, ORCID: 0000-0002-0464-823X



THE STATE AND PROBLEMS OF THE NORMATIVE BASE DEVELOPMENT FOR THE CONSTRUCTION INDUSTRY OF UKRAINE

ABSTRACT

The state and problems of the normative legal base development for the building industry of Ukraine are discussed.

The problems of the regulatory framework development for the building industry of Ukraine are covered. These problems are related, first of all, to the necessary revision of construction standards and normative documents, as well as to the formation and improvement of the Ukrainian building industry regulatory framework integrated into the international legal environment of technical regulation in construction.

The results of analyzing the implementation of national standards harmonized with the relevant parts of Eurocodes, the adoption of international and regional standards, which are referenced to in the relevant parts of the Eurocodes, the introduction of relevant latest European updates and amendments to national standards harmonized with the relevant parts of Eurocodes and the taking over of harmonized European standards are presented.

The state and existing problems of the development of the Ukrainian building industry normative base have been analyzed in order to integrate it into the international legal framework of technical regulation in construction.

KEY WORDS: normative base, development, normalization and standardization, construction standards, national standards of Ukraine, international and regional standards, Eurocodes.

ВСТУП ТА ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

На сьогодні стан та проблеми розвитку нормативної бази будівельної галузі України обумовлюють необхідність її удосконалення.

Проблеми розвитку нормативної бази будівельної галузі України насамперед пов'язані із необхідністю перегляду будівельних норм та нормативних документів, у тому числі нормативних документів, гармонізованих із міжнародними та регіональними стандартами, що необхідно перевіряти принаймні один раз на п'ять років із дати набуття їх чинності або останньої перевірки, якщо не виникне потреби перевірити їх раніше.

Формування та удосконалення нормативної бази будівельної галузі України, інтегрованої у міжнародно-правовий простір технічного регулювання в будівництві, є одним із основних напрямів її розвитку, шляхом впровадження національних стандартів, гармонізованих з відповідними частинами Єврокодів, прийняття міжнародних та регіональних стандартів, посилаючись на які містяться у відповідних частинах Єврокодів, прийняття відповідних нових європейських змін та попра-

вок до національних стандартів, гармонізованих із відповідними частинами Єврокодів, прийняття гармонізованих європейських стандартів, що підпадають під дію Регламенту (ЄС) № 305/2011 Європейського Парламенту та Ради.

Наявні проблеми розвитку нормативної бази будівельної галузі України стосуються чинного в Україні механізму розроблення національних стандартів, прийняття відповідних міжнародних та регіональних стандартів та фінансування робіт із стандартизації будівельної галузі України.

Також однією із проблем розвитку нормативної бази будівельної галузі України є необхідність її впорядкування та встановлення пріоритетності прийняття в Україні міжнародних і регіональних стандартів як національних.

МЕТА СТАТТІ

Проаналізувати стан та наявні проблеми розвитку нормативної бази будівельної галузі України з метою її інтегрування у міжнародно-правовий простір технічного регулювання в будівництві.

ВИКЛАД ОСНОВНОГО МАТЕРІАЛУ

Формування та розвиток нормативної бази будівельної галузі України повинно, в значній мірі, ґрунтуватися на досягненнях міжнародних і регіональних організацій та об'єднань у сфері нормування та стандартизації з урахуванням накопиченого національного досвіду.

До основних завдань нормування та стандартизації будівельної галузі України відносять:

- встановлення на основі досягнень науки і техніки вимог до проектування, будівництва та експлуатації будівельних об'єктів;
- забезпечення надійності та безпеки будівель та споруд;
- підвищення якості та скорочення термінів будівництва;
- застосування раціональних проектних рішень;
- економне використання людських та матеріальних ресурсів;
- підвищення рівня індустріалізації та продуктивності праці у будівництві;
- охорона навколишнього середовища;
- раціональне використання природних ресурсів.

Будівельні норми та нормативні документи у сукупності з процедурами оцінки відповідності та підтвердження придатності складають сферу технічного регулювання будівельної галузі України і є взаємопов'язаним комплексом документів, спрямованим на забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів та життєвого середовища.

На рівні підзаконних актів у будівельній галузі України діє ряд постанов та розпоряджень Кабінету Міністрів України, зокрема:

- постанова Кабінету Міністрів України від 24 лютого 2010 р. № 197 «Про затвердження переліку центральних органів виконавчої



влади, до повноважень яких належить питання нормування у будівництві»;

- постанова Кабінету Міністрів України від 23 червня 2010 р. № 483 «Про затвердження Положення про центральний фонд будівельних норм та Типового положення про фонд галузевих будівельних норм»;
- постанова Кабінету Міністрів України від 30 червня 2010 р. № 543 «Про затвердження Порядку розроблення, погодження, затвердження, внесення змін до будівельних норм та визнання їх такими, що втратили чинність»;
- постанова Кабінету Міністрів України від 14 липня 2010 р. № 589 «Про затвердження Положення про базову організацію з науково-технічної діяльності у будівництві»;
- постанова Кабінету Міністрів України від 23 травня 2011 р. № 547 «Про затвердження Порядку застосування будівельних норм, розроблених на основі національних технологічних традицій, та будівельних норм, гармонізованих з нормативними документами Європейського Союзу»;
- розпорядження Кабінету Міністрів України від 19 травня 2010 р. № 1070-р «Про затвердження плану першочергових заходів щодо реформування системи технічного регулювання»;
- постанова Кабінету Міністрів України від 20 грудня 2006 р. № 1764 «Про затвердження Технічного регламенту будівельних виробів, будівель і споруд»;
- постанова Кабінету Міністрів України від 1 березня 2006 р. № 240 «Про затвердження Правил підтвердження придатності нових будівельних виробів для застосування».

На виконання положень Закону України «Про стандартизацію» прийнято ряд відповідних нормативних та методичних документів, зокрема:

- ДСТУ 1.1:2015 (ISO/IEC Guide 2:2004, MOD) Національна стандартизація. Стандартизація та суміжні види діяльності. Словник термінів [1];
- ДСТУ 1.2:2015 Національна стандартизація. Правила проведення робіт з національної стандартизації [2];
- ДСТУ 1.5:2015 Національна стандартизація. Правила розроблення, викладання та оформлення національних нормативних документів [3];
- ДСТУ 1.7:2015 (ISO/IEC Guide 21-1:2005, NEQ);
- ISO/IEC Guide 21-2:2005, NEQ) Національна стандартизація. Правила та методи прийняття міжнародних і регіональних нормативних документів [4];
- ДСТУ 1.8:2015 Національна стандартизація. Правила розроблення програми робіт з національної стандартизації [5];
- ДСТУ 1.14:2015 Національна стандартизація. Процедури створення, діяльності та припинення діяльності технічних комітетів стандартизації [6];
- СОУ КЗПС 74.9-02568182-003:2016 Технічні умови України. Настанови щодо типової побу-

дови, викладення, оформлення, позначення, прийняття та надання чинності [7];

- Методичний посібник «Розроблення, викладання та оформлення технічних умов», 2016 рік [8].

З метою імплементації Регламенту (ЄС) № 305/2011 Європейського Парламенту та Ради, яким встановлено гармонізовані умови для розміщення на ринку будівельних виробів та скасовано Директиву Ради 89/106/ЄЕС, та на виконання статті 56 і пункту 2.23 Додатка III до Угоди про асоціацію між Україною та Європейським Союзом та пункту 10 Плану заходів щодо реалізації Стратегії розвитку системи технічного регулювання на період до 2020 року, та з урахуванням положень Закону України «Про технічні регламенти та оцінку відповідності» розроблено проект Закону України «Про основні вимоги до споруд, а також умови розміщення на ринку будівельних виробів».

Задля приведення нормативно-правових актів Кабінету Міністрів України у відповідність до чинного законодавства, внесено зміни до постанови Кабінету Міністрів України від 23 травня 2011 р. № 547 «Про затвердження Порядку застосування будівельних норм, розроблених на основі національних технологічних традицій, та будівельних норм, гармонізованих з нормативними документами Європейського Союзу». Внесеною зміною удосконалено механізм одночасної дії будівельних норм, розроблених на основі національних технологічних традицій, та будівельних норм, гармонізованих із нормативними документами ЄС на всі об'єкти будівництва, незалежно від класу наслідків (відповідальності).

Так, проектування здійснюється для конструкцій будівель і споруд будівництва (нового будівництва та реконструкції) (далі - проектування об'єктів), які за класом наслідків (відповідальності) належать до об'єктів із незначними (CC1), середніми (CC2) та значними (CC3) наслідками.

Для проектування об'єктів замовник разом із проектувальником може застосовувати будівельні норми, розроблені на основі національних технологічних традицій, або будівельні норми, гармонізовані з нормативними документами ЄС, що обумовлюється в завданні на проектування.

У той же час, у проектній документації на один об'єкт не можна одночасно застосовувати будівельні норми, розроблені на основі національних технологічних традицій, та будівельні норми, гармонізовані з нормативними документами ЄС.

Протягом останніх років проводиться робота щодо перегляду будівельних норм та нормативних документів, у тому числі нормативних документів, гармонізованих із міжнародними та регіональними стандартами. Загальна кількість чинних будівельних норм, нормативних документів, у тому числі нормативних документів, гармонізованих із міжнародними та регіональними стандартами, становить 2156.



Стан нормативної бази будівельної галузі України наведено на рис. 1.

З метою актуалізації нормативної бази будівельної галузі України було проведено аналіз щодо необхідності перегляду будівельних норм та нормативних документів, що необхідно перевіряти принаймні один раз на п'ять років з дати набуття їх чинності або останньої перевірки, якщо не виникне потреби перевірити їх раніше. За результатами аналізу встановлено 1709 чинних будівельних норм, нормативних документів, у тому числі нормативних документів, гармонізованих із міжнародними та регіональними стандартами, та інших документів (затверджених і прийнятих до 2013 року включно), що потребують перегляду. Чинні будівельні норми, нормативні документи, в тому числі нормативні документи, гармонізовані з міжнародними та регіональними стандартами, та інші документи, що потребують перегляду, наведено на рис. 2.

На сьогодні проводиться важлива робота, пов'язана із формуванням та удосконаленням нормативної бази будівельної галузі України, інтегрованої у міжнародно-правовий простір технічного регулювання в будівництві.

Так, встановлено кількість європейських стандартів, відібраних за кодами УКНД за класами 91 «Будівельні матеріали та будівництво» і 93 «Цивільне будівництво». В загальному переліку кількість європейських стандартів становить 2 857, з них 748 прийнятих європейських стандартів як національні. В ході проведення аналізу встановлено 373 національні стандарти, гармонізовані із європейськими стандартами (прийнятих до 2013 року включно), що потребують перегляду. У зв'язку із прийняттям в ЄС нових редакцій європейських стандартів та змін (поправок) до них було встановлено 214 національних стандартів, гармонізованих з європейськими стандартами, що також потребують перегляду.

Одним із основних напрямів розвитку нормативної бази будівельної галузі України є впровадження національних стандартів, гармонізованих з відповідними частинами Єврокодів.

В Україні проводиться відповідна робота з впровадження та актуалізації національних стандартів, гармонізованих з відповідними частинами Єврокодів.

Насамперед, це розроблення посібників для проектування за Єврокодами. В Україні вже розпочата робота в цьому напрямі. Так, ТК 304 «Захист будівель і споруд», функції секретаріату якого виконує Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», видано два посібники «Проектування сейсмостійких конструкцій відповідно до Єврокоду 8. Практичний посібник. Частина 1» та «Розрахунок залізобетонних конструкцій на вогнестійкість відповідно до Єврокоду 2. Практичний посібник».

Продовжується робота щодо актуалізації нормативної бази будівельної галузі України в

частині прийняття міжнародних та регіональних стандартів, посилання на які містяться у відповідних частинах Єврокодів. На сьогодні кількість міжнародних та регіональних стандартів, посилання на які містяться у відповідних частинах Єврокодів, становить 468, із них 228 прийняті як національні стандарти України.

В ході проведення аналізу встановлено 135 національних стандартів, гармонізованих із міжнародними та регіональними стандартами (прийнятих до 2013 року включно), що потребують перегляду. У зв'язку із прийняттям в ЄС нових редакцій міжнародних та регіональних стандартів і змін (поправок) до них було встановлено 85 національних

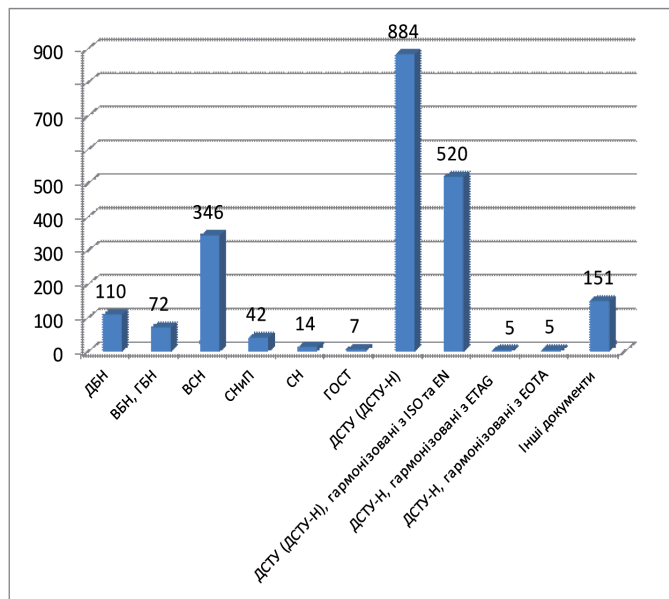


Рис. 1. Кількісний склад будівельних норм та нормативних документів

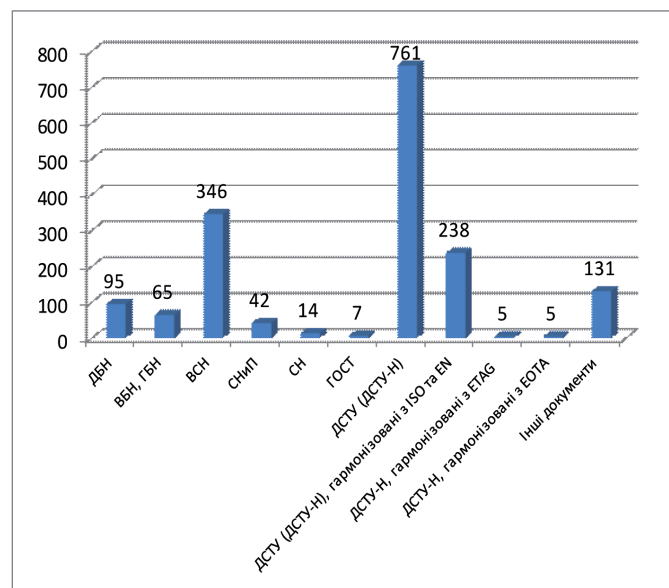


Рис. 2. Кількісний склад чинних будівельних норм та нормативних документів, що потребують перегляду (затверджені та прийняті до 2013 року включно)



стандартів, гармонізованих із міжнародними та регіональними стандартами, що також потребують перегляду.

Проводиться робота щодо необхідності прийняття відповідних нових європейських змін та поправок до національних стандартів, гармонізованих із відповідними частинами Єврокодів. Так, встановлено 20 національних стандартів, гармонізованих із відповідними частинами Єврокодів, що потребують перегляду, з метою перевидання одного національного стандарту, гармонізованого з відповідною частиною Єврокоду, та внесення 15 нових європейських змін і 6 поправок.

З метою інтегрування нормативної бази будівельної галузі України у міжнародно-правовий простір технічного регулювання в будівництві також продовжується робота щодо прийняття гармонізованих європейських стандартів, що підпадають під дію Регламенту (ЄС) № 305/2011 Європейського Парламенту та Ради, як національних стандартів України. В ході аналізу встановлено 444 гармонізованих європейських стандартів, з них 152 прийнятих як національні стандарти. У зв'язку із прийняттям в ЄС нових редакцій гармонізованих європейських стандартів було встановлено 25 прийнятих гармонізованих європейських стандартів як національні стандарти, що потребують перегляду.

Таким чином, у будівельній галузі України проводиться значна робота щодо створення та удосконалення нормативної бази, що поступово інтегрується у міжнародно-правовий простір технічного регулювання в будівництві. Але разом з тим існує безліч питань, пов'язаних з її розвитком, і вирішенням накопичених проблем.

Насамперед, це стосується чинного на сьогодні в Україні механізму розроблення національних стандартів та прийняття відповідних міжнародних та регіональних стандартів.

Відповідно до Закону України «Про стандартизацію» відбулися суттєві зміни в сфері стандартизації.

На початку липня 2016 року Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України зупинило діяльність в сфері національної стандартизації за класами 91 «Будівельні матеріали та будівництво» і 93 «Цивільне будівництво».

Надалі повноваження щодо організації та координації діяльності щодо розроблення, прийняття, перевірки, перегляду, скасування та відновлення дії національних стандартів, кодексів ustalеної практики та змін до них за класами 91 «Будівельні матеріали та будівництво» і 93 «Цивільне будівництво» здійснює новостворений Національний орган стандартизації, функції якого виконує Державне підприємство «Український науково-дослідний і навчальний центр проблем стандартизації, сертифікації та якості» Міністерства

економічного розвитку та торгівлі України.

Протягом останніх років за рахунок бюджетного фінансування Міністерства економічного розвитку та торгівлі України виконання робіт із національної стандартизації здійснюється відповідно до встановлених пріоритетів, зокрема шляхом впровадження в національне законодавство відповідних європейських директив щодо безпеки машин, електромагнітної сумісності та низьковольтного електричного обладнання. І такий підхід до розвитку нормативної бази може призвести до гальмування розвитку нормативної бази будівельної галузі України за класами 91 «Будівельні матеріали та будівництво» і 93 «Цивільне будівництво».

Відповідно до Закону України «Про стандартизацію» замовниками послуг із виконання робіт з національної стандартизації за рахунок коштів Державного бюджету України є центральні органи виконавчої влади, а єдиним надавачем таких послуг - Національний орган стандартизації.

Але, на жаль, на сьогодні, фінансування робіт із стандартизації будівельної галузі України не забезпечується ні Міністерством економічного розвитку та торгівлі України як центральним органом виконавчої влади, що забезпечує формування державної політики у сфері стандартизації, ні Міністерством регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України як центральним органом виконавчої влади, що забезпечує формування державної політики будівельної галузі України.

Тому питання, що пов'язані із фінансуванням робіт із стандартизації будівельної галузі України, перш за все, має бути врегульовано на рівні держави.

Як показує досвід, єдиними замовниками робіт із стандартизації будівельної галузі України, на сьогодні є суб'єкти господарювання (виробники продукції), такі як Асоціація виробників цементу України, Асоціація «Український центр сталевих будівництва», Асоціація «Виробники пінопласту» України, Інтернешнл Рісорсінс Груп, ТОВ «Сен-Гобен Будівельна Продукція Україна», ТОВ «Завод «ТехноНИКОЛЬ», ЗАТ «Парок Литва», ТОВ з іноземними інвестиціями «Роквул Україна», Українська асоціація «Виробники систем зовнішньої фасадної теплоізоляції», ТОВ «Века Україна», ТОВ «Міропласт». Тісна співпраця з цими організаціями шляхом розроблення на їх замовлення національних нормативних документів свідчить про те, що і у нас на Україні виробники продукції переходять на Європейські методи створення нормативних документів.

ВИСНОВКИ

Таким чином, стан та розвиток нормативної бази будівельної галузі України напряму залежить від збалансованого застосування принципу щодо відкритості та прозорості процедур розроблення, затвердження і прийняття будівельних



норм та нормативних документів, у тому числі нормативних документів, гармонізованих із міжнародними та регіональними стандартами, з урахуванням інтересів усіх заінтересованих сторін, що в свою чергу сприятиме забезпеченню відповідним чином впорядкованості у сфері нормування та стандартизації будівельної галузі України та встановлення пріоритетності прийняття в Україні міжнародних і регіональних стандартів як національних.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Національна стандартизація. Стандартизація та суміжні види діяльності. Словник термінів: ДСТУ 1.1:2015 (ISO/IEC Guide 2:2004, MOD). - [Чинний від 2015-12-20]. - Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2015. - VI, 47 с. - (Нац. стандарт України).
2. Національна стандартизація. Правила проведення робіт з національної стандартизації: ДСТУ 1.2:2015. - [Чинний від 2015-12-20]. - Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2015. - VI, 29 с. - (Нац. стандарт України).
3. Національна стандартизація. Правила розроблення, викладання та оформлення національних нормативних документів: ДСТУ 1.5:2015. - [Чинний від 2017-02-01]. - Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2015. - IV, 61 с. - (Нац. стандарт України).
4. Національна стандартизація. Правила та методи прийняття міжнародних і регіональних нормативних документів: ДСТУ 1.7:2015 (ISO/IEC Guide 21-1:2005, NEQ; ISO/IEC Guide 21-2:2005, NEQ). - [Чинний від 2015-12-20]. - Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2015. - IV, 30 с. - (Нац. стандарт України).
5. Національна стандартизація. Правила розроблення програми робіт з національної стандартизації: ДСТУ 1.8:2015. - [Чинний від 2016-04-01]. - Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2015. - III, 21 с. - (Нац. стандарт України).
6. Національна стандартизація. Процедури створення, діяльності та припинення діяльності технічних комітетів стандартизації: ДСТУ 1.14:2015. - [Чинний від 2016-04-01]. - Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2016. - IV, 42 с. - (Нац. стандарт України).
7. Технічні умови України. Настанови щодо типової побудови, викладення, оформлення, позначення, прийняття та надання чинності: СОУ КЗПС 74.9-02568182-003:2016. - [Чинний від 2016-01-13]. - Київ: ДП «Укрметртестстандарт», 2016. - III, 47 с. - (Стандарт організації України).
8. Гречушкіна Т. Розроблення, викладання та оформлення технічних умов. Методичний посібник / Гречушкіна Т. - Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2016. - III, 22 с.

REFERENCES

1. National Standardization. Standardization and related activities — General vocabulary. (2015). DSTU 1.1:2015 (ISO/IEC Guide 2:2004, MOD). Nat. standard of Ukraine from 20th December 2015. - K.: SE «UkrNDNTs». - 47 p. [in Ukrainian].
2. National Standardization. Rules for works on national standardization. (2015). DSTU 1.2:2015. Nat. standard of Ukraine from 20th December 2015. - K.: SE «UkrNDNTs». - 29 p. [in Ukrainian].
3. National Standardization. Rules for development, formulation and presentation of national normative documents. (2015). DSTU 1.5:2015. Nat. standard of Ukraine from 1st February 2017. - K.: SE «UkrNDNTs». - 61 p. [in Ukrainian].
4. National Standardization. Rules and methods for adoption of international and regional normative documents. (2015). DSTU 1.7:2015 (ISO/IEC Guide 21-1:2005, NEQ; ISO/IEC Guide 21-2:2005, NEQ). Nat. standard of Ukraine from 20th December 2015. - K.: SE «UkrNDNTs». - 30 p. [in Ukrainian].
5. National Standardization. Rules for development of working program on National Standardization. (2015). DSTU 1.8:2015. Nat. standard of Ukraine from 1st April 2016. - K.: SE «UkrNDNTs». - 21 p. [in Ukrainian].
6. National Standardization. The procedures for the establishment, activity operation and disbanding of the Technical Committees for Standardization. (2016). DSTU 1.14:2015. Nat. standard of Ukraine from 1st April 2016. - K.: SE «UkrNDNTs». - 42 p. [in Ukrainian].
7. Technical Specifications of Ukraine. Guideline for typical structure, presentation, drafting, designation, adoption and enactment. (2016). SOU KZPS 74.9-02568182-003:2016. Organization Standard of Ukraine from 13th January 2016. - K.: SE «Ukrmetrtteststandart». - 47 p. [in Ukrainian].
8. Hrechushkina T. Preparation, presentation and drafting of the technical specifications. Guidance manual. - K.: SE «UkrNDNTs», 2016. - 22 p. [in Ukrainian].

Стаття надійшла до редакції 24.04.2018 р.



УДК 691(075.3)



ДВОРКІН Л.Й.

Д-р технічних наук, проф.,
зав. каф., Національний
університет водного господарства
та природокористування,
м. Рівне, Україна,
e-mail: dvorkin.leonid@gmail.com,
тел.: +38 (068) 353-33-38,
ORCID: 0000-0001-8759-6318



БОРДЮЖЕНКО О.М.

Канд. технічних наук, доц.,
Національний університет
водного господарства та
природокористування,
м. Рівне, Україна,
e-mail: bord@nuwm.edu.ua,
тел.: +38 (067) 528-73-31,
ORCID: 0000-0003-3686-5121

ТЕХНОЛОГІЧНІ ВЛАСТИВОСТІ ВИСОКОМІЦНИХ ФІБРОБЕТОНІВ ІЗ СУПЕРПЛАСТИФІКАТОРАМИ РІЗНИХ ТИПІВ

АНОТАЦІЯ

Експериментально встановлено, що для сталевібробетонів, як і для звичайних бетонів, діє правило «сталості водопотреби», відповідно до якого при постійній рухомості бетонної суміші водопотреба залишається практично постійною при цементно-водних відношеннях, менших деякого критичного значення ($C/V < C/V_{кр}$). Зона критичного C/V для досліджуваних фібробетонів знаходиться в межах 2,2...2,3, а при введенні суперпластифікаторів зміщується до значень $C/V = 2,6...2,7$. Цей ефект можна пояснити суттєвим зменшенням нормальної густоти і, відповідно, водопотреби цементного тіста. Отримано експериментально-розрахункові залежності водопотреби фібробетонних сумішей, в т.ч. при використанні водоредуруючих добавок в широкому діапазоні рухомості бетонних сумішей. Для отриманих залежностей запропоновані відповідні поправки при $C/V > C/V_{кр}$.

Вивчено зміну рухомості фібробетонних сумішей у випадках застосування звичайного важкого і дрібнозернистого бетонів. Досліджено діапазони зміни рухомості з урахуванням факторів, що характеризують їх склад, а також при введенні суперпластифікуючих добавок. Показано, що при оптимізації складу фібробетонних сумішей їх рухомість може залишатися практично стабільною протягом 1 години. Для забезпечення збережуваності фібробетонних сумішей і збільшення її тривалості, особливо при введенні суперпластифікаторів, ефективно застосовувати перемішування при її транспортуванні.

Вивчено вплив рухомості бетонної суміші і тривалості її віброущільнення на коефіцієнт розшарування (однорідності). Показано, що для дрібнозернистого сталевібробетону при однаковій тривалості віброущільнення розшарування є меншим, ніж для звичайного важкого фібробетону. Збільшення вмісту цементу при однаковому V/C і вмісту фібри дозволяє підвищити коефіцієнт

однорідності в досліджуваному діапазоні тривалостей вібрації на 15...20%.

Застосування дрібнозернистого сталевібробетону навіть при збільшеному вмісті фібри дозволяє істотно збільшити коефіцієнт однорідності.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: сталевібробетон, фібра, суперпластифікатор, бетонна суміш, рухомість, розшарування.

ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ВЫСОКОПРОЧНЫХ ФИБРОБЕТОНОВ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ СУПЕРПЛАСТИ- ФИКАТОРОВ РАЗЛИЧНЫХ ТИПОВ

ДВОРКИН Л.И. Д-р технических наук, проф.,
зав. каф., Национальный университет водного
хозяйства и природопользования,
г. Ровно, Украина,
e-mail: dvorkin.leonid@gmail.com,
тел.: +38 (068) 353-33-38,
ORCID: 0000-0001-8759-6318

БОРДЮЖЕНКО О.М. Канд. технических наук,
доц., Национальный университет водного хозяй-
ства и природопользования,
г. Ровно, Украина,
e-mail: bord@nuwm.edu.ua,
тел.: +38 (067) 528-73-31,
ORCID: 0000-0003-3686-5121

АННОТАЦИЯ

Экспериментально установлено, что для сталевібробетонных, как и для обычных бетонов, действует правило «постоянства водопотребности», в соответствии с которым при постоянной подвижности бетонной смеси водопотребность остается практически постоянной при цементно-водных отношениях меньших некоторого критического значения ($C/V < C/V_{кр}$). Зона критического C/V для исследуемых фибробетонных находится в пределах 2,2...2,3



а при введении суперпластификаторов смещается к значениям $C/W = 2,6...2,7$. Этот эффект можно объяснить существенным уменьшением нормальной плотности и, соответственно, водопотребности цементного теста. Получены экспериментально-расчетные зависимости водопотребности фибробетонных смесей, в т.ч. при использовании водоредуцирующих добавок в широком диапазоне подвижностей бетонных смесей. Для полученных зависимостей предложены соответствующие поправки при $C/W > C/W_{кр}$.

Изучено изменение подвижности фибробетонных смесей в случаях применения обычного тяжелого и мелкозернистого бетонов. Исследованы диапазоны изменения подвижности с учетом факторов, характеризующих их состав, а также при введении суперпластифицирующих добавок. Показано, что при оптимизации состава фибробетонных смесей их подвижность может оставаться практически стабильной на протяжении до 1 часа. Для обеспечения сохранности фибробетонных смесей и увеличения ее продолжительности, особенно при введении суперпластификаторов, эффективно применять перемешивание при ее транспортировке.

Изучено влияние подвижности бетонной смеси и продолжительности ее виброуплотнения на коэффициент расслоения (однородности). Показано, что для мелкозернистого сталефибробетона при одинаковой продолжительности виброуплотнения расслоение меньше, чем для обычного тяжелого фибробетона. Увеличение содержания цемента при одинаковом W/C и содержании фибры позволяет повысить коэффициент однородности в исследуемом диапазоне длительностей вибрации на 15...20%.

Применение мелкозернистого сталефибробетона даже при увеличенном содержании фибры позволяет существенно увеличить коэффициент однородности.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: сталефибробетон, фибра, суперпластификатор, бетонная смесь, подвижность, расслоение.

TECHNOLOGICAL PROPERTIES OF HIGH-STRENGTH FIBER CONCRETES WITH SUPERPLASTICIZERS OF DIFFERENT TYPES

DVORKIN L.Yo. Dr, Prof., Head of Department, National University of Water and Environmental Engineering, Rivne, Ukraine,
e-mail: dvorkin.leonid@gmail.com,
tel.: +38 (068) 353-33-38,
ORCID: 0000-0001-8759-6318

BORDIUZHENKO O.M. PhD., Ass. Prof., National University of Water and Environmental Engineering, Rivne, Ukraine,
e-mail: bord@nuwm.edu.ua,
tel.: +38 (067) 528-73-31,
ORCID: 0000-0003-3686-5121

ABSTRACT

It has been experimentally established that for steel-fiber concretes, as well as for ordinary concretes, the rule of "water content constant" operates, according to which, at constant workability of a concrete mix, the water demand remains practically constant in area of cement-water ratios less than a certain critical value ($C/W < (C/W)_{cr}$). The critical C/W zone for the investigated fiber concretes is within the range of 2.2 ... 2.3 and when superplasticizer is introduced, it changes to the values $C/W = 2.6...2.7$. This effect can be explained by a significant decrease in normal consistency and, accordingly, water demand for cement paste. Experimental-calculation dependences of water consumption of fiber-concrete mixes, including using water-reducing additives, are fair in a wide range of workability of concrete mixtures. Appropriate corrections are proposed for the obtained dependences at $C/W > (C/W)_{cr}$.

The kinetic of the fiber concrete mixes fluidity change in cases of application of conventional and fine-grained concrete was studied. The ranges of change in fluidity were studied taking into account the factors characterizing their composition as well as the introduction of superplasticizing additives. It was shown that when optimizing the composition of fibre concrete mixtures, their fluidity may remain practically stable for up to 1 hour. To ensure the conservation of the fibre concrete mixture and increase its duration, especially when introducing superplasticizers, it is efficient to apply additional mixing during transportation. The influence of the workability of the concrete mixture and the duration of its vibration sealing on the coefficient of stratification (homogeneity) is studied. It is shown that for a fine-grained steel-fiber concrete with the same duration of vibration compaction, the stratification is less of the conventional fibrous concrete. Cement content increasing with the same W/C and fiber content allows to increase the homogeneity coefficient in the investigated range of vibration durations by 15...20%.

The use of fine-grained steel-fiber reinforced concrete even with increased fiber content makes it possible to substantially increase the coefficient of its uniformity.

KEY WORDS: steel-fiber concrete, fiber, superplasticizer, concrete mix, workability, stratification.

ВСТУП

Однією із сучасних тенденцій в будівництві є використання фібробетонів, в т.ч. високоміцних сталефібробетонів. Різноманіття областей застосування виробів та конструкцій, що виготовляються зі сталефібробетону, зумовлено тим, що порівняно із звичайним бетоном він характеризується у декілька разів більшою міцністю на осьовий розтяг та розтяг при згині, вищою тріщиностійкістю, стійкістю до ударних і вібраційних впливів тощо.



У той же час, широке використання сталефібробетонів потребує дослідження низки питань, пов'язаних із властивостями фібробетонних сумішей, що безпосередньо визначають особливості технології їх приготування та вкладання.

АНАЛІЗ ДОСЛІДЖЕНЬ ТА ПУБЛІКАЦІЙ

Численні експериментальні та теоретичні роботи, що стосуються фібробетонів, спрямовані переважно на визначення їх фізико-механічних та експлуатаційних властивостей, в той час, як технологічні властивості фібробетонних сумішей розглядаються побіжно. Найчастіше відзначається вплив фактору легкоукладальності фібробетонної суміші [1-4] та її зв'язок із пористістю [5]. Аналіз цих та інших робіт вказує на недостатність досліджень технологічних властивостей фібробетонних сумішей, зокрема таких, як водопотреба, розшаровуваність, збережуваність рухомості у часі тощо. Недостатньо розглянуто питання впливу на ці властивості пластифікуючих добавок, особливо суперпластифікаторів нового покоління.

МЕТА РОБОТИ

Метою роботи було дослідження технологічних властивостей крупно- та дрібнозернистих сталефібробетонних сумішей та вплив на ці властивості факторів складу та умов приготування.

ОСНОВНИЙ ЗМІСТ

Водопотреба і легкоукладальність. Водопотреба і легкоукладальність – найважливіші взаємопов'язані між собою технологічні властивості бетонних сумішей, що визначають як здатність їх до ущільнення, так і, значною мірою, властивості затверділого бетону.

У технології бетону відоме правило сталості водопотреби. Воно обумовлює, що при незмінному вмісті витрата цементу в межах 200...400 кг/м³ не впливає істотно на легкоукладальність бетонних сумішей. Відповідно до цього правила водопотреба бетонних сумішей, необхідна для досягнення заданого показника легкоукладальності, є практично постійною у визначеному діапазоні витрат цементу і відношенні Ц/В.

Встановлення верхньої межі області правила постійності водопотреби, що дозволяє враховувати особливості цементу, що застосовується, досягається при визначенні його через критичне Ц/В ((Ц/В)_{кр}), що рівне в середньому 1,68Кн.г, де Кн.г – Ц/В, що відповідає нормальній густоті цементного тіста [6]. Для бетонів звичайних класів (Ц/В)_{кр} знаходиться в межах 2,2...2,4.

Із фізичних позицій правило сталості водопотреби полягає в тому, що зі збільшенням Ц/В до деякого критичного значення ріст структурної в'язкості цементного тіста в бетонній суміші компенсується збільшенням його кількості і відповідно товщини шару цементного тіста на зернах заповнювача.

За межами критичного Ц/В збільшення кількості цементного "мастила" вже не компенсує прогресивно зростаючу водопотребу бетонної суміші.

Для встановлення впливу Ц/В на водопотребу високоміцних фібробетонів досліди проводили на двох видах бетонів: на звичайному важкому із застосуванням як крупного заповнювача щебеню (5 – 20) мм та дрібнозернистому із застосуванням в якості заповнювача фракційної суміші з кварцового піску (0,16 – 2) мм та гранітного щебеню (2 – 5) мм.

Як вихідні компоненти бетонної суміші використовували цемент ПЦ-І М500 ПАТ «Волинь-цемент», кварцовий пісок із $M_{кр} = 2,1$, гранітний щебінь фракції (5 – 20) мм. Витрату фібри змінювали від 40 кг/м³ ($\mu = 0,5\%$) – для звичайного бетону і до 100 кг/м³ ($\mu = 1,3\%$) – для дрібнозернистого. В бетонні суміші вводили суперпластифікатори С-3 (Поліпласт СП-1) та полікарбоксилат Melflux 2651f. Співвідношення піску і щебеню для звичайного важкого бетону розраховували згідно з відомими рекомендаціями [7].

Використовували хвилясту фібру із низьковуглецевої сталі типу Fibax ФІ 60/1 (довжина 60,0 ± 6,0 мм, діаметр 1,0 ± 0,1 мм).

На першому етапі бетонні суміші готували при чотирьох різних значеннях Ц/В. Рухомість сумішей витримували в межах 15 см. Результати дослідів наведені на рис. 1.

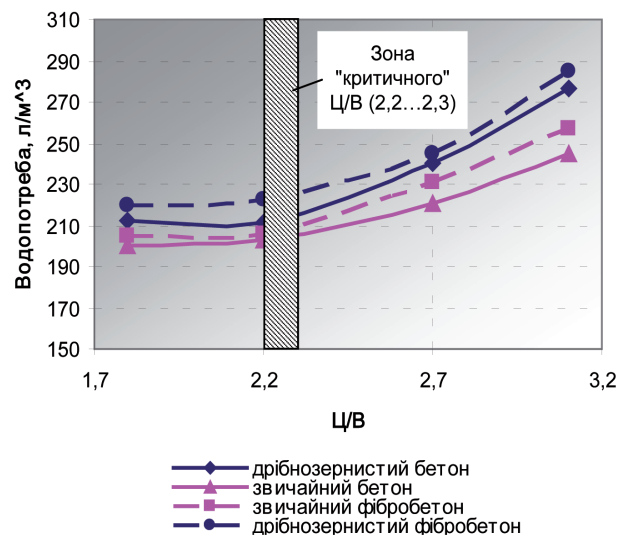


Рис. 1. Вплив Ц/В на водопотребу фібробетонних сумішей при витраті фібри для дрібнозернистого фібробетону – 1,3%, для звичайного фібробетону – 0,8%

Як свідчать представлені на рис. 1 результати, правило сталості водопотреби виконується і у випадку використання фібробетонних сумішей. Верхня межа області "критичного" Ц/В для таких сумішей знаходиться в межах 2,2 – 2,3 (рис. 1). Також, розглядаючи аналогічні склади сумішей без фібри, можна відзначити, що введення фібри призводить до зростання водопотреби на (3 – 12)%



залежно від виду заповнювача. Дрібнозернисті суміші характеризуються більшою водопотребою порівняно із сумішами на крупному заповнювачі, що пояснюється більшою сумарною поверхнею зерен у першому випадку.

Потрібно також відзначити, що звичайні фібробетонні суміші при високих значеннях Ц/В характеризувалися схильністю до розшарування, тоді, як для дрібнозернистих сумішей це явище було виражене в значно меншій мірі.

Розглядаючи вплив вмісту фібри на водопотребу бетонних сумішей (рис. 2), можна відмітити закономірність росту водопотреби при зростанні її об'ємної витрати.

Використання пластифікуючих добавок Melflux 2651F та С-3 поряд із зниженням водопотреби зміщує "критичне" Ц/В до значень 2,6 – 2,7 (рис. 3).

У межах правила постійності водопотреби для досліджуваних бетонів встановлено залежності водовмісту від рухомості бетонної суміші (рис. 4). Витрата суперпластифікатора Melflux 2651F становила 0,5%, С-3 – 1%. Витрати фібри відповідали раніше встановленим оптимальним значенням.

Як видно з наведених даних, застосування добавок пластифікаторів призводить до того, що суміші (особливо дрібнозернисті) стають більш чутливими до зміни рухомості вже при невеликих змінах водовмісту.

Для визначення зміни водопотреби бетонних сумішей за межами правила сталості водопотреби збільшення водопотреби ΔB можна знаходити за емпіричною формулою [6]:

$$\Delta B = \left(B / \Pi - \frac{1}{1,68 K_{н.з.}} \right) \left(\frac{B_0}{100} \right)^{5,5}, \quad (1)$$

де B_0 – водопотреба, встановлена в межах дії правила постійності водопотреби; $K_{н.з.}$ – нормальна густина цементу.

У табл. 1 представлено значення водовмісту бетонних сумішей при $\Pi/\Pi_{кр} > (\Pi/\Pi_{кр})_{кр}$ і різних показниках рухомості бетонної суміші, а також значення ΔB , обчислені за формулою (1) і знайдені експериментально. Водовміст фібробетонних сумішей знаходили за умови використання базових складів звичайного та дрібнозернистого бетонів, що встановлені раніше.

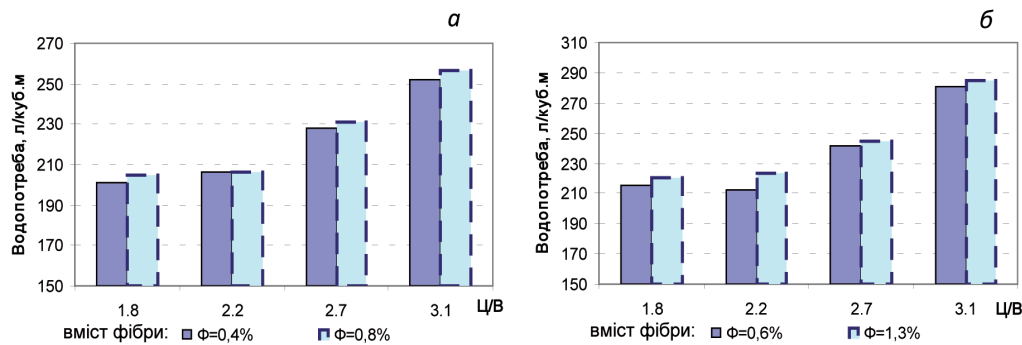


Рис. 2. Вплив вмісту фібри та Ц/В на водопотребу фібробетонних сумішей звичайного (а) та дрібнозернистого (б) фібробетонів

Отримані результати показують хорошу збіжність за величиною поправок, як розрахованих за формулою (1), так і знайдених експериментально. Значення поправок, що наведені в табл. 1, можна використовувати при проектуванні складів високоміцних фібробетонів, що потребують високих значень Ц/В.

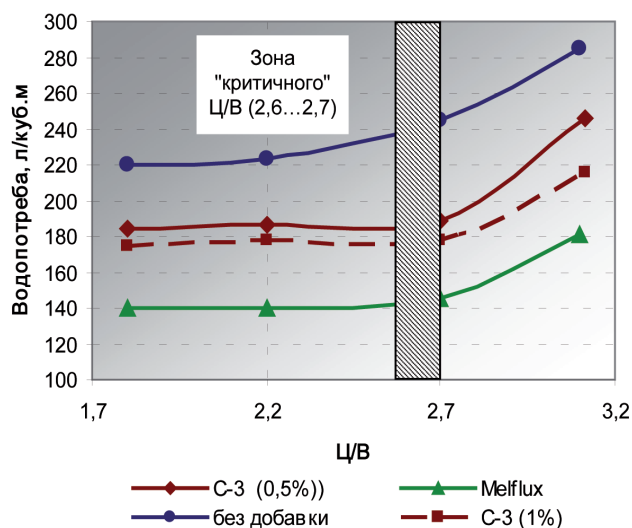


Рис. 3. Вплив Ц/В на водопотребу дрібнозернистих фібробетонних сумішей при використанні водоредукуючих добавок

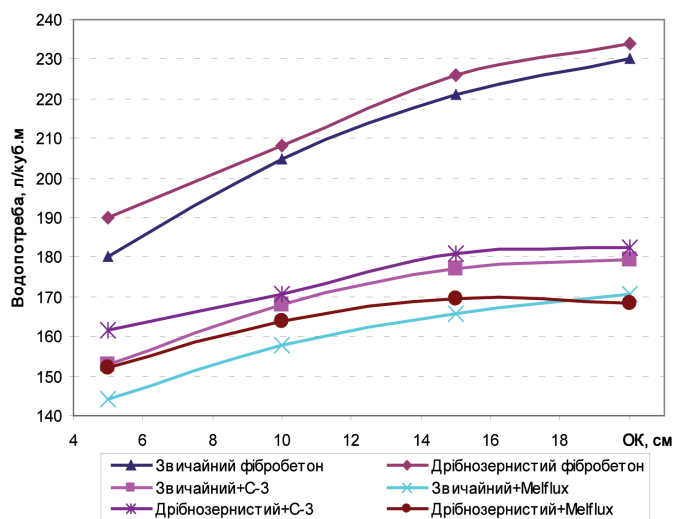


Рис. 4. Розрахункові залежності впливу на водопотребу фібробетонних сумішей показників рухомості при використанні водоредукуючих добавок



Таблиця 1. Розрахункові та експериментальні значення поправки до водопотреби фібробетонних сумішей

ОК, см	В ₀ , л при (Ц/В) _{кр} ≤ 2.2	Поправка до водопотреби ΔВ, л (за формулою 1) при		Поправка до водопотреби ΔВ, л (експериментальна) при	
		Ц/В = 2,7	Ц/В = 3,1	Ц/В = 2,7	Ц/В = 3,1
Звичайний фібробетон					
5	185	14,6	26,4	15	27
10	205	25,7	46,4	24	42
15	218	36,0	65,1	32	61
20	225	42,9	77,5	43	75
Дрібнозернистий фібробетон					
5	192	17,9	32,4	16	31
10	210	29,3	53,0	26	50
15	225	42,9	77,5	43	76
20	238	58,4	105,5	56	103

Збережуваність рухомості фібробетонних сумішей у часі. Важливим питанням при дослідженні технологічних властивостей фібробетонних сумішей є прогнозування втрати рухомості – або життєздатності, або збережуваності рухомості суміші в часі, що дозволяє вносити корективи при призначенні початкової легкоукладальності та визначати допустиму тривалість транспортування суміші.

Для високорухомих бетонних та фібробетонних сумішей за показник збережуваності рухомості можна прийняти час, за який середнє значення осадки конуса зменшиться від 20 до 15 см. Для порівняльної оцінки збережуваності рухомості сумішей в часі були проведені випробування бетонних та фібробетонних сумішей, склади яких представлені в табл. 2.

суміші у часі у порівнянні із сумішшю без фібри. В цілому втрати рухомості протягом першої години для всіх складів є незначними. Збережуваність рухомості сумішей складів 1 - 4 становить відповідно 1,5 год., 1,35 год., 0,95 год. та 0,76 год.

Розглядаючи зміну рухомості у часі для дрібнозернистого бетону (рис. 6), можна відзначити наступні особливості. В цілому характер залежностей подібний до звичайного бетону, в той же час в абсолютних значеннях втрата рухомості є більш суттєвою. Очевидно, це можна пояснити більшою зв'язаністю розчинової частини при наявності великої питомої поверхні дрібного заповнювача.

Найбільші втрати рухомості в часі мають суміші знову ж таки з добавками суперпластифікаторів, причому, кінетика зміни рухомості для складів

На рис. 5 представлено збережуваність показників рухомості бетонних сумішей на крупному заповнювачі складів за табл. 2. Найбільші втрати рухомості в часі мають суміші з добавками суперпластифікаторів, найменші – без пластифікатора та використання фібри. Відомо, що рухомі пластифіковані суміші втрачають рухомість швидше, ніж рівнорухомі суміші без добавки суперпластифікатора, що закономірно пояснюється більшим вмістом водовмістом останніх.

Введення фібри приводить до деякого зменшення збережуваності рухомості

сумішей з використанням обох суперпластифікаторів є практично однаковою до 1,5 год., найменші – без пластифікатора та використання фібри.

Втрати рухомості протягом першої години для всіх складів є більш суттєвими порівняно із сумішами на крупному заповнювачі. Збережуваність рухомості сумішей складів 5 – 8 становить відповідно 1,34 год., 0,77 год., 0,51 год. та 0,49 год.

У процесі визначення збережуваності помічено характерну особливість сумішей, що включають до свого

Таблиця 2. Склади сумішей та міцнісні показники фібробетонів

№	В/Ц	Витрата основних компонентів, кг/м³				Фібра, кг/м³	Вид та вміст пластифікатора, %	Міцність у віці 28 діб, МПа	
		вода	цемент	пісок	щебінь			розтяг при згині	стиск
Звичайний фібробетон									
1	0.46	230	500	655	1252	–	–	3,5	53,2
2	0.48	238	500	655	1252	60	–	7,9	55,6
3	0.36	178	500	655	1252	60	C-3 (1%)	10,8	83,5
4	0.27	135	500	655	1252	60	Melflux (0,5%)	12,1	102,1
Дрібнозернистий фібробетон									
5	0.53	263	500	837	1023	–	–	4,6	45,9
6	0.50	248	500	837	1023	100	-	11,6	48,5
7	0.38	188	500	837	1023	100	C-3 (1%)	14,3	69,5
8	0.32	161	500	837	1023	100	Melflux (0,5%)	16,2	85,3



складу пластифікатори. Збережуваність (життєздатність) таких сумішей можна суттєво збільшити, використовуючи додаткове постійне чи періодичне перемішування після їх приготування. На рис. 7 представлено порівняння зміни рухомості у часі фібродрібнозернистих бетонних сумішей (склади 7 – 8, табл. 2), перемішаних одноразово та таких же сумішей, що піддавалися додатковому перемішуванню (2 – 2,5) хв. кожні 0,5 год.

Аналіз рис. 7 показує, що за умов додаткового перемішування життєздатність фібробетонних сумішей з використанням пластифікуючих добавок можливо суттєво подовжити. Особливо це стосується суміші з використанням добавки Mellflux, для якої збережуваність (при зниженні рухомості на 5 см) складала 1,54 год., що в 3 рази перевищує значення для суміші, перемішаної однократно.

Для підвищення життєздатності фібробетонних сумішей доцільним є введення суперпластифікаторів після попереднього (2-хвилинного) перемішування бетонної суміші. Такий спосіб дозволяє одержати економію добавки порівняно зі складом при введенні її з водою замішування для одержання сумішей і бетонів з однаковими характеристиками.

Тривалість дії пластифікуючої добавки підвищується також при її порційному введенні в бетонну суміш. Ефективність порційного введення для одержання високорухомих сумішей можливо пояснити з позиції необхідності підтримки в рідкій фазі цементу, що гідратується, деякої надлишкової кількості пластифікатора. Однак багаторазове введення добавки для відновлення рухомості може призвести до погіршення порової структури і, як наслідок, зниження технологічних властивостей бетону.

Розшаровуваність фібробетонних сумішей. Технологічні заходи, пов'язані з укладанням, ущільненням і обробленням армованих волокнами бетонних матеріалів, практично не відрізняються від традиційних. При виготовленні дисперсноармованих бетонів підвищену увагу необхідно приділяти тривалості вібрування. Час віброобробки спричиняє істотний вплив на рівномірність розподілу фібри по об'єму бетону. Перевищення часу вібрації бетонної суміші понад встановлений (залежно від його складу) може призвести до розшарування армованої суміші. В даному випадку, внаслідок різниці в значеннях середньої густини бетону і сталі, під дією сил гравітації фібра в процесі вібрації суміші прагне опуститися вниз (до піддону).

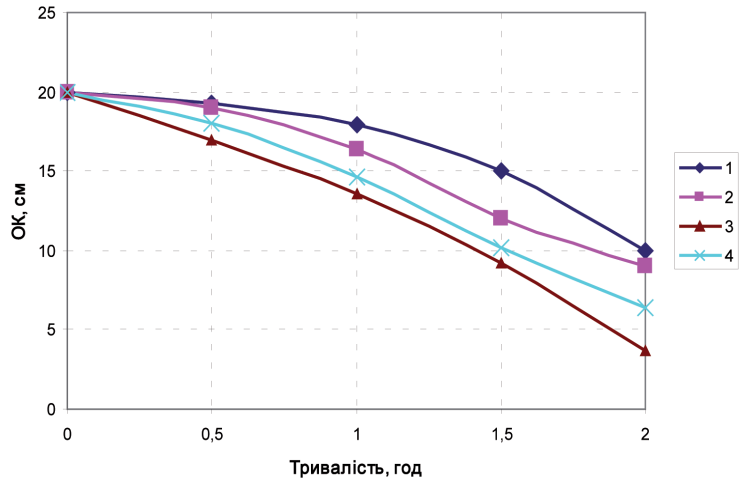


Рис. 5. Зміна рухомості бетонних сумішей за осадкою конуса (номера складів відповідають табл. 2)

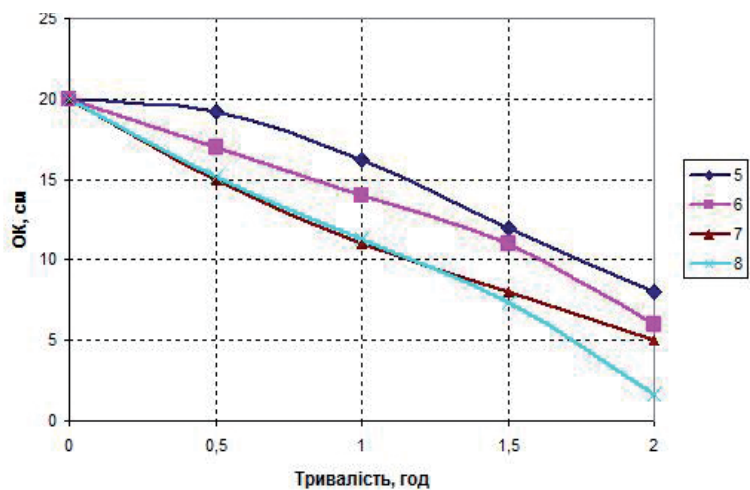


Рис. 6. Зміна рухомості дрібнозернистих бетонних сумішей за осадкою конуса (номера складів відповідають табл. 2)

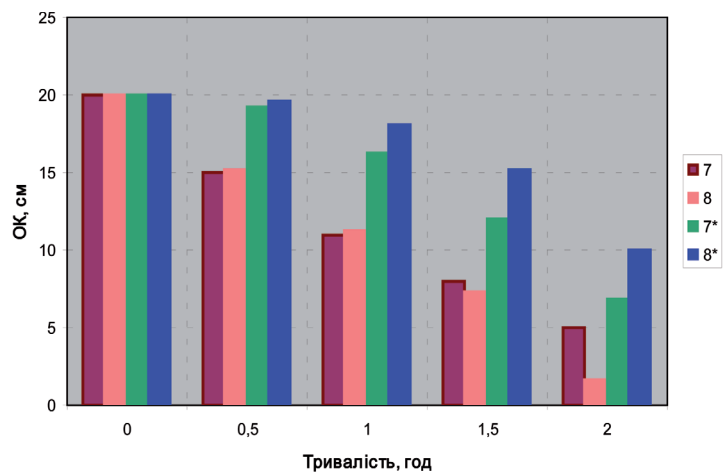


Рис. 7. Зміна рухомості дрібнозернистих бетонних сумішей при однократному та багаторазовому перемішуванні (номера складів відповідають табл. 2, * - при застосуванні додаткового перемішування)



Іноді ця властивість використовується для забезпечення зонного армування, коли за розрахунком у будь-якій частині (зоні) виробу потрібно більш високий рівень армування. Регулювання часу вібрації для забезпечення рівномірного або зонного армування здійснюється на стадії виготовлення виробів [2].

Для уникнення процесів розшарування сталевібробетонної суміші було виконано експериментальні дослідження, пов'язані зі встановленням впливу вмісту сталевібробетонної суміші на розшарування бетонної суміші різної рухомості. Всі дослідження виконували на дрібнозернистому бетоні однакового складу. Необхідну рухомість бетонної суміші забезпечували підбором вмісту суперпластифікатора полікарбоксилатного типу Melflux 2651f. Вміст сталевібробетонної суміші складав 60 та 100 кг/м³ бетонної суміші.

Рівномірність розподілення фібри по об'єму бетонної суміші оцінювалася за коефіцієнтом розшарування, що визначали за методикою [8]. Ця методика полягає в наступному: в циліндричну форму висотою 200 мм та діаметром 100 мм вкладають фібробетонну суміш та піддають її віброущільненню. Після цього отриманий циліндр розрізають на дві рівні частини – верхню та нижню. З кожної із частин, за допомогою промивання, відділяють фібру та зважують її, а коефіцієнт розшарування визначають за формулою:

$$K_p = m_{\text{верх.ф}} / m_{\text{нижн.ф}}, \quad (2)$$

де $m_{\text{верх.ф}}$ та $m_{\text{нижн.ф}}$ – маса фібри відповідно в верхній та нижній частинах циліндру.

Результати експериментальних досліджень коефіцієнта розшарування дрібнозернистого сталевібробетону представлено на рис. 8.

Отримані експериментальні результати

свідчать про те, що найбільш суттєвими факторами, що впливають на коефіцієнт розшарування сталевібробетонної суміші, є її рухомість, а також тривалість віброущільнення. Встановлено, що при збільшенні рухомості бетонної суміші необхідно суттєво обмежувати тривалість віброущільнення. Для забезпечення необхідного коефіцієнта розшарування, що відповідно до [9] повинен складати не більше 0,8 для сумішей із маркою за легкоукладальністю Р3 і менше та 0,75 – для марок за легкоукладальністю Р4 і Р5, оптимальна тривалість віброущільнення складає не більше 45 секунд для сумішей, що характеризуються рухомістю (5 – 9) см, (15 – 30) секунд для сумішей з рухомістю (10 – 15) см та не більше 15 секунд для сумішей з рухомістю (16 – 21) см. Також встановлено, що збільшення вмісту фібри у досліджуваному діапазоні суттєво не впливає на коефіцієнт розшарування дрібнозернистого сталевібробетону. При сталій рухомості бетонної суміші та тривалості віброущільнення, збільшення вмісту сталевібробетонної суміші в діапазоні від 60 до 100 кг/м³ бетонної суміші призводить до зменшення коефіцієнта розшарування в середньому на (3 – 5) %.

Таким чином, виконані експериментальні дослідження дозволили встановити оптимальні тривалості віброущільнення дрібнозернистого сталевібробетону, що будуть забезпечувати рівномірне розподілення сталевібробетонної суміші по об'єму бетону, що призводить до покращення фізико-механічних властивостей бетонних виробів, виготовлених на його основі.

ВИСНОВКИ

1. Експериментально встановлено, що для сталевібробетонів, як і для звичайних бетонів, діє правило "постійності водопотреби", відповідно до якого при постійній рухомості

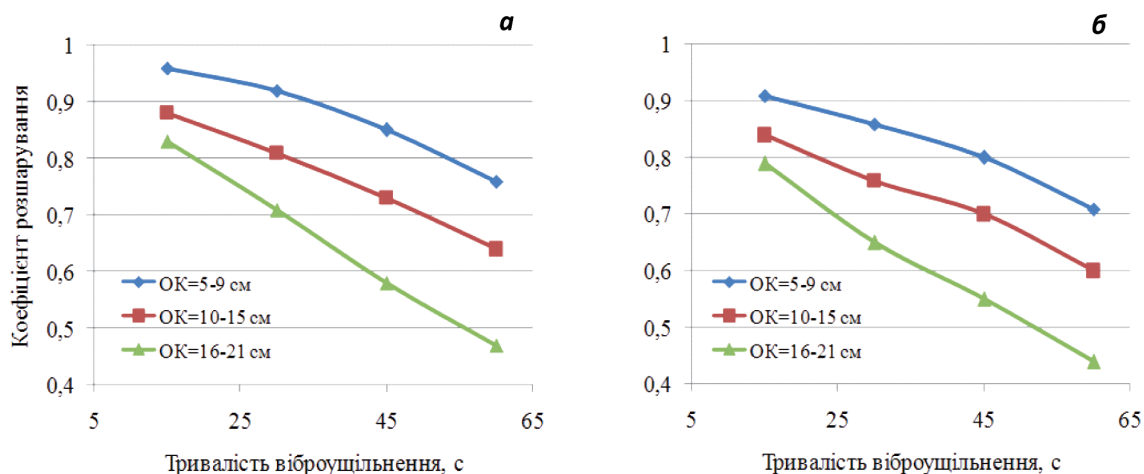


Рис. 8. Залежність коефіцієнта розшарування від тривалості віброущільнення дрібнозернистого фібробетону при різних рухомості бетонної суміші при вмісті фібри 60 кг/м³ (а) та 100 кг/м³ (б)



бетонної суміші водопотреба залишається практично постійною при цементно-водних відношеннях менших деякого критичного значення ($C/V < C/V_{кр}$). Верхня межа області "критичного C/V " для фібробетонних сумішей знаходиться в межах 2,2 – 2,3. Отримано експериментально-розрахункові залежності водопотреби фібробетонних сумішей, в т.ч. при використанні водоредукуючих добавок, в широкому діапазоні рухомості бетонних сумішей.

2. Вивчено зміну рухомості фібробетонних сумішей для звичайного важкого і дрібнозернистого бетонів. Досліджено діапазони зміни рухомості з врахуванням факторів, що характеризують їх склад, а також при введенні суперпластифікуючих добавок.
3. Вивчено вплив рухомості бетонної суміші та тривалості її віброущільнення на коефіцієнт розшарування (однорідності). Показано, що для дрібнозернистого сталевібробетону при однаковій тривалості віброущільнення розшарування є меншим на (10 – 15)%, ніж для звичайного важкого фібробетону. Застосування дрібнозернистого сталевібробетону навіть при збільшеному вмісті фібри дозволяє суттєво збільшити коефіцієнт однорідності.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Волков И.В. Сталевібробетонные конструкции зданий и сооружений / И.В. Волков, В.А. Беляева // Обзорная информация. - М.: ВНИИТП. - 1990. - 59 с.
2. Рабинович Ф.Н. Композиты на основе дисперсно армированных бетонов. Вопросы теории и проектирования, технологии, конструкции. Монография. - М. : АСВ, - 2006. - 560 с.
3. Пухаренко Ю.В. Высокопрочный сталефибробетон / Ю.В. Пухаренко, В.Ю. Голубев // Промышленное и гражданское строительство. - 2007. - №9. - С. 40 - 41.
4. Дорф В.А. Влияние содержания и характеристик фибры на коэффициент истираемости сталефибробетона с цементно-песчаной матрицей / В.А. Дорф, Р.О. Красновский // Технологии бетонов. - 2013. - №12. - С. 40 - 42.
5. DBV-Merkblatt. Stalfaserbeton. - DeutscherBeton - und Bautechnik-Verein. - 2001.
6. Дворкін Л.Й. Проектування складів бетону / Л.Й. Дворкін, О.Л. Дворкін. - Рівне: НУВГП, 2015. - 353 с.
7. Дворкін Л. Й. Основи бетонознавства / Л. Й. Дворкін, О. Л. Дворкін. - Київ: Основа, 2007. - 616 с.
8. СТО НОСТРОЙ 2.27.125 - 2013. Конструкции транспортных тоннелей из фибробетона. - М. : ЦИТП, 2015. - 103 с.

REFERENCES

1. Volkov, I. & Belyaeva, V. (1990). Stalefibrobetonnyie konstruksii zdanii i sooruzhenii [Steel-reinforced concrete structures of buildings]. - M. : VNIINTP. - 59 p.
2. Rabinovich, F. (2006). Kompozity na osnove dispersno armirovannykh betonov. Voprosy teorii i proektirovaniia, tekhnologii, konstruksii [Composites based on dispersed reinforced concrete. Questions of theory and design, technology]. - M. : ASV, - 560 p.
3. Puharenko, Yu. & Golubev, V. (2007). Vysokoprochnyi stalefibrobeton [High-strength steel-fiber-reinforced concrete]. Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitelstvo. - Industrial and civil engineering. #9. P. 40-41.
4. Dorf, V. (2013). Vliianie soderzhaniia i kharakteristik fibry na koeffitsient istiraemosti stalefibrobetona s tsementno-peschanoi matritsei [Effect of the content and characteristics of the fiber on the abrasion factor of steel-fiber concrete with a cement-sand matrix]. Tehnologii betonov – Concrete Technology. #12. P. 40-42.
5. DBV-Merkblatt. Stalfaserbeton. - DeutscherBeton - und Bautechnik-Verein. - 2001.
6. Dvorkin, L., Dvorkin, O. (2015). Proektuvannia skladiv betonu [Design of concrete]. - Rivne: NUVGP, 353 p.
7. Dvorkin, L., Dvorkin, O. (2007). Osnovy betonoznavstva [Basic of concrete sciences]. - K.: Osнова. - 616 p.
8. STO NOSTROY 2.27.125–2013. Konstruksii transportnykh tonnelei iz fibrobetona [Constructions of transport tunnels made of fiber-reinforced concrete]. - M. : TsITP, 2015. - 103 p.

Стаття надійшла до редакції 14.08.2017 р.



УДК 624.012



КЛИМЕНКО Є.В.

Д-р технічних наук, проф.,
проректор з наукової роботи,
Одеська державна академія
будівництва та архітектури,
м. Одеса, Україна,
e-mail: klimenkoew57@gmail.com,
тел.: + 38 (067) 530-11-40,
ORCID: 0000-0002-4502-8504



АНТОНЮК Н.Р.

Канд. технічних наук, доц.,
Одеська державна академія
будівництва та архітектури,
м. Одеса, Україна,
e-mail: antonuk_nr@ukr.net,
тел.: + 38 (067) 489-06-96,
ORCID: 0000-0003-1730-0723



КОС Ж.

Аспірант, Одеська державна
академія будівництва та
архітектури,
м. Одеса, Україна,
e-mail: zeljko.kos@live.com,
тел. + 38 (048) 723-20-95

НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ СТИСНУТИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ, ПОШКОДЖЕНИХ ПРИ ЕКСПЛУАТАЦІЇ

АНОТАЦІЯ

Залізобетонні конструкції мають цілу низку переваг, що сприяє їх широкому поширенню. У ході експлуатації конструкції та їх елементи піддаються зносу. Визначення технічного стану конструкцій в Україні регламентується національним стандартом і має описовий характер.

Авторами розроблено методологію визначення, прогнозування і регулювання технічного стану окремих конструкцій та будівель і споруд в цілому, що базується на апостеріорній інформації та нормативних методах розрахунку.

Метою даної роботи є встановлення впливу на залишкову несучу здатність пошкоджених залізобетонних колон прямокутного перерізу різної гнучкості таких факторів: глибина пошкодження, розташування фронту пошкодження відносно головних осей, гнучкість елемента тощо.

Для вирішення поставленого завдання було виконано планування експерименту. За оптимальним планом з 23 дослідних зразків із заздалегідь змодельованими пошкодженнями був проведений трьохфакторний трирівневий експеримент. Випробування натурних зразків проводили у спеціально розробленій установці. За результатами проведених випробувань описано деформований стан дослідних зразків та встановлено їх несучу здатність. Найбільший вплив на несучу здатність має кут відколу пошкодження в перерізі колони. Висота колони незначно впливає на підвищення руйнівної сили, а зі збільшенням висоти відколу відбувається зниження несучої здатності виробів.

Вплив на несучу здатність кута відколу є суттєвим. Зі збільшенням кута відколу до 60° руйнівна сила зростає до свого граничного значення. Вплив висоти відколу на руйнівну силу виробів протилежний. Зі збільшенням висоти відколу до 100 мм несуча здатність знижується до 30 тс.

Результати експериментів будуть використані при розробленні методики визначення залишкової несучої здатності залізобетонних колон різної гнучкості, пошкоджених при експлуатації.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: експериментально-статистичне моделювання, залізобетонні колони, пошкодження, несуча здатність.

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, ПОВРЕЖДЕННЫХ ПРИ ЭКСПЛУАТАЦИИ

КЛИМЕНКО Е.В. Д-р технических наук, проф., проректор по научной работе, Одесская государственная академия строительства и архитектуры, г. Одесса, Украина, e-mail: klimenkoew57@gmail.com, тел.: + 38 (067) 530-11-40, ORCID: 0000-0002-4502-8504

АНТОНЮК Н.Р. Канд. технических наук, доц., Одесская государственная академия строительства и архитектуры, г. Одесса, Украина, e-mail: antonuk_nr@ukr.net,



тел.: + 38 (067) 489-06-96,
ORCID: 0000-0003-1730-0723

КОС Ж. Аспирант, Одесская государственная академия строительства и архитектуры,
г. Одесса, Украина,
e-mail: zeljko.kos@live.com,
тел.: +38 (048) 723-20-95

АННОТАЦИЯ

Железобетонные конструкции обладают целым рядом преимуществ, что способствовало их широкому распространению. В ходе эксплуатации конструкции и их элементы подвергаются износу. Определение технического состояния конструкций в Украине регламентируется национальным стандартом и имеет описательный характер.

Авторами разработана методология определения, прогнозирования и регулирования технического состояния отдельных конструкций и зданий и сооружений в целом, которая базируется на апостериорной информации и нормативных методах расчета.

Целью данной работы является установление влияния на остаточную несущую способность поврежденных железобетонных колонн прямоугольного сечения различной гибкости таких факторов: глубина повреждения, расположение фронта повреждения относительно главных осей, гибкость элемента.

Для решения поставленной задачи было выполнено планирование эксперимента. По оптимальному плану из 23 опытных образцов с заранее смоделированными повреждениями был проведен трёхфакторный трёхуровневый эксперимент. Испытание натуральных образцов проводили в специально разработанной установке. В результате проведенных исследований описано деформированное состояние опытных образцов и установлена их несущая способность. Наибольшее влияние на несущую способность оказывает угол откола повреждения в сечении колонны. Высота колонны незначительно влияет на повышение разрушающей силы, а вот с увеличением высоты откола происходит снижение несущей способности изделий.

Характер влияния на несущую способность угла откола весьма ощутим. С увеличением угла откола до 60° разрушающая сила возрастает до своего граничного значения. Влияние же высоты откола на разрушающую силу изделий противоположно. С увеличением высоты откола до 100 мм несущая способность снижается до 30 тс.

В дальнейшем результаты экспериментов будут использованы при разработке методики определения остаточной несущей способности железобетонных колонн различной гибкости, поврежденных в процессе эксплуатации.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: экспериментально-статистическое моделирование, железобетонные колонны, повреждение, несущая способность.

LOAD BEARING CAPACITY OF COMPRESSED REINFORCED CONCRETE ELEMENTS DAMAGED DURING OPERATION

KLYMENKO Ye.V. Dr., Prof., Vice-rector for scientific work, Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture,
Odesa, Ukraine,
e-mail: klimenkoew57@gmail.com,
tel.: + 38 (067) 530-11-40,
ORCID: 0000-0002-4502-8504

ANTONIUK N.R. PhD, Ass. Prof., Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture,
Odesa, Ukraine,
e-mail: antonuk_nr@ukr.net,
tel.: +38 (067) 489-06-96,
ORCID: 0000-0003-1730-0723

KOS Z. PG student, Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture,
Odesa, Ukraine,
e-mail: zeljko.kos@live.com,
tel.: +38 (048) 723-20-95

ABSTRACT

Reinforced concrete structures have a number of advantages, which contribute to the wide distribution of structures. The structures and their components are subject to wear in the course of operation. The definition of the technical condition of structures in Ukraine is regulated by the state standard and is descriptive.

A methodology for determining, forecasting and regulating the technical condition of individual structures and buildings and structures in general was developed by authors and is based on a posteriori information and normative methods of calculation.

The purpose of this work is to determine the degree of influence on the residual load-carrying capacity of damaged reinforced concrete columns of rectangular cross-section of various flexibility of the following various factors: the depth of damage, the location of the damage front relative to the main axes, the flexibility of the element.

To solve the task, the experiment was planned. According to the optimal plan, of 23 prototypes with pre-modeled damages, a 3-factor 3-level experiment was conducted. The testing of full-scale samples was carried out in a specially designed unit. As a result of the tests carried out, it was possible to describe the deformed state of the prototypes and establish their bearing capacity. The greatest influence on the load-carrying capacity is exerted by the angle of deflection in the cross section of the column. The height of the column slightly affects of the increase the destructive force, but with an increase in the height of the splitting, the bearing capacity of the products decreases.

The nature of the effect on the load-bearing capacity of the deflection angle is quite appreciable. With the increase



in the angle of separation up to 60° , the destructive force increases to its boundary value. The influence of the height of the splitting on the destructive force of the products is opposite. With an increase in the cut height up to 100 mm, the bearing capacity is reduced to 30 tons.

In the future, the results of the experiments will be used to develop a technique for determining the residual load-carrying capacity of reinforced concrete columns of various flexibility damaged during operation.

KEY WORDS: experimental statistical modeling, reinforced concrete columns, damage, bearing capacity

ВВЕДЕНИЕ

Железобетонные конструкции обладают целым рядом преимуществ, таких как: высокая несущая способность, стойкость против воздействия агрессивной внешней среды, долговечность, относительно низкая стоимость (из-за применения местных строительных материалов). Эти качества способствовали широкому распространению конструкций и их элементов из бетона, армированного стальной арматурой. Однако, в ходе эксплуатации конструкции и их элементы подвергаются износу. Причиной износа, с одной стороны, есть снижение показателей эксплуатационной пригодности с течением времени. Скорость деградации конструкций в этом случае зависит от агрессивности внешней среды, способности материалов сопротивляться этому воздействию и эффективности применения специальных мероприятий (если таковы предусмотрены) по защите конструкций. С другой стороны, нагрузки в ходе эксплуатации могут отличаться от проектных. Ярким примером таких непроектных нагрузок есть воздействие на конструкции в ходе боевых действий, что особо актуально сейчас на востоке Украины. На рис. 1 показаны примеры разрушения железобетонных колонн от обоих видов воздействий (фото авторов).

Для определения возможности дальнейшей эксплуатации строительных конструкций, подвергшихся повреждению (частичному разрушению, не зависимо от его природы) необходимо иметь инструмент определения остаточной несущей способности таких элементов.

АНАЛИЗ ПОСЛЕДНИХ ИССЛЕДОВАНИЙ И ПУБЛИКАЦИЙ

Определение технического состояния отдельных конструкций, зданий и сооружений в целом в Украине регламентируется национальным стандартом [1]. Однако, этот документ имеет описательный характер и позволяет определять техническое состояние, базируясь на методе экспертных оценок.

В Одесской государственной академии строительства и архитектуры (ОГАСА) разработана методология определения, прогнозирования и регулирования технического состояния

отдельных конструкций и их систем (зданий и сооружений) [2]. Данная методология основывается на апостериорной информации и нормативных методах расчета по предельным состояниям и позволяет расчетным путем определять техническое состояние конструкций и по результатам принять решение о возможности дальнейшей эксплуатации или необходимости проведения работ по их усилению (повышению показателей эксплуатационной пригодности).

Одной из основных задач, решаемых в ходе определения технического состояния железобетонных конструкций, поврежденных в процессе эксплуатации, есть оценивание их остаточной несущей способности. Действующие нормы [3] не позволяют аналитическим путем решить эту задачу.

Проблемам определения несущей способности сжатых железобетонных элементов исследователями уделялось довольно много внимания [2, 4-8]. Однако, при частичном повреждении, а чаще всего, это разрушение части бетонного сечения на какой-то длине по высоте колонны, имеет место косоое внецентренное сжатие.

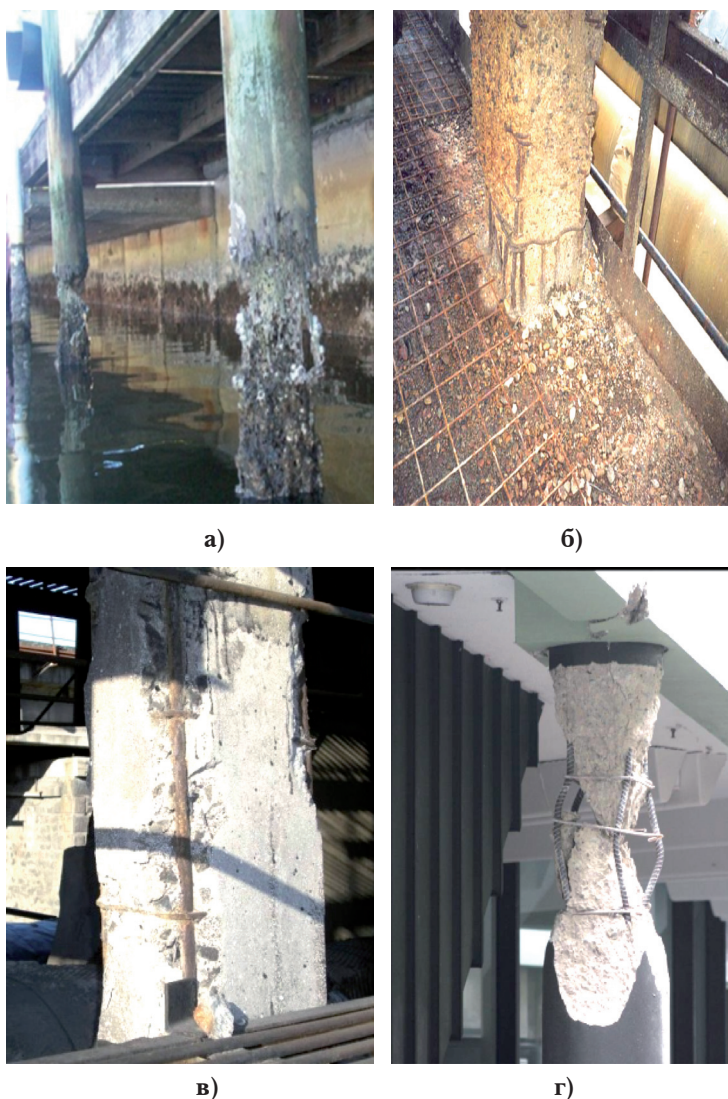


Рис. 1. Виды повреждений железобетонных колонн: а, б – от воздействия внешней среды; в, г – от силового механического воздействия



Для случаев, когда к железобетонному элементу приложена сжимающая сила с эксцентриситетами относительно обеих главных осей сечения (косое внецентренное сжатие), аналитическое решение разработано довольно полно (для различных бетонов, классов арматуры, сечений, гибкости) в работах Торяника М.С. и его учеников [4, 5].

В случае, когда на части высоты конструкции происходит повреждение колонны и фронт этого повреждения не параллелен ни одной из главных осей, также возникает косое внецентренное сжатие. Аналитические выражения для решения проблемы оценивания технического состояния (фактически, определения остаточной несущей способности поврежденных элементов) в литературе не представлены.

С целью восполнения этого пробела в теории железобетона на кафедре "Строительные конструкции" ОГАСА были проведены экспериментально-теоретические исследования [6–9]. В результате этого были разработаны основные предпосылки расчета, составлены уравнения равновесия для поврежденных бетонных и железобетонных колонн прямоугольного и круглого поперечного сечения. Достоверность результатов теоретических исследований подтверждается натурными экспериментами. Объектом указанных исследований были жесткие сжатые элементы, гибкость которых не могла существенно повлиять на их остаточную несущую способность.

гибкость при постоянных размерах неповрежденного сечения); угол откола θ (рис. 2), градусы и высота откола h_1 , (мм).

По оптимальному плану из 23 опытных образцов с заранее смоделированными повреждениями (при этом часть образцов были близнецами) проведен 3-х факторный эксперимент [9], в котором варьировали следующие величины:

X_1 - высота колонны h от 1 до 2,5 м;

X_2 - угол наклона фронта повреждения (откола), θ от 0 до 60°;

X_3 - высота откола h_1 от 20 до 100 мм.

Факторы стандартно нормализованы к $-1 \leq x_i \leq +1$. Уровни варьируемых факторов и матрица планирования эксперимента приведены в табл. 1.

Конструкция опытных образцов различной гибкости показана на рис. 3 – 5.

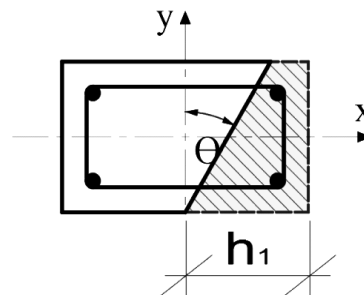


Рис. 2. Параметры поврежденного сечения

ПОСТАНОВКА ЗАДАЧИ

Целью данной работы является установление степени влияния на остаточную несущую способность поврежденных железобетонных колонн прямоугольного сечения различной гибкости следующих факторов: глубина повреждения, расположение фронта повреждения относительно главных осей неповрежденного сечения, гибкость элемента.

ОСНОВНОЙ МАТЕРИАЛ И РЕЗУЛЬТАТЫ

Для решения поставленной задачи было выполнено планирование 3-х факторного эксперимента [9].

Варьируемыми факторами были выбраны наиболее значимые (согласно выводов, сделанных на основании обзора литературных источников), а именно: высота колонны h (м) (относительная

Таблица 1. Уровни варьируемых факторов

№ п/п	Факторы		Уровни варьирования			Интервал варьирования
	Натуральный вид	Кодированный	-1	0	1	
1	Высота колонны (h), м	X_1	1	1,75	2,5	0,75
2	Угол наклона фронта повреждения (откола) (θ), градусы	X_2	0	30	60	30
3	Высота откола (h_1), мм	X_3	20	60	100	40

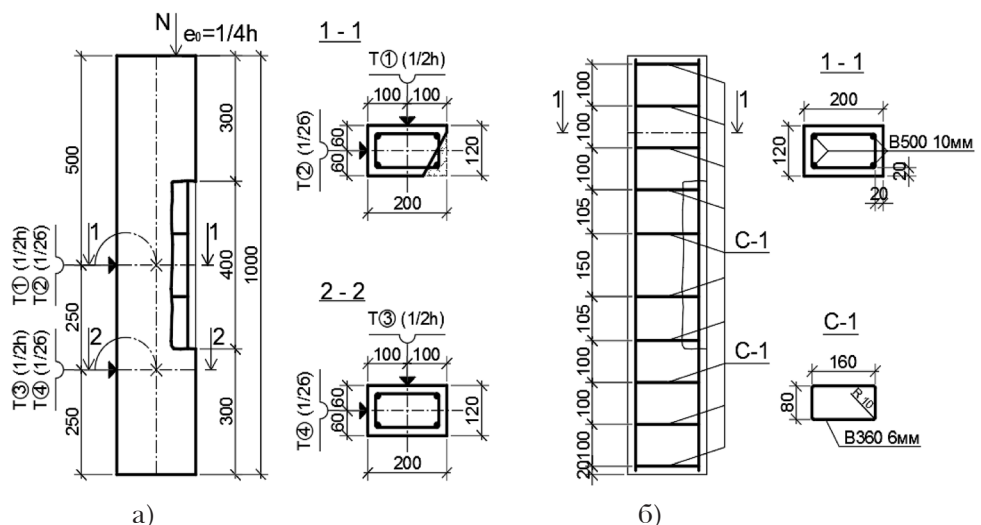


Рис. 3. Образцы малой гибкости: а - вид колонн; б - схема армирования

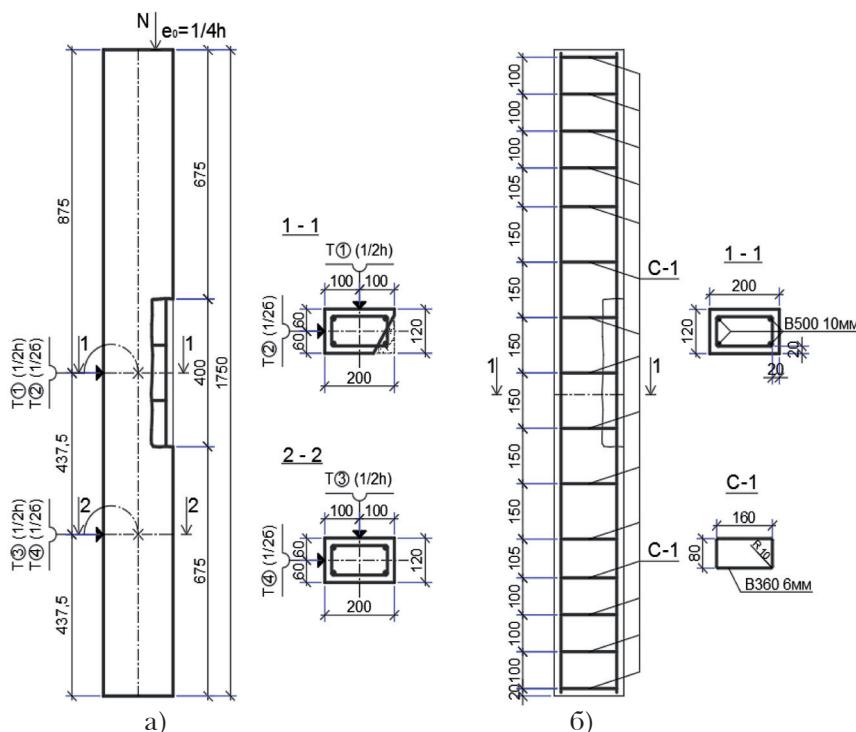


Рис. 4. Образцы малой гибкости: а - вид колонн; б - схема армирования

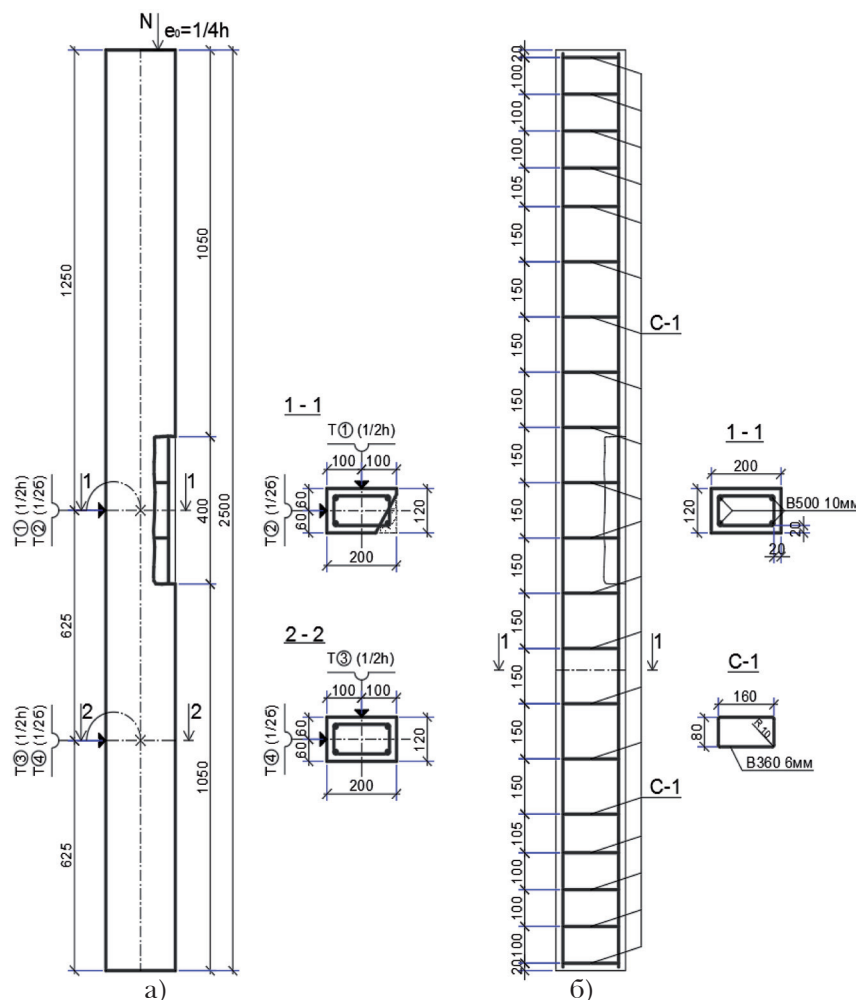


Рис. 5. Образцы большой гибкости: а - вид колонн; б - схема армирования

Испытание натуральных образцов проводили в специально разработанной установке (рис. 6). Силовозбудителем служила насосная станция, а перемещения измерялись посредством прогибометров.

В результате проведенных испытаний удалось описать деформированное состояние опытных образцов и установить их несущую способность.

По данным, которые были получены при испытании 23 опытных образцов, была построена 3-х факторная экспериментально-статистическая модель (ЭС-модель) разрушающей силы (P , тс) колонн:

$$P = 35,9 + 1,30x_1 \pm 0x_1^2 \pm 0x_1x_2 \pm 0x_1x_3 + 5,17x_2 - 2,24x_2^2 \pm 0x_2x_3 - 6,58x_3 - 2,49x_3^2. \quad (1)$$

Основными обобщающими показателями модели, в координатах экстремумов, для P являются: минимальный $P_{min} = 18,1$ тс (x_{min} при $x_1 = x_2 = -1$, $x_3 = +1$) и максимальный $P_{max} = 44,2$ тс (x_{max} при $x_1 = x_2 = +1$, $x_3 = -1$) уровни; абсолютный $\Delta\{P\} = 26,1$ тс и относительный $\delta\{P\} = 2,44$ перепад.

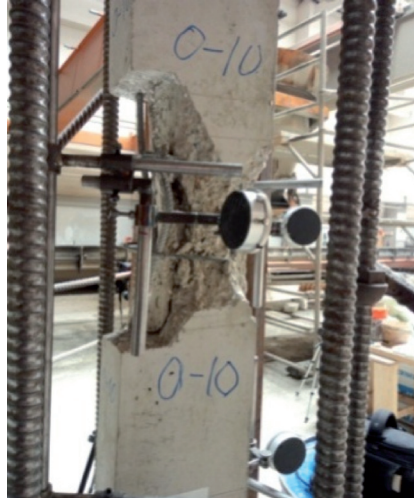
Как видно по оценкам ЭС-модели и однофакторным локальным полям (рис. 7), наибольшее влияние на несущую способность оказывает угол откола повреждения в сечении колонны. Высота колонны незначительно влияет на повышение разрушающей силы, а вот с увеличением высоты откола происходит снижение несущей способности изделий.

По данным ЭС-модели была построена диаграмма в виде куба, которая отображена на рис. 8. Её анализ показывает, что при увеличении высоты колонны с 1,0 м до 2,5 м разрушающая сила возрастает всего на 2 тс. При $h = 1,0$ м $P = 42$ тс, а при $h = 2,5$ м $P = 44$ тс.

Однако характер влияния на несущую способность угла откола весьма ощутим. С увеличением



а)



б)



в)

Рис. 6. Испытание опытных образцов: а - установка колонны в испытательную клетку; б - процесс испытания; в - разрушенный образец

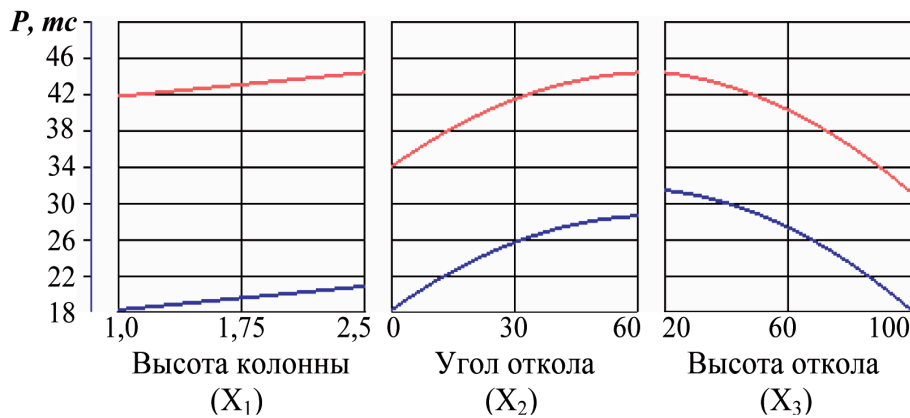


Рис. 7. Однофакторные зависимости влияния варьируемых факторов на разрушающую силу колонн

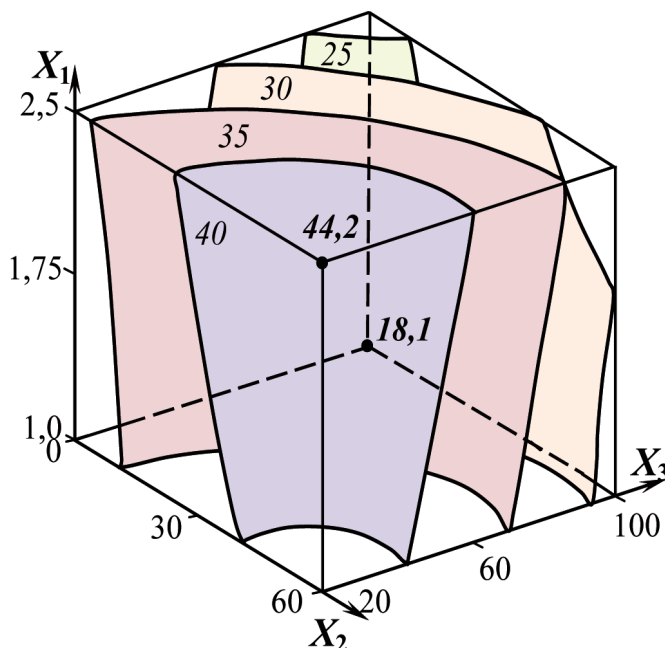


Рис. 8. Влияние варьируемых факторов на разрушающую силу колонн

угла откола до 60° разрушающая сила возрастает до своего граничного значения 44,2 тс при условии, что высота откола составит 20 мм при высоте колонны 2,5 м (рис. 8).

Влияние же высоты откола на разрушающую силу изделий совсем противоположно. С увеличением высоты откола до 100 мм несущая способность снижается до 30 тс.

ВЫВОДЫ

В ходе проведенных исследований установлена остаточная несущая способность железобетонных колонн прямоугольного сечения, поврежденных в процессе эксплуатации.

В ходе экспериментально-статистического моделирования установлено, что наибольшее влияние на остаточную несущую способность имеет угол откола и глубина повреждения. Так, с увеличением угла откола до 60° разрушающая сила возрастает до своего граничного значения 44,2 тс при высоте откола 20 мм. С увеличением высоты откола до 100 мм несущая способность снижается до 30 тс. Высота колонны незначительно влияет на повышение разрушающей силы. При увели-



чений высоты колонны с 1,0 м до 2,5 м разрушающая сила возрастает всего на 2 тс. В дальнейшем результаты экспериментов будут использованы при разработке методики определения остаточной несущей способности железобетонных колонн различной гибкости, поврежденных в процессе эксплуатации.

БИБЛІОГРАФІЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану: ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016. – [Чинний від 2017-04-01]. – Київ: «УкрНДНЦ», 2017. – III, 45 с. – (Нац. стандарт України).
2. Клименко Є.В. Технічний стан будівель та споруд / Є.В. Клименко. – Одеса: ОДАБА; Умань: Уманське комунальне видавничо-поліграфічне підприємство, 2010. – 284 с.
3. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-98:2009. – [Чинні від 2011-06-01]. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2011. – 71 с. – (Буд. норми України).
4. Торьяник М.С. Косое внецентренное сжатие и косой изгиб в железобетоне / М.С. Торьяник. – Киев: Госстройиздат УССР, 1961. – 156 с.
5. Торьяник М.С. Экспериментально-теоретические исследования обычных и предварительно напряженных железобетонных элементов при некоторых сложных деформациях / М.С. Торьяник, Л.В. Фалеев, Л.И. Сердюк // Строит. конструкции. – 1972. – Вып. 19. – С. 119-124.
6. Клименко Е.В. Поврежденные бетонные сжатые конструкции: работа, расчет / Е.В. Клименко, Г.М. Мустафа. – Одесса: ОНУ им. И.И. Мечникова, 2014. – 169 с.
7. Клименко Е.В. Работа поврежденных железобетонных колонн / Е.В. Клименко, Т.А. Крутько. – Одесса: ОГАСА, 2014. – 137 с.
8. Klymenko Ye.V., Orieshkovich M. & Kos Z. Approach to calculation of structural reliability and procedures for the evaluation of current state of construction // Вісн. ОДАБА. – Одеса: ОДАБА, 2015. – Вип. 61. – С. 176-185.
9. Вознесенский В.А. Численные методы решения строительно-технологических задач на ЭВМ / В.А. Вознесенский, Т.В. Ляшенко, Б.Л. Огарков. – Киев: Вища школа, 1989. – 327 с.

REFERENCES

1. Nastanova shchodo obstezhennia budivel i sporud dlia vyznachennia ta otsinky yikh tekhnichnoho stanu [Guidelines for inspection of buildings and facilities for identification and evaluation of their technical condition]. (2017). DSTU-N B V.1.2-18:2016 from 1st April 2017. – K.: SE "UkrNDNC" [in Ukrainian].

2. Klymenko Ye.V. (2010). Tekhnichni stan budivel ta sporud [Technical condition of buildings and structures]. - Odessa: ODABA; Uman: Umanske komunalne vyd.-polihrafichne pidpriemstvo [in Ukrainian].
3. Betonni ta zalizobetonni konstruktsii. Osnovni polozhennia [Concrete and reinforced concrete structures. Basic provisions]. (2011). DBN V.2.6-98:2009 from 1st June 2011. - K.: SE "Ukrarhbudinform" [in Ukrainian].
4. Torianik M.S. (1961). Kosoe vnetsentrennoe szhatie i kosoi izgib v zhelezobetone [Oblique eccentric compression and oblique bending in reinforced concrete]. – K.: Gosstroizdat USSR [in Russian].
5. Torianik M.S., Faleev L.V. & Serdiuk L.I. (1972). Eksperimentalno-teoreticheskie issledovaniia obychnykh i predvaritelno napriazhennykh zhelezobetonnykh elementov pri nekotorykh slozhnykh deformatsiakh [Experimental-theoretical studies of non-prestressed and prestressed reinforced concrete elements with some complex deformations]. Stroit. konstruktsii – Building constructions, 19, 119-124 [in Russian].
6. Klymenko Ye.V. & Mustafa G.M. (2014). Povrezhdennye betonnye szhatye konstruktsii: rabota, raschet [Damaged concrete compressed structures: behavior, calculation]. - Odessa: ONU n. a. I.I. Mechnikov [in Russian].
7. Klymenko Ye.V. & Krutko T.A. (2014). Rabota povrezhdennykh zhelezobetonnykh kolonn [Behavior of damaged reinforced concrete columns]. - Odessa: OGASA [in Russian].
8. Klymenko Ye.V., Orieshkovich M. & Kos Z. (2015). Approach to calculation of structural reliability and procedures for the evaluation of current state of construction. Visn. Odeskoi derzh. akad. bud-va ta arkhitektury – Her. of the Odessa State Acad. of Civil Engineering and Architecture, 61, 176-185. Odessa: ODABA [in English].
9. Voznesenskii V.A., Liashenko T.V. & Ogarov B.L. (1989). Chislennye metody resheniia stroitelno-tekhnologicheskikh zadach na EVM [Numerical methods for solving construction-technological problems on a computer]. – K.: Vyshcha shkola [in Russian].

Статья поступила в редакцию 15.08.2017 г.



УДК 699.841:624.042.7



МУРАШКО О.В.

Канд. технічних наук, доц.,
Одеська державна академія
будівництва та архітектури,
м. Одеса, Україна,
e-mail: alexeymurashko@gmail.com,
тел.: +38 (067) 773-35-03,
ORCID: 0000-0002-2812-5951



ДОРОФЕЄВ В.С.

Д-р технічних наук, проф.,
Одеський національний морський
університет,
м. Одеса, Україна,
e-mail: dorvs@ukr.net,
тел.: +38 (050) 415-39-94,
ORCID: 0000-0002-2412-4134



ГУБАНОВ О.С.

Провідний конструктор,
ПП «Капітель-М»,
м. Одеса, Україна,
e-mail: gubanov777@ukr.net,
тел.: + 38 (095) 475-36-17



БЕНРАДІ І.

Аспірант, Одеська державна
академія будівництва та
архітектури,
м. Одеса, Україна,
e-mail: ilham.ben91@gmail.com,
тел.: + 38 (093) 558-79-55

СЕЙСМОСТІЙКІСТЬ БУДИНКІВ З БЕЗРИГЕЛЬНИМ КАРКАСОМ ПРИ РІЗНІЙ КОНФІГУРАЦІЇ ЗА ВИСОТОЮ

АНОТАЦІЯ

Метою даного дослідження є вивчення впливу нерівномірності конфігурації по висоті чотириповерхових будинків з безригельним каркасом без діафрагм і ядер жорсткості. Основну увагу приділено цим будівлям через те що така поверховість цих будівель обмежена нормативними документами для зон сейсмічності 7 балів.

Сейсмостійкість будівель оцінювали за допомогою нелінійного статичного методу розрахунку, реалізованого у програмному комплексі ETABS 2016. Основний параметр, що розглядали на Pushover кривій - граничне спектральне прискорення. В основній частині роботи представлено форми планів поверхів і їх параметри. Робота є складовою частиною розроблюваної Української тривірневої системи оцінювання фактичної сейсмостійкості будівель.

У статті пропонується чисельний параметр, що дозволяє визначити ступінь нерегулярності будівлі: відсоток об'ємного вирізу - параметр, пов'язаний із загальними пропорціями плану поверху, висотою поверху і всієї будівлі, а також зменшенням загального об'єму шляхом відсікання від основної прямокутної моделі будівлі. За результатами аналізу видно, що зміна конфігурації будівлі по висоті дозволяє змінити його сейсмостійкість

більш ніж у 2 рази (граничне спектральне прискорення змінюється від 0,0736 до 0,1543 г). Також відслідковується чітка тенденція впливу запропонованої величини оцінки регулярності - відсотки об'ємного вирізу.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: сейсмостійкість, безригельний каркас, нерегулярність по висоті, система оцінювання фактичної сейсмостійкості.

СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ ЗДАНИЙ С БЕЗРИГЕЛЬНЫМ КАРКАСОМ ПРИ РАЗНОЙ КОНФИГУРАЦИИ ПО ВЫСОТЕ

МУРАШКО А.В. Канд. технических наук, доц.,
Одесская государственная академия строитель-
ства и архитектуры,
г. Одесса, Украина,
e-mail: alexeymurashko@gmail.com,
тел.: +38 (067) 773-35-03,
ORCID: 0000-0002-2812-5951

ДОРОФЕЕВ В.С. Д-р технических наук, проф.,
Одесский национальный морской университет,
г. Одесса, Украина,
e-mail: dorvs@ukr.net,
тел.: +38 (050) 415-39-94,
ORCID: 0000-0002-2412-4134



ГУБАНОВ А.С. Ведущий конструктор,
ЧП «Капиталь-М»,
г. Одесса, Украина,
e-mail: gubanov777@ukr.net,
тел.: + 38 (095) 475-36-17

БЕНРАДИ И. Аспирант, Одесская государственная академия строительства и архитектуры,
г. Одесса, Украина,
e-mail: ilham.ben91@gmail.com,
тел.: + 38 (093) 558-79-55

АННОТАЦИЯ

Целью данного исследования является изучение влияния неравномерности конфигурации по высоте четырехэтажных зданий с безригельным каркасом без диафрагм и ядер жесткости. Основное внимание уделено зданиям с безригельным каркасом, по причине того, что такая этажность этих зданий ограничена нормативными документами для зон сейсмичностью 7 баллов.

Сейсмостойкость зданий оценивалась с помощью нелинейного статического метода расчета, реализованного в программном комплексе ETABS 2016. Основным параметр, который рассматривался на Pushover кривой – предельное спектральное ускорение. В основной части работы приведены формы планов этажей с их параметрами. Работа является составной частью разрабатываемой Украинской трехуровневой системы оценки фактической сейсмостойкости зданий.

В статье предлагается численный параметр, который позволяет определить степень нерегулярности здания: процент объемного выреза - параметр, связанный с общими пропорциями плана этажа, высотой этажа и всего здания, а также уменьшением общего объема путем отсечения от основного прямоугольного модельного здания. По результатам анализа видно, что изменение конфигурации здания по высоте позволяет изменить его сейсмостойкость более чем в 2 раза (предельное спектральное ускорение изменяется от 0,0736 до 0,1543 г). Также отслеживается четкая тенденция влияния предлагаемой величины оценки регулярности – процента объемного выреза.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: сейсмостойкость, безригельный каркас, нерегулярность по высоте, система оценки фактической сейсмостойкости.

SEISMIC RESISTANCE OF FLAT SLAB FRAMEWORK BUILDINGS WITH DIFFERENT VERTICAL CONFIGURATIONS

MURASHKO O.V. PhD, Ass. Prof., Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture,
Odessa, Ukraine,
e-mail: alexeymurashko@gmail.com,
tel.: +38 (067) 773-35-03,
ORCID: 0000-0002-2812-5951

DOROFYEV V.S. Dr, Prof., Odessa National Maritime University,
Odessa, Ukraine,
e-mail: dorvs@ukr.net,
tel.: +38 (050) 415-39-94,
ORCID: 0000-0002-2412-4134

GUBANOV O.S. Lead designer, PE «KAPITEL-M»,
Odessa, Ukraine,
e-mail: gubanov777@ukr.net,
tel.: + 38 (095) 475-36-17

BENRADI I. PG student, Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture,
Odessa, Ukraine,
e-mail: ilham.ben91@gmail.com,
tel.: + 38 (093) 558-79-55

ABSTRACT

The purpose of this study is to analyze the effect of vertical irregularity in four-story buildings with a reinforced concrete flat slab frame without diaphragms and cores. The main attention is paid to buildings with a flat slab frame, for which such amount of stories is limited by building codes for zones with seismicity 7 grade.

Seismic resistance of buildings was estimated using a nonlinear static Pushover method implemented in the ETABS 2016 software package. Main parameter that was considered from the pushover curve is the ultimate spectral acceleration. A table with the shapes of floor plans, their parameters and analysis are presented in the main part of the work. The work is an integral part of the developed Ukrainian three-tiered system for assessing the actual seismic resistance of buildings.

The paper proposes a numerical parameter that allows to determine the degree of building's irregularity: the percentage of the volume cutoff. It is the parameter associated with the overall proportions of the floor plan, the height of the floor and the whole building, and also reducing the overall volume by cutting off from the basic rectangular model building. According to the results of the analysis, it can be seen that the change in the configuration of the building in height makes it possible to change its seismic resistance more than 2 times (the limiting spectral acceleration varies from 0.0736g to 0.1543g). A clear trend is also observed for the proposed value of the regularity estimate, i. e. the percentage of the volume cutoff.

KEY WORDS: seismic resistance, flat slab frame, vertical irregularity, system of actual seismic resistance assessment.

ВВЕДЕНИЕ

Существующий мировой опыт свидетельствует о многообразии методик оценки фактической сейсмостойкости зданий: от упрощенных методик,



до расчетно-экспериментальных систем оценки. Многообразие существующих методов оценки сейсмостойкости зданий и сооружений в сложившейся в Украине ситуации можно разделить на три уровня [1-2].

Оценка фактической сейсмостойкости 1-го уровня (ОФС-1). Для оценки сейсмического риска территорий и разработки плановых мероприятий по повышению сейсмостойкости для обеспечения необходимого уровня надежности, а также разработки комплекса мероприятий по ликвидации последствий землетрясений в мировом опыте применяются методики в виде формы, составляемой на основании результатов визуального обследования.

Хорошо известными являются зарубежные системы [3-6]. Для такого рода оценки зданий необходимо развить собственную методику оперативной оценки с учетом Украинской специфики строительства.

Оценка фактической сейсмостойкости 2-го уровня (ОФС-2). Формализованный подход к оценке сейсмостойкости в форме паспортизации для объектов массового строительства, который должен реализовываться в соответствии с требованиями ДБН В. 1.1-12:2006 и международным нормативным опытом.

Оценка фактической сейсмостойкости 3-го уровня (ОФС-3). Для объектов экспериментального строительства, особо ответственных и уникальных объектов необходимо не только проведение инженерно-сейсмометрических испытаний, но также и расчетная проверка работы конструкций здания при помощи численного моделирования нелинейной работы конструкций здания при сейсмическом воздействии, которое описывает его при помощи акселерограмм, записанных на площадке строительства. Исходя из описанного сочетания экспериментально-расчетных операций, можно сделать заключение о том, какова фактическая сейсмостойкость конкретного объекта с учетом реальных характеристик конструкций и воздействия, которое было записано на площадке, где находится объект.

Данная работа является составной частью первого и второго уровней разрабатываемой системы ОФС.

МИРОВОЙ ОПЫТ

В рамках существующих систем оценки фактической сейсмостойкости, применяемых в сейсмических районах разных государств, нормативными документами регламентируется учет такого фактора, как «влияния неравномерности распределения жесткостей». Так, для широко известной американской FEMA-154 [3] степень влияния этого фактора составляет до 92% (в зоне максимумов для зон с высокой сейсмичностью), для Швейцарской системы [4] - до 100% (как в зоне

минимума, так и в зоне максимума), а для новозеландской [5-6] этот параметр также изменяется в довольно широких пределах, однако в этом случае он служит для определения нормативной величины риска, с которой и будут сравниваться обследуемые здания. Таким образом, опираясь на мировой опыт, при разработке Украинской системы оценки фактической сейсмостойкости возникла необходимость в анализе влияния неравномерности распределения жесткостей.

В данной работе внимание уделено зданиям с безригельным каркасом с диафрагмами и ядрами жесткости, для которых этажность нормативно ограничена четырьмя этажами в зонах с сейсмичностью 7 баллов.

Цель работы: выполнить обобщенный анализ сейсмостойкости четырехэтажного здания с безригельным каркасом без диафрагм и разной конфигурацией по высоте и предложить количественный критерий оценки нерегулярности.

ТЕХНИЧЕСКИЙ ПОДХОД ИССЛЕДОВАНИЯ

Современная теория сейсмостойкости предлагает два основных метода расчета: спектральный метод и прямой динамический. Существует еще один метод, называемый нелинейным статическим (Pushover Analysis), который, с одной стороны является инженерным, с другой, позволяет в той или иной степени учесть нелинейные свойства конструкций не в виде коэффициента к инерционным силам (как это сделано в спектральном методе), а непосредственно из запасов сооружения. Данный метод позволяет оценить поведение конструкции при сейсмических воздействиях за пределом упругости. Этот метод связывает несущую способность, представленную как зависимость перемещения верха здания от силы сдвига в основании, с сейсмическим требованием, представленным в виде спектра реакции. Вычисляется точка пересечения графиков несущей способности и спектра реакции - динамического равновесия, по которой определяется ожидаемое поведение конструкции (рис. 1).

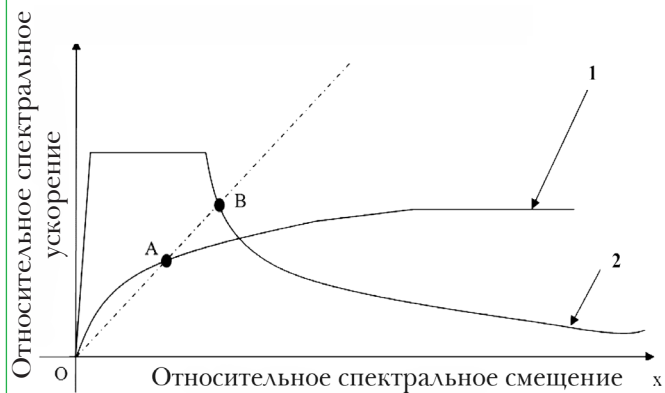


Рис. 1. Наложение спектра несущей способности на спектр воздействия и определение точки состояния: 1 – кривая несущей способности; 2 – кривая «Сейсмического требования»



При этом можно построить как кривую несущей способности, наложенную на график сейсмического требования, так и проанализировать работу конструкций в нелинейной постановке на каждой стадии приложения нагрузки. В результате расчета нелинейным статическим методом (Pushover analysis), инженер-исследователь оценивает реальные запасы конструкции в результате учета пластических и других неупругих свойств конструкций здания.

ОСНОВНАЯ ЧАСТЬ

Исследование конфигурации плана. Численное исследование представлено в виде оценки эффекта влияния конфигурации плана на сейсмический ответ здания. 22 модели (R1 – R22) были разработаны с использованием программного комплекса ETABS 2016. Форма выреза была выбрана прямоугольной. Классификация параметров формы включает размеры и общее соотношение сторон, форму плана, относительная величина объемного выреза (далее по тексту ОВОВ):

$$V_p = (c \cdot d \cdot h_{zm}) / (a \cdot b \cdot h_{30}) \cdot 100\%,$$

где V_p – параметр, связанный с общими пропорциями перекрытия, высоты этажа и всего здания, а также уменьшения объема отрезанной от основной прямоугольной модели здания ($a \times b \times h$), покрывающей всю область плана. Для заданного набора значений, изменение V_p дает различные формы плану, расположение вырезов и, следовательно, эксцентриситет между центром жесткости и центром масс здания.

Численное моделирование на данном этапе необходимо, чтобы учесть отдельно влияние неравномерной конфигурации планов этажей, а также для углубленного анализа всего многообразия подобного рода нерегулярности, так как при натурных исследованиях вычленив влияние именно этого вида нерегулярности довольно сложно по причине того, что часто в зданиях присутствуют две и более нерегулярности одновременно (например, неуравновешенные жесткости, вызванные большими отверстиями (проемы под лестничные

клетки и лифтовые шахты) нерегулярное расположение нагрузок и т.д.). Учет влияния наружных и внутренних стен заполнения, перегородок не производили.

Параметры численной модели. Горизонтальные элементы состоят из монолитных железобетонных перекрытий. Сейсмические массы сосредоточены на уровне каждого перекрытия с равномерным распределением по площади. Постоянная нагрузка на перекрытие принята $3,0 \text{ кН/м}^2$, а временная нагрузка – $2,0 \text{ кН/м}^2$. Основной моделью для данного исследования является четырехэтажное здание с безригельным каркасом без диафрагм, прямоугольной формы, $36 \times 36 \text{ м}$. Высота этажа – $3,0 \text{ м}$. В численную модель здания были заложены материалы со следующими характеристиками: колонны – бетон В25 (С20/25), арматура – $4\text{Ø}16\text{A}400$ (угловые стержни), $\text{Ø}8\text{A}400$ (хомуты); перекрытия – бетон В25 (С20/25), арматура – $\text{Ø}12\text{A}400$ (фоновая, нижний и верхний ряды в продольном и поперечном направлениях), $\text{Ø}16\text{A}400$ (дополнительная). План и разрез расчетной модели приведены на рис. 2 и 3.

Сравнение характеристик моделей основано на оценке максимального значения спектраль-

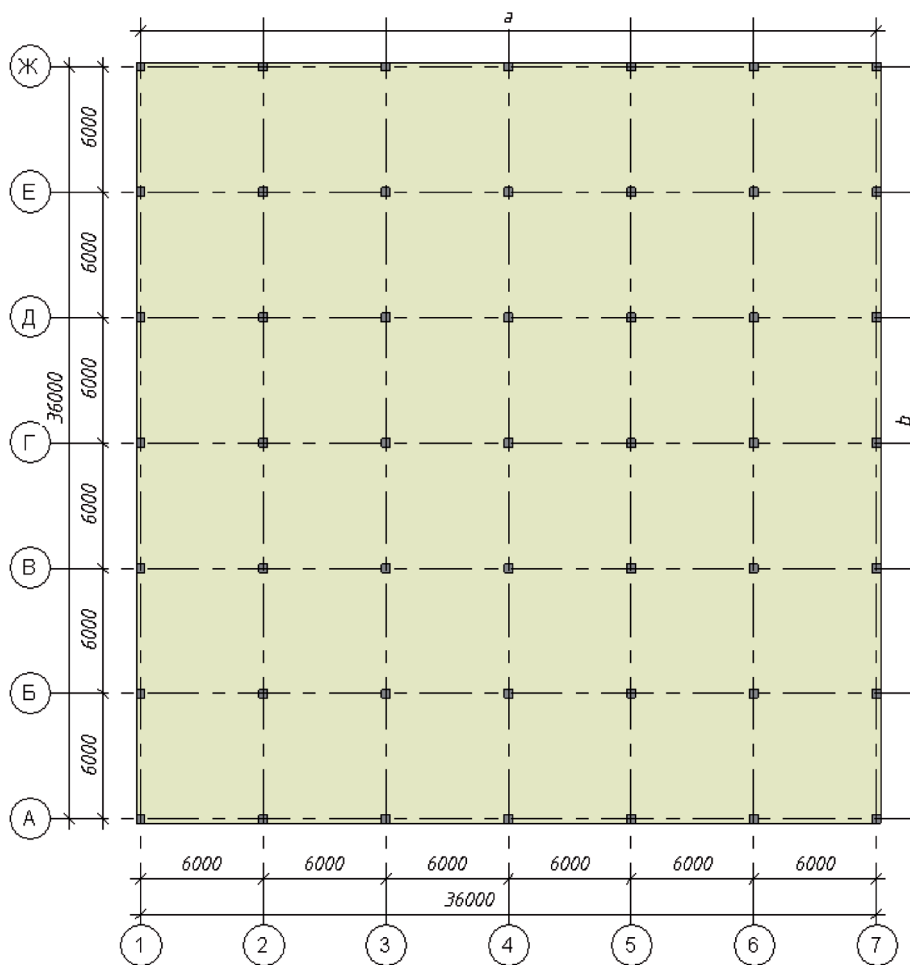


Рис. 2. План эталонной расчетной модели здания



ного ускорения в уровне основания, полученного при анализе. Есть множество возможных конфигураций плана для жилых домов, но не все из них обычно используются в дизайне зданий. Таким образом, на первом шаге необходимо было определить наиболее часто используемые конфигурации плана (формы) для каркасных зданий.

В качестве эталонной была выбрана квадратная форма плана здания с $R=36/36=1$, в которой жесткости распределены симметрично, т.е. жесткости в двух направлениях в плоскости плана подобны. В зданиях с тем же базовым прямоугольником ($a \times b$), изменение выреза (по сравнению с базовым прямоугольником) непосредственно влияет два фактора, которые отражаются на сейсмических характеристиках здания: эксцентриситет и сейсмическая масса. В табл. 1 приведен перечень рассмотренных вариантов нерегулярности по высоте здания.

По результатам проведенного анализа видно, что наибольшей сейсмостойкостью обладает схема R13 (одна из контрольных точек исследования), в которой было полностью удалено два верхних этажа, а наименьшей R19 с симметричным вырезом в уровне только верхнего 4-го этажа. Также анализируя рис. 4 и 5 можно отметить, что изменение конфигурации здания по высоте позволяет изменять его сейсмостойкость в 2 раза (предельное спектральное ускорение изменяется от 0,0736 до 0,1543 г.).

При этом на рис. 5 отслеживается четкая тенденция влияния предлагаемой величины оценки регулярности – относительной величины объемного выреза. Можно также отследить, что при равных величинах процента объемного выреза спектральное ускорение может изменяться в довольно больших пределах (20-25)%. Это объясняется тем, что на данном этапе исследования не учитывается еще один параметр нерегулярности по высоте – относительный эксцентриситет выреза. Влияние данного параметра находится в разработке и будет освещено в последующих публикациях.

Таблица 1. Таблица параметров формы для каркасного здания

№ п/п	Форма плана этажа		ОВОВ, $C_p, \%$	Относительное ускорение	Бальность
	третьего	четвертого			
R1			0.0	0.0931	6.859
R2			4.2	0.0843	6.687
R3			8.3	0.081	6.623
R4			12.5	0.0816	6.634
R5			16.7	0.084	6.681
R6			20.8	0.0887	6.771
R7			25.0	0.1178	7.382
R8			8.3	0.0962	6.922
R9			16.7	0.0824	6.650
R10			25.0	0.0906	6.808
R11			33.3	0.097	6.938
R12			41.7	0.112	7.256
R13			50.0	0.1543	8.046
R14			12.5	0.0793	6.592
R15			20.8	0.0855	6.709
R16			29.2	0.0936	6.868
R17			37.5	0.1066	7.140
R18			45.8	0.1106	7.226
R19			8.3	0.0737	6.487
R20			25.0	0.0859	6.716
R21			37.5	0.1234	7.502
R22			45.8	0.1353	7.743

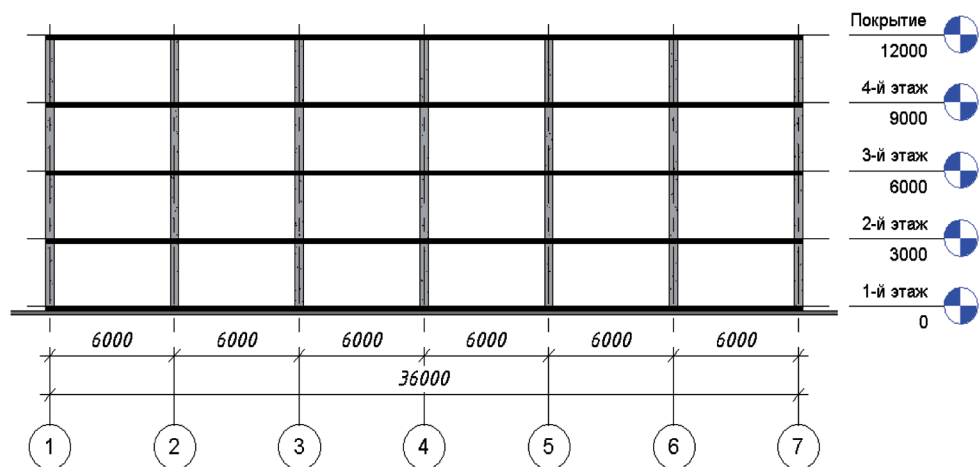


Рис. 3. Разрез эталонной расчетной модели здания

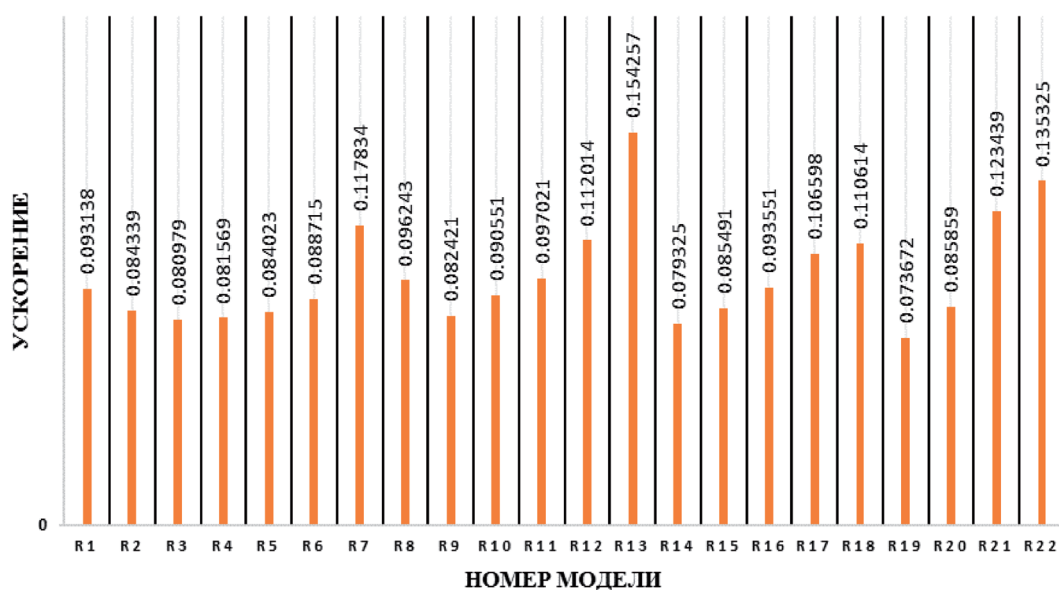


Рис. 4. Гистограмма полученной сейсмостойкости для моделей R1 – R22

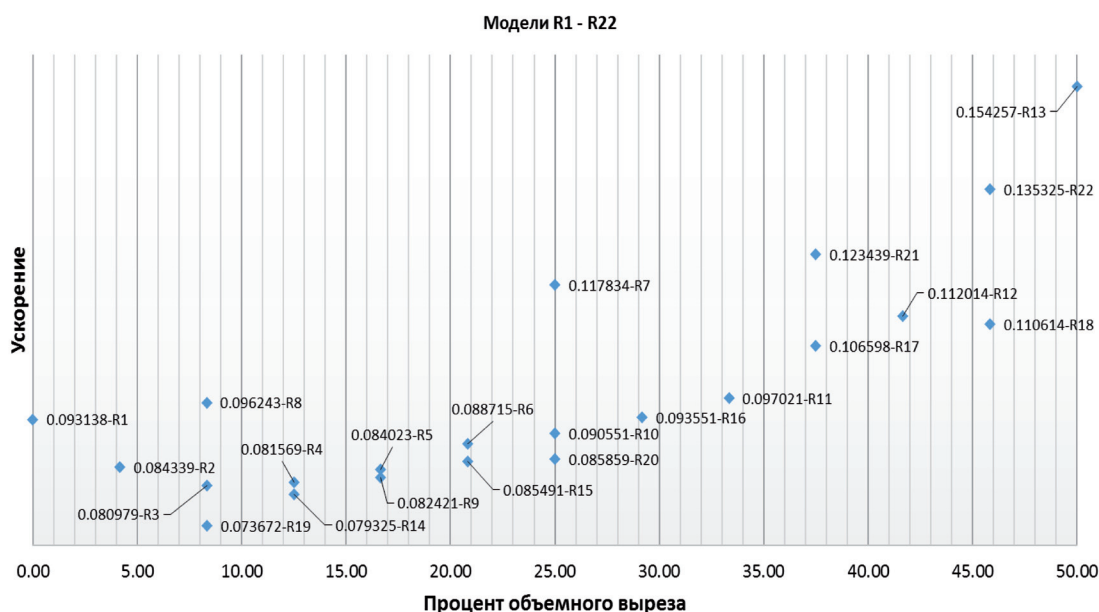


Рис. 5. Влияния относительной величины объемного выреза V_p на предельную величину спектрального ускорения



ВЫВОДЫ

1. Выполнено исследование сейсмостойкости четырехэтажных зданий различной конфигурации по высоте с безригельным каркасом без диафрагм.
2. Предложен подход к классификации параметров формы выреза и оценке влияния выреза на сейсмостойкость здания.
3. Выполнен расчет 22 моделей (R1 – R22) с использованием программного комплекса ETABS 2016. Расчет выполнен с применением нелинейного статического метода (Pushover Analysis), который позволяет учесть нелинейные свойства конструкций непосредственно из запасов сооружения.
4. Прослеживается тенденция влияния ОВОВ на сейсмостойкость здания, что позволяет таким образом давать оценку нерегулярности зданий, возводимых в сейсмических районах.
5. Результаты данного исследования могут быть использованы для разрабатываемой системы оценки фактической сейсмостойкости существующих зданий с безригельным каркасом.
6. На сегодняшний день ведутся работы по численному анализу влияния различных форм выреза: L-форма, Т-форма, U-форма, Z-форма, а также влияние стен-диафрагм и их расположения в конструктивной схеме здания.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК (REFERENCES)

1. Murashko, O., Dorofeev, V., Yegupov, K. & Adamov, O. (2014). A new approach to buildings seismic resistance assessment in Ukraine. Proc. of the 2nd European Conf. on Earthquake Engineering and Seismology, August 24-29, Istanbul, Turkey pp. 138-143.
2. Murashko, O.V. (2017). Unified approach to estimation of seismic resistance of confined masonry buildings and reinforced concrete frame buildings with nonbearing infill. Intern. J. of Research in Engineering & Technology [IJRET]. Bangalore, India, Vol. 06. Iss. 01, January 2017, pp. 69-73.
3. Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: Handbook FEMA 154, ed. 3. January 2015. – 388 p.
4. Vérification de la sécurité parasismique des bâtiments existants Concept et directives pour l'étape 1 Richtlinien des BWG – Directives de

l'OFEG – Dirretive dell'UFAEG Berne, 2005, Deuxième édition. – 24 p.

5. Assessment and Improvement of the Structural Performance of Buildings in Earthquakes Prioritisation Initial Evaluation Detailed Assessment Improvement Measures Recommendations of a NZSEE Study Group on Earthquake Risk Buildings June 2006 Including Corregendum № 1, department of building and housing, 2006. - 343 p.
6. NZS 1170.5-2004. Earthquake actions - New Zealand [Электронный ресурс] / Technical Committee BO-006-04 // Standards New Zealand. – 2004. – Режим доступа до ресурсу: <https://law.resource.org/pub/nz/ibr/nzs.1170.5.s1.2004.pdf>. Дата звернення 20.04.2018.

Статья поступила в редакцию 15.08.2017 г.



УДК 624.21



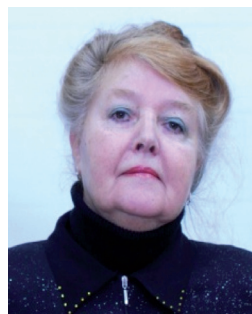
КОВАЛЬ П.М.

Канд. технічних наук, проф.,
зав. каф., Національна академія
образотворчого мистецтва і
архітектури,
м. Київ, Україна,
e-mail: koval_pm@meta.ua,
тел.: +38 (050) 312-69-98,
ORCID: 0000-0002-0040-5900



СТОЯНОВИЧ С.В.

Канд. технічних наук,
ст. викл., Національна академія
образотворчого мистецтва і
архітектури,
м. Київ, Україна,
e-mail: serhiy_st1985@meta.ua,
тел.: +38 (050) 692-03-65,
ORCID: 0000-0002-1363-7356



ТРОФИМОВИЧ Н.В.

Канд. технічних наук, доц.,
Національна академія обра-
зотворчого мистецтва і
архітектури,
м. Київ, Україна,
e-mail: trofimovichnv@ukr.net,
тел.: +38 (067) 647-23-91,
ORCID: 0000-0002-4657-3424

РОБОТА НА ЗГИН ЗБІРНО- МОНОЛІТНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВ МОСТІВ

АНОТАЦІЯ

Вступ. Аналіз досліджень та публікацій. У статті визначена ефективність використання збірно-монолітних прогонових будов при будівництві мостів в Україні. Проаналізовано дослідження щодо роботи збірно-монолітних конструкцій різними авторами.

Мета. Метою даної роботи є визначення необхідності врахування стадійності роботи на згин збірно-монолітних залізобетонних прогонових будов мостів при їх розрахунку залежно від довжини прогону.

Результати досліджень. Проведено теоретичні дослідження збірно-монолітних залізобетонних прогонових будов із попередньо напружених збірних мостових балок типу «ЗВет-120» з довжинами прогонів від 9 до 33 м. У поперечному напрямку відстань між осями балок становить 1,6 м. Балки об'єднані між собою монолітною залізобетонною плитою товщиною 210 мм. Армування балок здійснюється попередньо напруженими канатами типу К-7 діаметром 12,8 мм. Розрахунки конструкцій виконували без врахування стадійності роботи на згин за чинними державними будівельними нормами будівництва ДБН В.2.3-14-2016 та із врахуванням стадійності згідно з положеннями розробленої авторами методики розрахунку залізобетонних збірно-

монолітних прогонових будов мостів. Аналізували зміну напружень бетону на нижній і верхній гранях балок залежно від стадії роботи та довжини прогону балок. Побудовано графіки зміни напружень бетону залежно від довжини прогону балок. Встановлено, що при довжинах прогонів балок 9 м врахування стадійності дає збільшення напруження до 13,2 %. При збільшенні прогонів різниця у результатах суттєво зростає і при прогонах балок 15 м напруження на 40 % більші при врахуванні стадійності, ніж без її врахування.

Висновки. Рекомендується розрахунок збірно-монолітних прогонових будов мостів при довжині прогонів більше 9 м обов'язково виконувати із врахуванням стадійності їх роботи.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: міст, прогонова будова, балка, напруження, збірно-монолітний залізобетон.

РАБОТА НА ИЗГИБ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ МОСТОВ

КОВАЛЬ П.Н. Канд. технических наук, проф.,
зав. каф., Национальная академия изобразитель-
ного искусства и архитектуры,
г. Киев, Украина,
e-mail: koval_pm@meta.ua,
тел.: +38 (050) 312-69-98,
ORCID: 0000-0002-0040-5900



СТОЯНОВИЧ С.В. Канд. технических наук, ст. преподаватель, Национальная академия изобразительного искусства и архитектуры, г. Киев, Украина, e-mail: serhiy_st1985@meta.ua, тел.: +38 (050) 692-03-65, ORCID: 0000-0002-1363-7356

ТРОФИМОВИЧ Н.В. Канд. технических наук, доц., Национальная академия изобразительного искусства и архитектуры, г. Киев, Украина, e-mail: trofimovichnv@ukr.net, тел.: +38 (067) 647-23-91, ORCID: 0000-0002-4657-3424

АННОТАЦИЯ

Введение. Анализ исследований и публикаций. Определена эффективность использования сборно-монолитных пролетных строений при строительстве мостов в Украине. Проанализированы исследования работы сборно-монолитных конструкций различными авторами.

Цель. Целью данной работы является определение необходимости учета стадийности работы на изгиб сборно-монолитных железобетонных пролетных строений мостов при их расчете в зависимости от длины пролета.

Результаты исследований. Проведены теоретические исследования сборно-монолитных железобетонных пролетных строений из предварительно напряженных сборных мостовых балок типа «3Bet-120» длиной пролета от 9 до 33 м. В поперечном направлении расстояние между осями балок составляет 1,6 м. Балки объединены между собой монолитной железобетонной плитой толщиной 210 мм. Армирование балок осуществляется предварительно напряженными канатами типа К-7 диаметром 12,8 мм. Расчеты выполняли без учета стадийности работы на изгиб по действующим государственным строительным нормам ДБН В.2.3-14-2016 и с учетом стадийности согласно положениям, разработанным авторами методики расчета железобетонных сборно-монолитных пролетных строений мостов. Анализировали изменение напряжений бетона на нижней и верхней гранях балок в зависимости от стадии работы и длины пролета балок. Построены графики изменения напряжений бетона в зависимости от длины пролета балок. Установлено, что при длине пролетов балок 9 м учет стадийности дает напряжение до 13,2% больше, чем без учета стадийности. При увеличении пролетов разница в результатах существенно возрастает и при пролетах балок 15 м напряжение на 40% больше при учете стадийности, чем без ее учета.

Выводы. Рекомендуются расчет сборно-монолитных пролетных строений мостов при длине пролетов более 9 м обязательно выполнять с учетом стадийности их работы.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: мост, пролетное строение, балка, напряжение, сборно-монолитный железобетон.

BENDING BEHAVIOR OF PRECAST-MONOLITHIC REINFORCED CONCRETE SPANS OF BRIDGES

KOVAL P.M. PhD, Prof., Head of a chair, National Academy of Fine Arts and Architecture, Kyiv, Ukraine, e-mail: koval_pm@meta.ua, tel.: +38 (050) 312-69-98, ORCID: 0000-0002-0040-5900

STOYANOVICH S.V. PhD, Sen. Lecturer, National Academy of Fine Arts and Architecture, Kyiv, Ukraine, e-mail: serhiy_st1985@meta.ua, tel.: +38 (050) 692-03-65, ORCID: 0000-0002-1363-7356

TROFYMOVYCH N.V. PhD, Ass. Prof., National Academy of Fine Arts and Architecture, Kyiv, Ukraine, e-mail: trofimovichnv@ukr.net, tel.: +38 (067) 647-23-91, ORCID: 0000-0002-4657-3424

ABSTRACT

Introduction. Analysis of research and publications. The effectiveness of using precast-monolithic spans of bridges in Ukraine is defined. The investigations of precast-monolithic structures behavior by different authors are analyzed.

Aim. The aim of this paper is to determine the need to take into account the stages of bending behavior of precast-monolithic reinforced concrete spans of bridges at their calculation depending on the length of the span.

Research results. The theoretical study of precast-monolithic concrete reinforced concrete spans of prestressed precast bridge beams of «3Bet-120» type with the span length from 9 to 33 m is conducted. In the transverse direction, the distance between the axes of the beams is 1.6 m. The beams are interconnected by a monolithic reinforced concrete slab with a thickness of 210 mm. Reinforcement of beams is carried out by prestressed cables of K-7 type with a diameter of 12.8 mm. The calculations were performed without taking into account the stages of bending behavior according to the current norms in Ukraine DBN V.2.3-14-2016 and taking into account the stages in accordance with the provisions of the methodology developed by the authors for calculating the reinforced concrete precast-monolithic spans of bridges. The changes in the stresses of concrete on the lower and upper faces of the beams depending on the stages of behavior and the length of the



beams spans were analyzed. The graphs of changes in the stresses of concrete depending on the length of the beams spans were plotted. It is found out that at the length of the beams spans of 9 m if taking into account the stages, the obtained stress is up to 13,2 % higher than without taking into account the stages. With increasing the spans length, the difference in results significantly increases and for the length of the beams spans of 15 m the stress is by 40% higher when taking into account the stages than without it.

Conclusions. It is recommended that the calculation of precast-monolithic spans of bridges with the length of more than 9 m should be performed taking into account the stages of their behavior.

KEY WORDS: bridge, span, beam, prestressed, precast-monolithic reinforced concrete

ВСТУП

В останні роки в Україні при будівництві нових та реконструкції старих мостів малих і середніх прогонів в основному застосовують прогонові будови зі збірно-монолітного залізобетону.

Виконані до цього часу дослідження показують ефективність використання збірно-монолітних прогонових будов мостів. Використання принципу збірно-монолітності дозволяє в ряді випадків забезпечити підвищення просторової жорсткості та довговічності, зменшення будівельної висоти мостів.

Імовірно, що при будівництві прогонових будов мостів з відносно невеликими прогонами (6 – 24) м, що переважно будувались до цього часу, вплив стадійності на роботу збірно-монолітних прогонових будов мостів був невеликий. Тому у нормах із проектування мостів [6] відсутні рекомендації щодо врахування стадійності роботи збірно-монолітних прогонових будов мостів при їх розрахунку. Але на сьогодні відбувся перехід до будівництва мостів переважно з прогонами (18 – 33) м, тому варто дослідити, як впливає стадійність роботи на напружено-деформований стан збірно-монолітних прогонових будов мостів. Тому заслуговують на увагу питання, пов'язані з дослідженням впливу стадійності роботи на напружено-деформований стан збірно-монолітних прогонових будов мостів в залежності від довжини прогону.

АНАЛІЗ ДОСЛІДЖЕНЬ ТА ПУБЛІКАЦІЙ

З моменту появи першої ідеї збірно-монолітних конструкцій різними вченими в різних країнах проводили ряд теоретичних і експериментальних досліджень цих конструкцій.

Ще в 1952 р. Н. А. Калашниковим було розроблено теоретичні основи розрахунку збірно-монолітних перерізів із використанням попередньо напружених збірних елементів за міцністю і загальні принципи проектування збірно-монолітних конструкцій прогонових будов мостів. Проведені в СоюздорНДІ

під керівництвом Н.А. Калашникова експерименти підтвердили нормальну роботу збірно-монолітних конструкцій, зв'язок в яких між монолітним і збірним бетоном забезпечувався тільки за рахунок зчеплення [1].

Питання жорсткості і тріщиностійкості збірно-монолітних конструкцій висвітлені в теоретичних і експериментальних роботах Н. А. Калашникова і Н. П. Филимоної [2], А. Б. Голишева [3], А. Є. Кузьмичова [4], В. П. Полищука, П. І. Кривошеєва, А. О. Буракаса [5]. Н. А. Калашников [1] один із перших запропонував формулу для визначення моменту виникнення тріщин у розтягнутій зоні, що враховує обтиск частини збірно-монолітного перерізу і навантаження на збірний елемент до омонолічування. Ця формула покладена в основу розрахунку тріщиностійкості мостових конструкцій [6]. На основі розрахункової формули і результатів випробувань Н. А. Калашникова та Н. П. Филимоної [2] було доведено, що послідовність виникнення тріщин у збірному і монолітному бетонах залежить від положення площини спряження. При зменшенні висоти збірного елемента знижується загальна тріщиностійкість усього перерізу.

Б. Г. Гнідцем в роботі [7] запропоновано, опрацьовано і перевірено в процесі експериментальних досліджень методологію випробувань збірно-монолітних нерозрізних попередньо напружених конструкцій прогонових будов мостів та їх стиків, що дало можливість вивчити особливості їх роботи і напружено деформований стан на різних стадіях монтажу і експлуатації.

Дослідження роботи контакту у збірно-монолітних конструкціях нерозрізних прогонових будов, що виконані Салом В. Ю. [8], підтвердили можливість широкої реалізації збірно-монолітних нерозрізних систем мостів із попередньо напруженими стиками.

На основі проведених досліджень Ковалем П.М. та Стояновичем С.В. були запропоновані алгоритми розрахунку збірно-монолітних прогонових будов автодорожніх мостів із урахуванням усіх стадій їх роботи [9], а також розроблено методику розрахунку залізобетонних збірно-монолітних прогонових будов мостів [10].

МЕТА РОБОТИ

Визначити необхідність урахування стадійності роботи збірно-монолітних залізобетонних прогонових будов мостів при їх розрахунку залежно від довжини прогону.

РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕНЬ

Теоретично досліджено збірно-монолітну прогонову будову (рис. 1, а) з використанням збірних попередньо напружених залізобетонних мостових балок типу «3Bet-120» (рис. 1, б), довжиною 9, 12, 15, 18, 21, 24, 27 та 33 м. Габарит моста по ширині становить $\Gamma-10,5+2\cdot0,75$ м. У поперечному напрям-

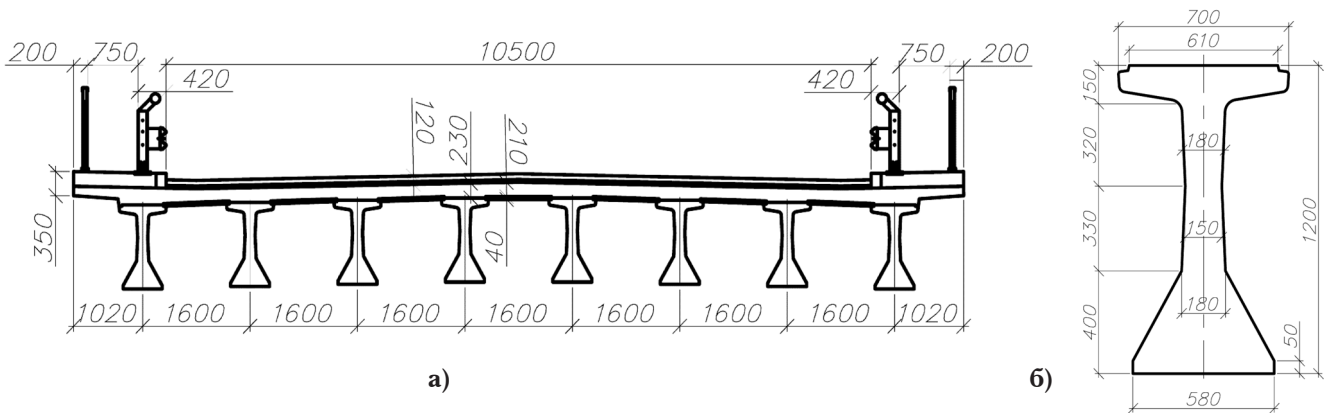


Рис. 1. Поперечні перерізи: а - прогонової будови моста, б - балки типу «3Bet-120»

ку відстань між осями балок становить 1,6 м. Балки об'єднанні між собою монолітною залізобетонною плитою проїзної частини товщиною 210 мм.

Армування балки типу «3Bet-120» здійснюється поздовжньою робочою арматурою: попередньо напружені канати типу К7 діаметром 12,8 мм (загальна кількість напруженої арматури для відповідного прогону збірної балки типу «3Bet-120» зведена в табл. 1), поздовжньою конструктивною – звичайна арматура Ø8 А400С та поперечною арматурою – звичайна арматура Ø8 - 12 А400С. Клас бетону балок за міцністю на стиск В40. Початкове напруження канатів перед бетонуванням становить 1200 МПа.

Клас монолітного бетону плити проїзної частини на стиск В35.

Розрахунок конструкції проводився з врахуванням та без врахування стадійності роботи балок згідно діючих норм [6] та з урахуванням положень, що наведені в [10].

На рис. 2 наведено зведені поперечні перерізи збірної балки (рис. 2, а) та збірної балки разом з монолітною плитою (рис. 2, б).

Розрахунок збірної балки збірно-монолітної прогонової будови з врахуванням стадійності роботи. Оскільки в процесі виготовлення та монтажу збірно-монолітної прогонової будови змінюються геометричні характеристики перерізу, то напруження в бетоні збірних балок необхідно визначати на кожній стадії їх роботи з врахуванням величин напружень на всіх попередніх стадіях.

Згідно з діючими нормами [6, 10, 11] виконали розрахунки величин напружень в бетоні на нижній та верхній гранях балок в залежності від довжини прогону:

- на стадії монтажу збірної балки (стадія 1) та бетонування монолітної плити (стадія 2), коли зусилля від власної ваги балки та ваги бетону монолітної плити сприймає тільки переріз збірної балки (табл. 2);

- на стадії влаштування дорожнього одягу (стадія 3) та експлуатації прогонової будови (стадія 4), коли зусилля від власної ваги усієї конструкції та дії тимчасового навантаження сприймає зведений переріз збірної балки разом з монолітною плитою (табл. 3).

На рис. 3 зображено графіки зміни напружень в бетоні на нижній та верхній гранях балок на кожній стадії їх роботи в залежності від довжини прогону.

Розрахунок збірних балок збірно-монолітної прогонової будови без урахування стадійності роботи. Визначення величини напружень у бетоні збірних балок збірно-монолітної прогонової будови виконували без урахування напружень, що виникають у бетоні балок до набирання бетоном монолітної плити заданої міцності. Навантаження від власної ваги балок, ваги бетону монолітної плити, ваги

Таблиця 1. Кількість напруженої арматури в балках типу «3Bet-120»

Довжина балки L, м	9,0	12,0	15,0	18,0	21,0	24,0	27,0	30,0	33,0
Верхні канати, шт.	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Нижні канати, шт.	16	20	23	36	29	33	37	41	45

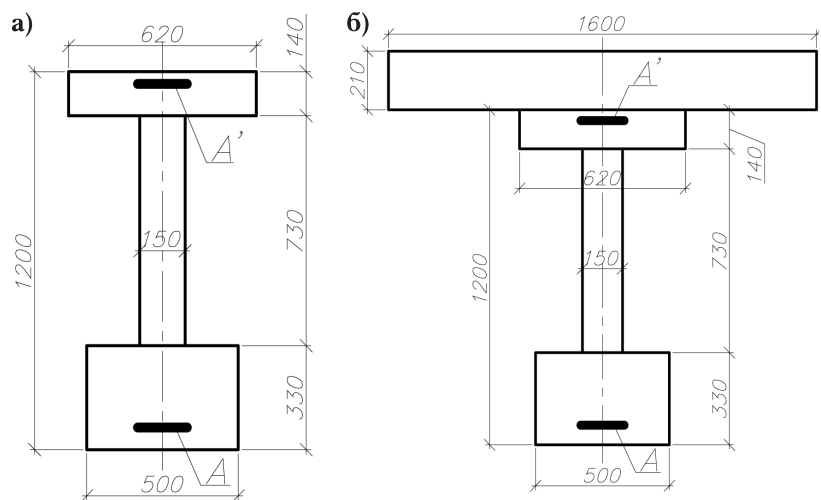


Рис. 2. Зведені перерізи: збірної балки (а), збірної балки об'єднаної з монолітною плитою (б), А – нижня арматура, А' - верхня арматура



дорожнього покриття та тимчасового навантаження сприймає збірно-монолітний переріз.

Отримано такі значення напружень у бетоні на нижній та верхній гранях балок (табл. 4).

Таблиця 2*. Напруження в бетоні збірних балок від постійних навантажень до набору монолітним бетоном плити заданої міцності

Довжина балки L, м		9	12	15	18	21	24	27	30	33
Стадія 1. Напруження від власної ваги збірної балки										
Напруження	σ_n , МПа	-8,93	-10,53	-11,36	-12,27	-12,67	-13,38	-13,76	-13,96	-13,98
	σ_e , МПа	-0,33	-0,52	-1,06	-1,45	-2,5	-3,62	-5,16	-6,91	-8,86
Стадія 2. Напруження на стадії 1 + напруження від ваги монолітного бетону плити										
Напруження	σ_n , МПа	-8,31	-9,39	-9,56	-9,66	-9,11	-8,74	-7,89	-6,73	-5,26
	σ_e , МПа	-1,08	-1,88	-3,24	-4,16	-6,85	-9,33	-12,42	-15,92	-19,8

Таблиця 3*. Напруження в бетоні збірних балок від постійних та тимчасових навантажень, прикладених після набору монолітним бетоном плити заданої міцності

Довжина балки L, м		9	12	15	18	21	24	27	30	33
Стадія 3. Напруження на стадії 2 + напруження від ваги дорожнього одягу										
Напруження	σ_n , МПа	-8,1	-9,02	-8,97	-8,81	-7,94	-7,22	-5,98	-4,36	-2,41
	σ_e , МПа	-1,14	-2,0	-3,43	-4,9	-7,24	-9,84	-13,07	-16,73	-20,79
Стадія 4. Напруження на стадії 3 + напруження від тимчасового навантаження										
Напруження	σ_n , МПа	-6,23	-6,37	-5,59	-4,76	-3,2	-1,8	0,16	2,69	5,54
	σ_e , МПа	-1,74	-2,86	-4,54	-6,24	-8,82	-11,67	-15,16	-19,14	-23,55

Таблиця 4*. Напруження в бетоні збірних балок при розрахунку збірно-монолітної прогонової будови без урахування стадійності роботи

Довжина балки L, м		9	12	15	18	21	24	27	30	33
Стадія 1. Напруження від власної ваги збірної балки та ваги монолітної плити										
Напруження	σ_n , МПа	-8,17	-9,42	-9,96	-10,43	-10,5	-10,81	-10,82	-10,63	-10,25
	σ_e , МПа	-0,84	-1,1	-1,42	-1,75	-2,22	-2,76	-3,4	-4,11	-4,89
Стадія 2. Напруження на стадії 1 + напруження від ваги дорожнього одягу										
Напруження	σ_n , МПа	-7,97	-9,05	-9,36	-9,57	-9,33	-9,29	-8,9	-8,27	-7,41
	σ_e , МПа	-0,91	-1,22	-1,62	-2,03	-2,6	-3,27	-4,05	-4,92	-5,87
Стадія 3. Напруження на стадії 2 + напруження від тимчасового навантаження										
Напруження	σ_n , МПа	-6,1	-6,4	-5,99	-5,51	-4,59	-3,86	-2,77	-1,22	0,57
	σ_e , МПа	-1,51	-2,08	-2,72	-3,37	-4,19	-5,09	-6,14	-7,34	-8,64

* **Примітка:** знак „-” - стиск, знак „+” – розтяг; σ_n – напруження на нижній грані балок; σ_e – напруження на верхній грані.



На рис 4 показано зміна напружень у бетоні на верхній та нижній гранях балок.

За отриманими результатами розрахунку збірних балок збірно-монолітної прогонової будови при врахуванні стадійності їх роботи

та без врахування стадійності були побудовані графіки залежності величини напружень у бетоні збірних балок від їх довжини при дії постійного та тимчасового навантажень (рис. 5).

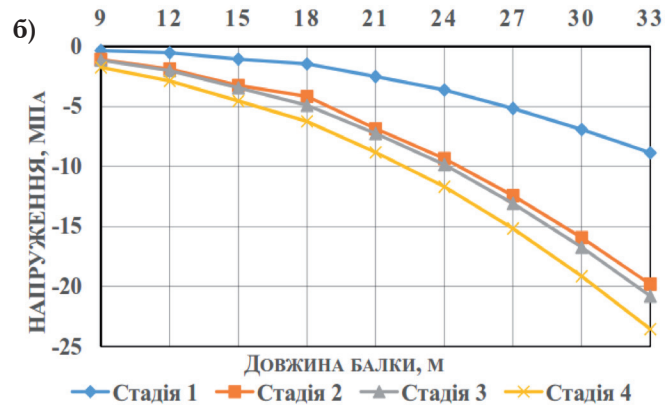
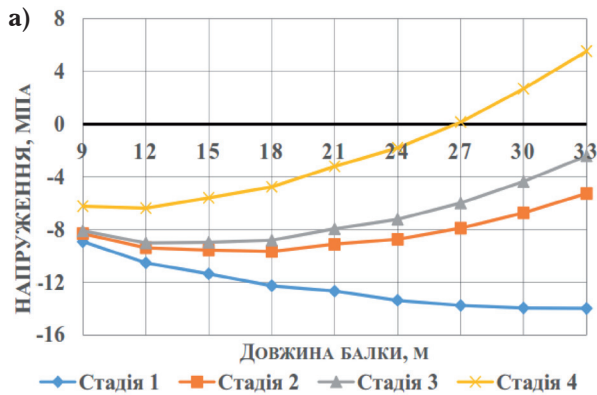


Рис. 3. Зміна напружень у бетоні збірних балок (при врахуванні стадійності роботи): а) на нижній грані балок (σ_n), б) на верхній грані балок (σ_b), де стадія 1 – від власної ваги балки, стадія 2 – від власної ваги балки та монолітного бетону плити (без включення в роботу плити), стадія 3 – від власної ваги збірно-монолітного перерізу балки та дорожнього одягу, стадія 4 – експлуатація прогонової будови (від постійного та тимчасового навантажень)

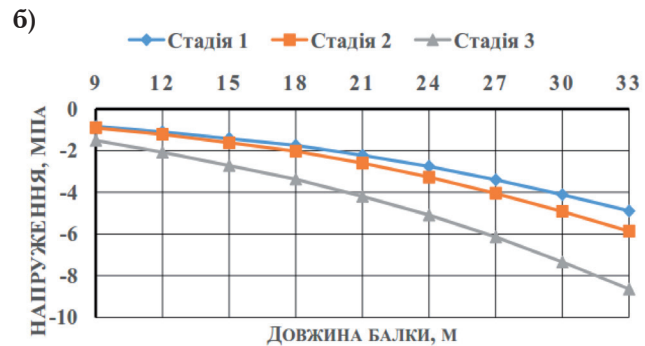
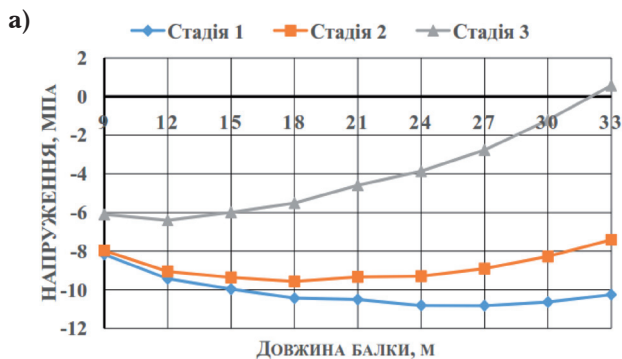


Рис. 4. Зміна напружень у бетоні збірних балок (без урахування стадійності): а) на нижній грані балок (σ_n), б) на верхній грані балок (σ_b), де стадія 1 – від власної ваги балки та монолітного бетону плити (при включенні в роботу плити), стадія 2 – від власної ваги збірно-монолітного перерізу балки та дорожнього одягу, стадія 3 – експлуатація прогонової будови (від постійного та тимчасового навантажень)

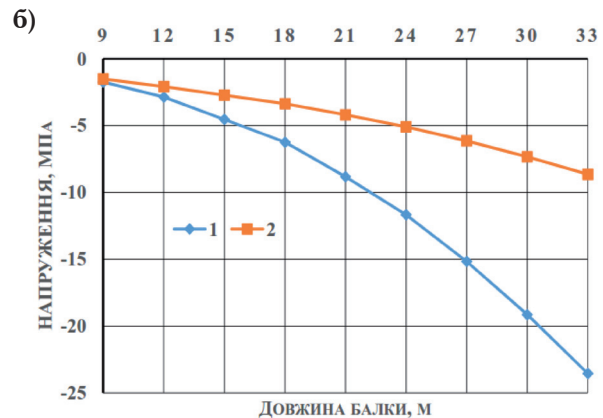
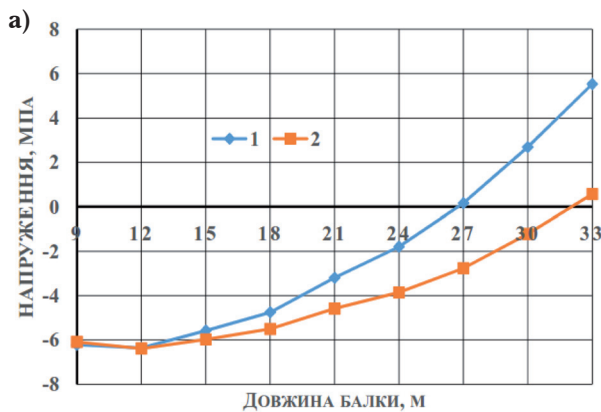


Рис. 5. Зміна напружень у бетоні на: а) нижній грані балок (σ_n), б) верхній грані балок (σ_b), де 1 – крива зміни напружень в бетоні балок збірно-монолітної прогонової будови при врахуванні стадійності їх роботи; 2 – крива зміни напружень в бетоні балок збірно-монолітної прогонової будови без врахування стадійності їх роботи



ВИСНОВКИ

Проаналізувавши результати теоретичних досліджень попередньо напруженої балки збірно-монолітної прогонової будови моста в залежності від довжини прогону, встановили:

- відмінності рівня напружень в бетоні балки при врахуванні стадійності її роботи та без врахування стадійності;
- суттєве збільшення величини напружень в бетоні балки при врахуванні стадійності роботи починається при її довжині 12 м;
- розрахунок без врахування стадійності роботи балки довжиною 9 м показує, що значення напруження на її верхній грані на 13,2% менші у порівнянні зі значеннями напружень в результаті розрахунку балки із врахуванням стадійності роботи;
- значення напружень в бетоні на верхній грані балки довжиною 12 м, в результаті розрахунку без врахування стадійності, вже на 27,2% менші, у балки 15 м – на 40% менші в порівнянні з відповідними значеннями напружень в бетоні балок за результатами розрахунку із врахуванням стадійності їх роботи;
- при довжині балки від 18 до 33 м різниця значень напружень в бетоні на її верхній грані, при порівнянні результатів розрахунку без врахування стадійності роботи та з врахуванням стадійності, зростає в рази, від 1,85 до 2,7.

Тому рекомендується розрахунок балок збірно-монолітних прогонових будов мостів при довжині прогону більше 9 м обов'язково виконувати з врахуванням стадійності їх роботи.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Калашников Н. А. Комбинированный напряженно-армированный бетон и возможности его применения в городских и автодорожных мостах / Калашников Н. А. – М.: МХ РСФСР, 1952. – 172 с.
2. Калашников Н.А. Сборно-монолитные плитные пролетные строения / Н. А. Калашников, Н. Л. Филимонова. – М.: Автотрансиздат, 1961. – 104 с.
3. Проектирование и изготовление сборно-монолитных конструкций / [А.Б. Гольшев, В.П. Полищук, Я.Г. Сунгатуллин и др.]. – Киев: Будівельник, 1982. – 152 с.
4. Кузьмичев А. Е. Особенности расчёта сборно-монолитных конструкций по образованию трещин и по деформациям / А. Е. Кузьмичев // Предварительно напряжённые конструкции зданий и сооружений: Сб. научных трудов НИИЖБ. — М., 1981, — С. 96 — 107.
5. О расчёте сборно-монолитных предварительно напряжённых конструкций по образованию трещин / [П. И. Кривошеев, А. И. Буракас, В. П. Полищук, А. Б. Гольшев] // Бетон и железобетон. – 1968. – № 6. – С. 42–44.
6. Мости та труби. Правила проектування: ДБН В.2.3-14:2006. – [Чинні від 2007-02-01]. – Київ: Науково-видавничий центр "Інформавтор", 2006. – П, 359 с. – (Буд. норми України).
7. Методика проведення випробувань дослідних конструкцій збірно-монолітних прогонових будов мостів / [Б. Г. Гнідець, В. І. Войціховський, І. Д. Кавацюк та ін.] // Теорія та практика будівництва: - Львів: Вісн. НУ «Львівська політехніка». – 2009. – № 655. – С. 52–57.
8. Сало В. Ю. Дослідження роботи контакту у збірно-монолітних конструкціях нерозрізних прогонових будов мостів / В. Ю. Сало, І. Ю. Думич // Теорія та практика будівництва. – Львів: Вісн. НУ «Львівська політехніка». – 2009. – № 655. – С. 257 – 261.
9. Коваль П. М. Алгоритми розрахунку збірно-монолітних прогонових будов автодорожніх мостів з урахуванням стадійності їх виготовлення та монтажу / П. М. Коваль, С. В. Стоянович // Галузеве машинобудування, буд-во: зб. наукових пр. – Полтава: Полтавський НТУ ім. Ю. Кондратюка, 2012. – Вип. № 3 (33). – С. 106–114.
10. Методика розрахунку залізобетонних збірно-монолітних прогонових будов мостів: М 03450778-735:2014. – Київ: Укравтодор, 2014. – 89 с.
11. Мости та труби. Навантаження і впливи: ДБН В.1.2-15:2009. – [Чинні від 2010-03-01]. – Київ: ВП ВТД ВАТ ПТІ "Київоргбуд", 2009. – IV, 66 с. – (Буд. норми України).

REFERENCES

1. Kalashnikov N.A. (1952). Kombinirovanny napryazhenno-armirovanny beton i vozmozhnosti ego primeneniya v gorodskikh i avtodorozhnykh mostakh [Combined stress-reinforced concrete and the possibility of its use in urban and road bridges]. – М.: МХН of the RSFRS. - 172 p. [in Russian].
2. Kalashnikov N.A. & Filimonova N.L. (1961). Sbornno-monolitnye plitnye proletnye stroeniya [Precast-monolithic plate span structures]. – М.: Avtotransizdat. - 104 p. [in Russian].
3. Golyshchuk A.B., Polishchuk V.P., Sungatullin Ya.G. et al. (1982). Proektirovanie i izgotovlenie sborno-monolitnykh



- konstruktsiy [Designing and manufacturing of precast-monolithic structures]. - K.: Budivelnik. - 152 p. [in Ukrainian].
4. Kuzmichev A.E. (1981). Osobennosti rascheta sborno-monolitnykh konstruktsiy po obrazovaniyu treshchin i po deformatsiyam [Features calculation of precast-monolithic structures by the formation of cracks and deformations] Prestressed construction of buildings and structures: Col. of scientific works of NIIZhB. - M. - P. 96-107 [in Russian].
 5. Krivocheev P.I., Burakas A.I., Polishchuk V.P. & Golishev A.B. (1968). O raschete sborno-monolitnykh predvaritelno napryazhennykh konstruktsiy po obrazovaniyu treshchin [On calculation of precast-monolithic prestressed structures for cracks formation]. Concrete and reinforced concrete. - № 6. - P. 42-44 [in Russian].
 6. Mosti ta trubi. Pravila proektuvannya [Constructions of transport. Bridges and pipes. Design rules]. DBN V.2.3-14: 2006 from 01st February 2007. – Construction Norms of Ukraine, 2006. – II, 359 p. [in Ukrainian].
 7. Hnidets B.G., Wojcihowsky V.I., Kavatsyuk I.D. et al. (2009). Metodika provedennya viprobuvan' doslidnikh konstruktsiy zbirno-monolitnikh progonovikh budov mostiv [The methodology of the tests of structural precast-monolithic spans of bridges]. Teoriya ta praktika budivnitstva [Theory and practice of construction]. Visn. NU «Lvivska Politehnika»: Her. "Lviv Polytechnic". - № 655. - P. 52-57 [in Ukrainian].
 8. Salo V.Yu. & Dumich I.Yu. (2009). Doslidzhennya roboti kontaktu u zbirno-monolitnikh konstruktsiyakh nerozriznikh progonovikh budov mostiv [Investigation of contact work in precast-monolithic structures of non-disjoint span structures of bridges]. Teoriya ta praktika budivnitstva [Theory and practice of construction]. Visn. NU «Lvivska Politehnika»: Her. "Lviv Polytechnic". - № 655. - P. 257-261 [in Ukrainian].
 9. Koval P.M. & Stoyanovich S.V. (2012). Algoritmi rozrakhunku zbirno-monolitnikh progonovikh budov avtodorozhnikh mostiv z urakhuvannyam stadiynosti ikh vigotovlennya ta montazhu [Algorithms for calculation of precast-monolithic spans of road bridges, taking into account the stage of their manufacture and installation]. Galuzeve mashinobuduvannya, budivnitstvo [Sectoral engineering, construction]. - Poltava: Poltava NTU n.a. Y. Kondratyuk. – Iss. № 3 (33). - P. 106-114 [in Ukrainian].
 10. Metodika rozrakhunku zalizobetonnikh zbirno-monolitnikh progonovikh budov mostiv [Method of calculation concrete precast-monolithic spans bridges]: М 03450778-735. - K.: Ukravtodor, 2014. - 89 p. [in Ukrainian].
 11. Mosti ta trubi. Navantazhennya ta vplivi [Constructions of transport. Bridges and pipes. Loads and influences]: DBN V.1.2-15 2009 from 01st March 2010. – K.: Construction Norms of Ukraine, 2009. – IV, 66 p. [in Ukrainian].

Стаття надійшла до редакції 07.08.2017 р.



УДК 624.042.41



ЛАПЕНКО О.І.

Д-р технічних наук, проф.,
зав. каф., Національний
авіаційний університет,
м. Київ, Україна,
e-mail: my-partner@ukr.net,
тел.: + 38 (066) 200-67-27,
ORCID: 0000-0002-2029-0792



МАХІНЬКО Н.О.

Канд. технічних наук, доц.,
Національний авіаційний
університет,
м. Київ, Україна,
e-mail: pasargada1985@gmail.com,
тел.: + 38 (050) 304-50-72,
ORCID: 0000-0001-8120-6374

ВПЛИВ ПРОФІЛЮВАННЯ ЛИСТІВ НА ЖОРСТКІСНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ ЄМНОСТЕЙ ДЛЯ ЗБЕРІГАННЯ ЗЕРНА

АНОТАЦІЯ

Стаття присвячена вивченню впливу профілювання металевих листів на опір деформуванню стінки циліндричної силосної ємності зберігання, що розглядається як оболонка обертання з вертикальними ребрами жорсткості, змінною за висотою товщиною листів, що мають гладку або хвилясту фактуру. Досліджено чинники, від яких залежить ефективність профілювання, та здійснено порівняльний аналіз жорсткісних характеристик профілюваних та плоских панелей за різними схемами завантажень. Виконано аналіз радіальних переміщень корпусу відповідно до безмоментної теорії оболонок і зроблено висновки щодо кількісної оцінки залежності товщини профілюваних листів та їх жорсткісних характеристик. Наведено наочні приклади для відображення характеру деформації циліндричних оболонок під дією асиметричного навантаження. Доведено, що при класичному згині тонких пластин, що працюють як мембрани, використання профілюваних листів є більш ефективним. Профілювання листів також знижує радіальні переміщення корпусу оболонки при асиметричному навантаженні, при цьому ефект цього зниження найбільш виражений для тонких листів з більш «частим» кроком хвилі. Було встановлено, що при осесиметричному завантаженні циліндричної оболонки обертання рівномірно розподіленим навантаженням профілювання листів не впливає на величину радіальних переміщень корпусу. Огинаюча прогинів для оболонки з профілюваних листів носить плавний характер, що добре узгоджується з епюрою вітрового тиску, а для оболонки з плоских листів має хвилеподібний характер. У всіх випадках зі зростанням товщини оболонки частота появи хвиль зменшується.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: циліндрична оболонка, профілюваний лист, параметри хвилі, жорсткість, лінія прогину.

ВЛИЯНИЕ ПРОФИЛИРОВАНИЯ ЛИСТОВ НА ЖЕСТКОСТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ЕМКОСТЕЙ ДЛЯ ХРАНЕНИЯ ЗЕРНА

ЛАПЕНКО А.И. Д-р технических наук, проф., зав. каф., Национальный авиационный университет, г. Киев, Украина, e-mail: my-partner@ukr.net, тел.: +38 (066) 200-67-27, ORCID: 0000-0002-2029-0792

МАХИНЬКО Н.А. Канд. технических наук, доц., Национальный авиационный университет, г. Киев, Украина, e-mail: pasargada1985@gmail.com, тел.: +38 (050) 304-50-72, ORCID: 0000-0001-8120-6374

АННОТАЦИЯ

Статья посвящена изучению влияния профилирования металлических листов на сопротивление деформированию стенки цилиндрической силосной емкости хранения, которая рассматривается, как оболочка вращения с вертикальными ребрами жесткости, переменной по высоте толщиной листов, имеющих гладкую или волнистую фактуру. Исследованы факторы, от которых зависит эффективность профилирования и осуществлен сравнительный анализ жесткостных характеристик профилированных и плоских панелей с различными схемами загрузки. Выполнен анализ радиальных перемещений корпуса в соответствии с безмоментной теорией оболочек и сделаны выводы относительно количественной оценки зависимости толщины профилированных листов и их жесткостных характеристик. Приведены наглядные примеры для отображения характера деформации цилиндрических оболочек под действием асимметричной нагрузки. Доказано, что при классическом изгибе тонких пла-



стин, працюючих як мембрани, використання профілюваних листів являється більш ефективним. Профілювання листів також знижує радіальні переміщення корпусу оболонки при асиметричній навантаженні, при цьому ефект цього зниження найбільш виражений для тонких листів з більш «частим» шагом хвилі. Було встановлено, що при осесиметричній навантаженні циліндричної оболонки обертання рівномірно розподіленої навантаженні профілювання листів не впливає на величину радіальних переміщень корпусу. Огибаюча прогибів для оболонки з профілюваних листів носить плавний характер, що добре збігається з епіюрою вітрового тиску, а для оболонки з плоских листів має хвилястий характер. Во всіх випадках з ростом товщини оболонки частота появи хвиль зменшується.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: циліндрична оболонка, профілюваний лист, параметри хвилі, жорсткість, лінія прогибу.

EFFECT OF PROFILED WALL ON THE STIFFNESS CHARACTERISTICS OF STRUCTURES FOR GRAIN STORAGE

LAPENKO O.I. Dr, Prof., Head of a Chair, National Aviation University,
Kyiv, Ukraine
e-mail: my-partner@ukr.net,
tel.: +38 (066) 200-67-27,
ORCID: 0000-0002-2029-0792

MAKHINKO N.O. PhD, Ass. Prof., National Aviation University,
Kyiv, Ukraine
e-mail: pasargada1985@gmail.com,
tel.: +38 (050) 304-50-72,
ORCID: 0000-0001-8120-6374

ABSTRACT

The paper is focused on the impacts of profiling metal sheets on the rigidity of the walls of silos. Steel vertical cylindrical structure for storing grain is considered as a shell of rotation with vertical ring stiffeners. The thickness of sheets, from which the shell is tiled, varies in height, and the texture of the sheets can be both flat and wavy. Wavy leaves have increased bending stiffness. They are less sensitive to local loss of stability due to the influence of wind loads and the presence of local defects in the form of bends and dents. The paper is investigating the factors that affect the effectiveness of profiling. The analysis are compared the stiffness characteristics of profiled and flat panel for different ways of loading. The analysis of radial displacements of shells was performed in full accordance with the momentless theory of shells, that is without edge effect. Numerical results show that, the larger thickness of profiled sheets, the smaller their rigidity. The examples are given to show deformation of cylindrical shell for asymmetric loads. It is interesting to note, for a classic

bending of plates that function as a membrane, that using the profiled sheets is more effective. Profiling of steel sheets reduces radial displacements of the shell with asymmetric load. The effect of this decrease is most pronounced for thin sheets with more "frequent" wave steps. It is also found that profiling has no impact on radial displacements of cylindrical shell of revolution, with axisymmetric uniformly distributed load. Envelope deflection for cylindrical shell of profiled panels has a smooth transition. It is in good agreement with the diagram of wind pressure. However, the deflection curve for cylindrical shell of flat panels has wave shape. In all cases, with increasing thickness of the shell, the frequency of waves decreases.

KEY WORDS: cylindrical shell, profiled sheet, wave parameters, stiffness, deflection curve.

ВСТУП

Наша країна являється одним із ключових гравців в секторі виробництва та експорту зернових культур. В цьому процесі найважливішою технологічною операцією є процедура переробки та зберігання зерна, що вимагає наявності відповідних комплексів, котрі повинні забезпечувати необхідні умови для якісного утримання насіннєвих культур. Перевага в даному сегменті надається промисловим металевим ємностями різної конструктивної форми. Основні вимоги для даного типу споруд ґрунтуються на загальнотехнічних характеристиках міцності, жорсткості та стійкості, а також економічній доцільності.

Сучасні сталеві ємності для зберігання зернових культур зайняли провідні позиції на елеваторному ринку. Незважаючи на достатньо довгий період практичного виробництва та експлуатації споруд даного типу, розрахунок їх несучих конструктивних елементів і комплексне вивчення їх загальних характеристик на сьогоднішній день не отримали достатнього розвитку. Зокрема це стосується дослідження впливу профілювання листів на жорсткісні характеристики стінки металевого силосу.

АНАЛІЗ ОСТАННІХ ДОСЛІДЖЕНЬ І ПУБЛІКАЦІЙ

Пошуку та вдосконаленню конструктивних рішень сталевих ємностей для сипучих матеріалів присвячено багато робіт вітчизняних та зарубіжних науковців [1 - 3]. Підґрунтям даної проблематики є теоретична база щодо створення та розрахунку тонкостінних просторових конструкцій, що закладена у фундаментальних роботах [4 - 6].

ПОСТАНОВКА ЗАВДАННЯ

Сталева вертикальна циліндрична ємність являє собою оболонку обертання, що підкріплена вертикальними ребрами жорсткості. Товщина листів, з яких набирається корпус ємності, змінюється по висоті, а фактура листів може бути як гладкою, так і хвилястою. Відомо, що хвилясті листи мають



збільшену жорсткість на згин, а тому менш чутливі до місцевої втрати стійкості при впливі вітрового навантаження та присутності локальних дефектів у вигляді погнутостей і викривлень. Параметри хвилі – висота та крок, у різних виробників приймають власні значення, що обумовлені промисловими аспектами, і не піддаються єдиній аргументації. Саме тому визначення жорсткісних характеристик хвилястих листів, ступеня впливу на них зазначених параметрів, а також загальна оцінка ефективності профілювання є першочерговим завданням при розрахунку циліндричних ємностей зберігання.

ОСНОВНИЙ МАТЕРІАЛ І РЕЗУЛЬТАТИ

Типовий профіль хвилястого листа можна подати у вигляді синусоїдальної кривої, що представлено на рис. 1.

Ордината кожної точки даного графіку обчислюється за тригонометричним виразом вигляду

$$z_w(x) = h_w \sin(2\pi x / \ell_w), \quad (1)$$

де інтервал значень змінної x знаходиться в межах $0 \leq x \leq L_w$; L_w – ширина горизонтальної проекції профілюваного листа; h_w та ℓ_w – параметри хвилі, відповідно висота та крок.

Площу поперечного перерізу листа можна визначити за формулою

$$A_w = t_w y_w = t_w \int_0^{L_w} \sqrt{1 + \left(\frac{d}{dx} z_w(x) \right)^2} dx, \quad (2)$$

де t_w і y_w – відповідно товщина листа та довжина синусоїдальної кривої.

Підставивши вираз (1) в (2) та виконавши ряд елементарних перетворень, отримуємо

$$A_w = t_w \int_0^{n_w \ell_w} \sqrt{1 + \left(2\pi h_w / \ell_w \right)^2 \cos^2(2\pi x / \ell_w)} dx, \quad (3)$$

де n_w – кількість періодів синусоїдального профіля за довжиною листа (наприклад, завод «LUBNYMASH» використовує розрахункову ширину листа

$L_w = 1152$ мм, при періоді хвилі $\ell_w = 128$ мм, що відповідає $n_w = 9$).

Інтеграл (3) не виражається через елементарні функції і його значення повинні визначатися за допомогою спеціальних таблиць еліптичних інтегралів другого роду, що спричинює ряд незручностей в практичних інженерних розрахунках. Інший шлях – це розрахунки за допомогою чисельних методів, проте і в цьому випадку не завжди вдається отримати бажаний результат. Наприклад, за допомогою системи комп'ютерної математики Mathcad, інтеграл (3) обчислюється лише для певних значень h_w та ℓ_w . Для знаходження «незручних» системі величин необхідно виконати ряд математичних спрощень та перетворень. З урахуванням цього, запропоновано спрощений метод розрахунку параметрів синусоїдального профілю, що базується на заміні вихідної кривої групою відрізків. Графічний приклад зображено на рис. 1.

Виконана заміна дозволяє формули для площі та моменту інерції поперечного перерізу профілюваного листа представити у вигляді

$$A_w = \frac{n_w t_w h_w}{4} \psi_1(\delta_w), \quad J_w = \frac{n_w t_w h_w^3}{12} \psi_2(\delta_w); \quad (4)$$

$$\psi_1(\delta_w) = 2\sqrt{32 + \delta_w^2} + \sqrt{12 + \delta_w^2} + \sqrt{1.5 + \delta_w^2}; \quad (5)$$

$$\psi_2(\delta_w) = \sqrt{32 + \delta_w^2} + 2\sqrt{12 + \delta_w^2} + 2.78\sqrt{1.5 + \delta_w^2}, \quad (6)$$

де $\delta_w = \frac{\ell_w}{h_w}$ – відношення довжини періоду профіля до його висоти.

Для порівняння площі та моменту інерції поперечного перерізу профілюваного та плоского листів наведемо співвідношення відповідних характеристик

$$\Delta A_w = \frac{0,25\psi_1(\delta_w)}{\delta_w}, \quad \Delta J_w = \frac{\lambda_w^2 \psi_2(\delta_w)}{\delta_w}, \quad (7)$$

де $\lambda_w = \frac{h_w}{t_w}$ – безрозмірний параметр, для якого введемо назву гнучкості хвилі.

Відповідно до формул (6) і (7) прослідковуються два важливі висновки. По-перше, відношення площ ΔA_w поперечних перерізів профілюваного та плоского листів не залежать від їх товщини. По-друге, збільшення товщини листа з величини t_{w1} до t_{w2} призводить до зменшення відношення моментів інерції ΔJ_w профілюваного та плоского листів на величину

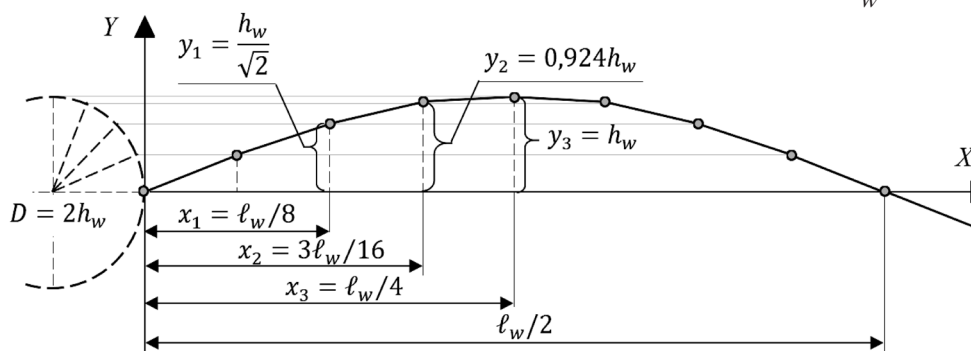


Рис. 1. Синусоїдальна крива профілюваного листа



$$\mu_w = \frac{\Delta J_{w2}}{\Delta J_{w1}} = \left(\frac{t_{w1}}{t_{w2}} \right)^2. \quad (8)$$

Таким чином ефективність профілювання листів при збільшенні їх товщини знижується.

В табл. 1 виконано розрахунок зниження даної ефективності по відношенню до товщини $t_{w1} = 1$ мм – найменшої товщини листів, що використовуються при виробництві сталевих циліндричних ємностей. В останній графі наведено значення моментів інерції, що розраховані для $l_w = 128$ мм та $h_w = 7$ мм.

З таблиці можна побачити, що жорсткісні характеристики профілюваних листів товщиною 1 мм більші за плоскі у 287 разів, а листів товщиною 3 мм – в 32 рази. Таким чином, перехід на профілювані листи товщиною 2 мм призводить до зниження жорсткісних характеристик листів у 4 рази, а перехід на листи 3 мм – більш, ніж у 9 разів.

Варто виявити практичну користь профілюваних листів. Для цього була здійснена серія розрахунків плоскої та профілюваної панелей товщиною 1 мм та 3 мм. Розглядалися три варіанти параметрів синусоїдальної хвилі таким чином, щоб ширина горизонтальної проекції листа залишалася постійною та рівною значенню – 1152 мм, а характеристики профілю h_w , l_w і n_w приймалися, відповідно, $h_w = 7\sqrt{9\sqrt{11}}$ мм, $l_w = 128\sqrt{144\sqrt{192}}$ мм, $n_w = 9\sqrt{9\sqrt{8\sqrt{6}}}$.

До порівняльного аналізу жорсткісних характеристик було обрано чотири типи панелей, що зображені на рис. 2 та було залучено чотири схеми завантажень, що наведені на рис. 3.

Варіанти панелей та схем завантажень:

- панель розміром 1152x1152 мм, що шарнірно оперта по контуру та завантажена рівномірно розподіленим навантаженням інтенсивністю $p = 30$ кН/м²;
- циліндрична оболонка обертання, діаметром $D_w = 11000$ мм та висотою $2 L_w$, що завантажена зсередини рівномірно розподіленим навантаженням $p = 30$ кН/м²;
- циліндрична оболонка обертання, діаметром $D_w = 11000$ мм та висотою $2 L_w$, що завантажена зовні рівномірно розподіленим навантаженням $p = 30$ кН/м²;
- циліндрична оболонка обертання, діаметром $D_w = 11000$ мм та висотою $2 L_w$, що завантажена зовні нерівномірним навантаженням з розподілом по периметру, відповідно до епюри вітрового тиску в нормах ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи». Інтенсивність навантаження прийнята рівною $p = 21,6$ кН/м².

Таблиця 1. Порівняльний аналіз жорсткісних характеристик профілюваних листів

t_{w2} , мм	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
μ_w	1,0	0,44	0,25	0,16	0,11
ΔJ_w	287	128	72	46	32

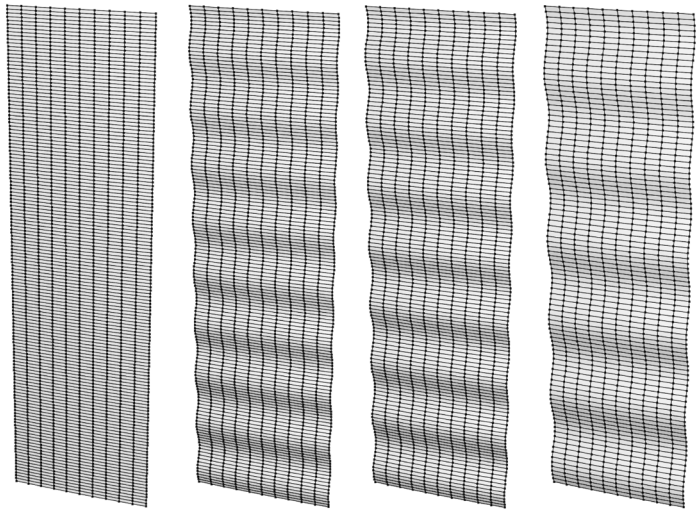


Рис. 2. Варіанти панелей для дослідження жорсткісних характеристик

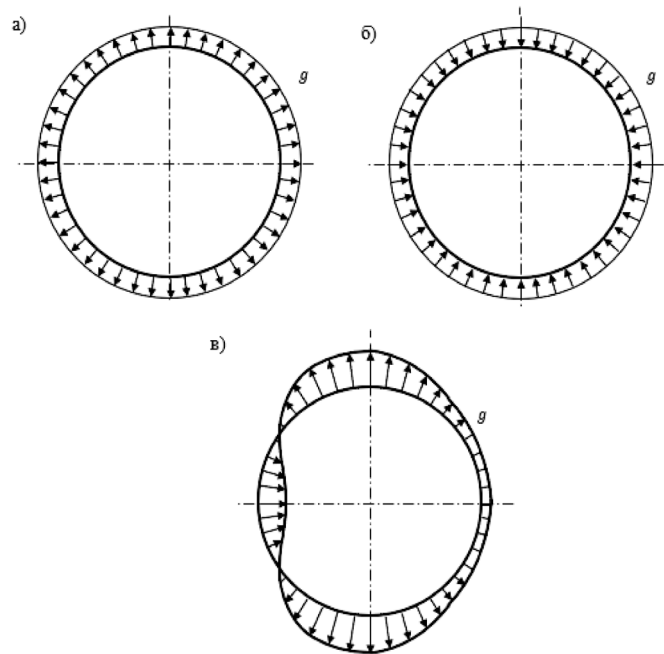


Рис. 3. Схеми завантажень плоских та профілюваної панелей ємностей: а - згин панелей, закріплених по контуру; б - рівномірно завантажена оболонка обертання; в - оболонка обертання, завантажена відповідно епюри вітрового тиску

У виконаних розрахунках були прийняті величини $L_w = H_w = 1152$ мм, $D_w = 11000$ мм, $t_{w,max} = 3$ мм, що відповідає значенню $\beta \approx 6,34$. Отже, прийнята для аналізу висота оболонки є достатньою.

Результати розрахунку наведено у табл. 2.

З аналізу даних табл. 2 можливо зробити наступні важливі висновки. Використання профілюваних листів, замість плоских, при кла-



сичному згині тонких пластин, що працюють як мембрани, є більш ефективним. В цей же час, при осесиметричному завантаженні циліндричної оболонки обертання рівномірно розподілені навантаженням, котре викликає як зусилля розтягу, так і зусилля стиску, профілювання листів не впливає на величину радіальних переміщень корпусу оболонки w_z , а самі вони можуть бути оцінені за класичною формулою безмоментної теорії:

$$w_z = \frac{pD_w^2}{4Et_w}, \quad (9)$$

де E – модуль пружності матеріалу.

Профілювання листів знижує радіальні переміщення корпусу оболонки при асиметричному навантаженні. При цьому, ефект цього зниження найбільш виражений для тонких листів з більш «частим» кроком хвилі. Це пояснюється тим, що при асиметричному навантаженні, наприклад, вітровому, виникають зони локальних впливів, що викликають в оболонці місцеві згинальні моменти та поперечні сили. Опір місцевому згину у профільованих листах, особливо тонких, кращий, ніж у плоских, що і позначається на величині радіального прогину. Окрім цього, висота оболонки H_w впливає на величину прогину – зі збільшенням висоти відповідно зростає і прогин. Тому для отримання адекватного числового результату розглядати окремий сегмент оболонки некоректно.

Для наочності на рис. 4 наведено характер деформації оболонок, що складені з плоских та профільованих листів під дією асиметричного навантаження, описаного епіюрою вітрового тиску.

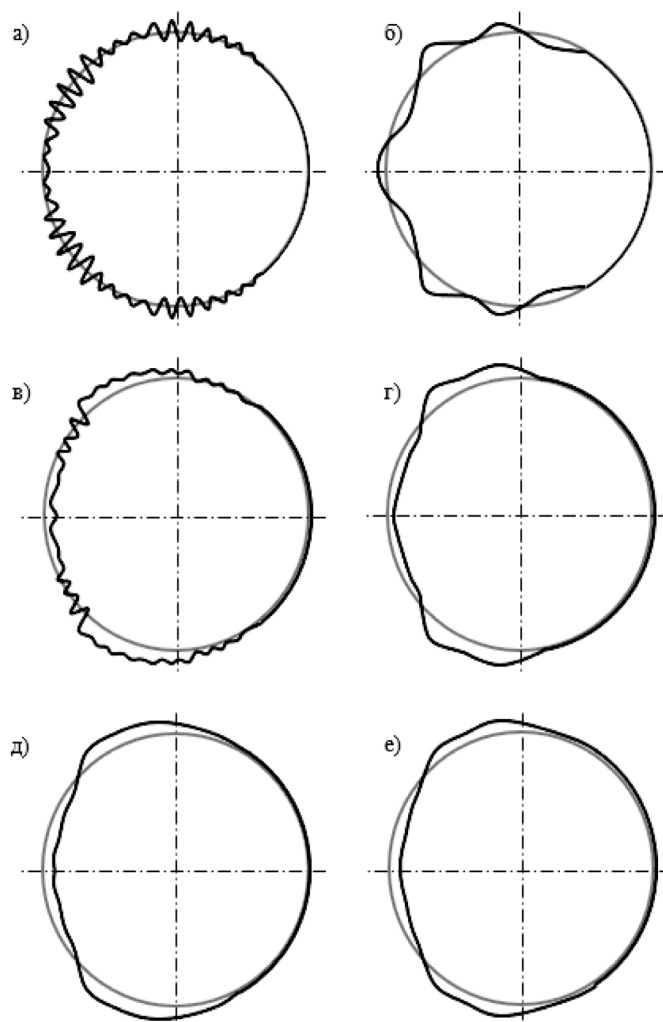


Рис. 4. Деформування ємностей, що складені з плоских (а - в) та профільованих (г - е) листів: (а, г) товщиною 1 мм; (б, д) товщиною 3 мм; (в, е) товщиною 10 мм

Таблиця 2. Порівняльний аналіз характеристик жорсткості плоскої та профільованих панелей за схемами завантажень

Характеристики панелі			Максимальний прогин при товщині листа			
			$t_w = 1$ мм		$t_w = 3$ мм	
h_w , мм	l_w , мм	n_w	плоский	профiл.	плоский	профiл.
Схема №1. Згин панелей, що закріплені по контуру						
7	128	9	11350	26,8	420,4	8,9
9	144	8		16,8		5,6
11	192	6		12,0		4,0
Схеми № 2 і №3. Рівномірно завантажена оболонка обертання						
7	128	9	4,4	4,3	1,4	1,4
9	144	8				
11	192	6				
Схема №4. Оболонка обертання, завантажена відповідно епюрі вітрового тиску						
7	128	9	31,0	21,9	2,8	2,9
9	144	8		27,4		3,0
11	192	6		35,6		3,3

Можна помітити, що в оболонці з профільованих листів огинаюча прогинів носить плавний характер, що добре узгоджується з епіюрою вітрового тиску, в той же час крива прогинів оболонки з плоских листів має хвилеподібний характер. Частота появи хвиль зменшується зі зростанням товщини оболонки. Так, при товщині $t_w = 10$ мм хвилі практично зникають. Порівняння лінії прогинів оболонок, складених з плоских та профільованих листів, при такій товщині, очевидно, буде ідентичним.



ВИСНОВКИ

Порівняльний аналіз показників опору деформуванню профільованих листів показав, що зі збільшенням товщини листа їх жорсткісні характеристики погіршуються. Для товщини 1 мм відношення моментів інерції профільованого та гладкого листів становить 287, перехід на профільовані листи товщиною 2 мм призводить до зниження жорсткісних характеристик листів у 4 рази (відношення моментів інерції – 72), а перехід на листи 3 мм – більш, ніж у 9 разів (відношення моментів інерції – 32).

При класичному згині тонких пластин, що працюють як мембрани, використання профільованих листів є більш ефективним. Проте при осесиметричному завантаженні циліндричної оболонки обертання рівномірно розподіленим навантаженням, котре викликає як зусилля розтягу, так і зусилля стиску, профілювання листів не впливає на величину радіальних переміщень корпусу.

При асиметричному навантаженні профілювання листів знижує радіальні переміщення корпусу оболонки. Дане явище найбільш виражене для тонких листів з більш «частим» кроком хвилі.

Огинаючи прогинів для оболонки з профільованих листів носить плавний характер, що добре узгоджується з епюрою вітрового тиску, в той же час крива прогинів оболонки з плоских листів має хвилеподібний характер. Зі зростанням товщини оболонки частота появи хвиль зменшується, практично зникаючи при досягненні значення товщини листа 10 мм.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Качуренко В.В. Конструктивные решения стальных емкостей для сыпучих материалов / В.В. Качуренко, Д.О. Банников. – Днепропетровск : Новая идеология, 2016. – 168 с.
2. Michael Rotter J. Structural and Functional Design of Metal Silos. – Florida, United States : CRC Press. – 400 p.
3. Кузнецов И.М. Пространственная работа гибкого металлического силоса с наружным стержневым каркасом : дис. ... доктора техн. наук : 05.23.01 / Кузнецов Игорь Михайлович. – М. : РГОТУПС, 2000. – 137 с.
4. Власов В.З. Избранные труды : в 3 т. Т.1: Очерк научной деятельности «Общая теория оболочек». Статьи / В.З. Власов. – М. : Изд-во Акад. наук СССР, 1962. – 528 с.
5. Гольденвейзер А.А. Теория упругих тонких оболочек / А.А. Гольденвейзер. – М. : Наука, 1976. – 512 с.
6. Лессинг Е.Н. Листовые металлические конструкции / Е.Н. Лессинг, А.Ф. Лилеев, А.Г. Соколов. – М. : Стройиздат, 1970. – 490 с.

7. Кан С.Н. Строительная механика оболочек / С.Н. Кан. – М. : Машиностроение, 1966. – 508 с.

REFERENCES

1. Kachurenko V.V. Konstruktivnye resheniia stalnykh ymkostei dla sypuchikh materialov / V.V. Kachurenko, D.O. Bannikov. – Dnepropetrovsk : Novaia ideologia, 2016. – 168 p.
2. Michael Rotter J. Structural and Functional Design of Metal Silos. – Florida, United States : CRC Press. – 400 p.
3. Kuznetsov I.M. Prostranstvennaia rabota gibkogo metallichesкого silosa s naruzhnym sterzhnevym karkasom. Doktor's thesis. – M. : RGOTUPS, 2000. – 137 p.
4. Vlasov V.Z. Izbrannyye trudy : v 3 t. T.1: Ocherk nauchnoi deiatelnosti «Obshchaia teoriia obolochek». Stati / V.Z. Vlasov. – M. : Izd-vo Akad. nauk SSSR, 1962. – 528 p.
5. Goldenveyzer A.L. Teoriia uprugikh tonkikh obolochek / A.L. Goldenveyzer. – M. : Nauka, 1976. – 512 p.
6. Lessing E.N. Listovyye metallicheskie konstruksii / E.N. Lessing, A.F. Lileev, A.G. Sokolov. – M. : Stroyizdat, 1970. – 490 p.
7. Kan S.N. Stroitelnaia mekhanika obolochek / S.N. Kan. – M. : Mashinostroenie, 1966. – 508 p.

Стаття надійшла до редакції 27.10.2017г.



УДК 691.32



ШИШКІН О.О.

Д-р технічних наук, проф. зав. каф., Державний вищий навчальний заклад «Криворізький національний університет», м. Кривий Ріг, Україна, e-mail: 5691180@gmail.com, тел.: +38 (067) 569-11-80, ORCID: 0000-0003-3331-1422

РЕАКЦІЙНІ ПОРОШКОВІ БЕТОНИ НА КОМПЛЕКСНОМУ ЗАПОВНЮВАЧІ

АНОТАЦІЯ

Вступ. Реакційні порошкові бетони, отримані в кінці двадцятого століття, є бетонами нового покоління, що володіють цілим рядом специфічних властивостей, що дозволяють створювати унікальні будівлі і споруди з використанням передових технологій, наприклад, будівельний 3D-друк. Дані бетони виготовляють без застосування крупного заповнювача, в зв'язку з цим збільшується потреба в дрібному заповнювачі. Однак із зростанням цін на пісок для будівництва існує потреба у вишукуванні економічних і раціональних прийомів використання місцевої сировини для виробництва бетонів, у тому числі і реакційних порошкових. Додатковим фактором, що схиляє до цих рішень, є значні витрати на транспортування матеріалів і сировини до місця будівництва. Іншою проблемою, що стримує широке поширення перспективної технології будівельного 3D-друку, є необхідність отримання реакційних порошкових бетонів високої міцності без застосування таких технологічних прийомів, як віброущільнення і пресування, а також без застосування спеціальних модифікаторів - хімічних речовин-прискорювачів твердіння цементу.

Мета. Метою даної роботи є підвищення міцності при стиску реакційних порошкових бетонів за рахунок використання комплексного заповнювача, що складається з суміші річкового піску і відходів збагачення залізних руд.

Результати досліджень показали, що застосування суміші річкового і відходів збагачення залізних руд, що містять сполуки заліза, призводить до збільшення міцності бетону на (30-200)%. Встановлено оптимальний вміст відходів збагачення залізних руд у складі заповнювача незалежно від водоцементного відношення в бетоні і вмісту тонкодисперсної частини у відходах збагачення залізних руд. При цьому, чим вищий вміст заповнювача в бетоні, тим більше вплив відходів збагачення залізних руд.

Висновки. Проведені дослідження дозволили зробити такі висновки. Застосування в якості дрібного заповнювача в реакційних порошкових бетонах суміші річкового піску і відходів збагачення залізних руд, що містять сполуки заліза, дозволяє підвищити міцність даних бетонів при стиску на (30-200)%. При цьому оптимальний вміст відходів збагачення залізних руд, що містять сполуки заліза, в заповнювачі залежить від його вмісту в бетоні. Зі збільшенням вмісту заповнювача в бетоні зменшується оптимальний вміст відходів збагачення залізних руд, що містять сполуки заліза, в заповнювачі.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: реакційний порошковий бетон, річковий пісок, сполуки заліза, міцність, дрібний заповнювач, відходи збагачення залізних руд

ШИШКИН А. А. Д-р технических наук, проф., зав. каф., Государственное высшее учебное заведение «Криворожский национальный университет», г. Кривой Рог, Украина, e-mail: 5691180@gmail.com, тел.: +38 (067) 569-11-80, ORCID: 0000-0003-3331-1422

РЕАКЦИОННЫЕ ПОРОШКОВЫЕ БЕТОНЫ НА КОМПЛЕКСНОМ ЗАПОЛНИТЕЛЕ

АННОТАЦИЯ

Введение. Реакционные порошковые бетоны, полученные в конце двадцатого века, являются бетонами нового поколения, обладающими целым рядом специфических свойств, позволяющих создавать уникальные здания и сооружения с использованием передовых технологий, например, строительной 3D-печати. Данные бетоны изготавливают без применения крупного заполнителя, в связи с чем увеличивается потребность в мелком заполнителе. Однако, с ростом цен на песок для строительства,



существует потребность в изыскании экономичных и рациональных приемов использования местного сырья для производства бетонов, в том числе и реакционных порошковых. Дополнительным фактором, предопределяющим использование местных материалов, является постоянно увеличивающиеся затраты на транспортирование материалов к месту строительства. Другой проблемой, сдерживающей широкое распространение перспективной технологии строительной 3D-печати, является необходимость получения реакционных порошковых бетонов высокой прочности без применения таких технологических приемов, как виброуплотнение и прессование, а также без применения специальных модификаторов – химических веществ-ускорителей твердения цемента.

Цель. Целью работы является повышение прочности при сжатии реакционных порошковых бетонов за счет использования комплексного заполнителя, состоящего из смеси речного песка и отходов обогащения железных руд без ухудшения эксплуатационных свойств бетонов.

Результаты исследований показали, что применение смеси речного песка и отходов обогащения железных руд, которые содержат соединения железа, приводит к увеличению прочности бетона на (30-200)%. Установлено оптимальное содержание отходов обогащения железных руд в составе заполнителя независимо от водоцементного отношения в бетоне и содержания тонкодисперсной части в отходах обогащения железных руд. При этом, чем выше содержание заполнителя в бетоне, тем больше влияние содержания в нем отходов обогащения железных руд.

Выводы. Проведенные исследования позволили сделать следующие выводы. Применение в качестве мелкого заполнителя реакционных порошковых бетонов смеси речного песка и отходов обогащения железных руд, содержащих соединения железа, позволяет повысить прочность данных бетонов при сжатии на (30-200)%. При этом оптимальное содержание отходов обогащения железных руд, содержащих соединения железа, в заполнителе зависит от его содержания в бетоне. С увеличением содержания заполнителя в бетоне уменьшается оптимальное содержание отходов обогащения железных руд, содержащих соединения железа, в заполнителе.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: реакционный порошковый бетон, речной песок, соединения железа, прочность, мелкий заполнитель, отходы обогащения железных руд

COMPLEX AGGREGATE REACTIVE POWDER CONCRETE

SHISHKIN A.A. Dr, Prof., National University of Krivyi Rih, Krivyi Rih, Ukraine,

e-mail: 5691180@gmail.com,
tel.: +38 (067) 569-11-80,
ORCID: 0000-0003-3331-1422

ABSTRACT

Introduction. Reactive powdered concrete obtained at the end of the twentieth century is a new generation of concrete, possessing a number of specific properties that allow creating unique buildings and structures using advanced technologies, for example, 3D construction printing. These concrete are produced without the use of a large aggregate, in connection with this, the need for a fine aggregate increases. However, with the increase in the price of sand for construction, there is a need to find economical and rational methods of using local raw materials for the production of concretes, including reactive powders. An additional, aggravating factor, inclined to these decisions is the constantly increasing costs of transporting materials and raw materials to the construction site.

Another problem hampering the widespread use of promising technology of 3D construction printing is the need to produce reactive powdered concrete of high strength without the use of such technological methods as vibration compacting and pressing, and also without the use of special modifiers - chemical accelerators for hardening cement

Goal. The purpose of this work is to increase the compressive strength of reactive powdered concrete by using a complex aggregate consisting of a mixture of river sand and iron ore beneficiation waste.

The results of the research showed that the use of a mixture of river and man-made sand, which contains iron compounds, leads to an increase in the strength of concrete by (30-200)%. It was found that there is an optimal content of man-made sand in the aggregate, regardless of the water-cement ratio in concrete and the content of the finely dispersed part in the iron ore beneficiation waste. At the same time, the higher the content of aggregate in concrete, the greater the effect of the content in it of the iron ore beneficiation waste.

Conclusions. The conducted studies made it possible to draw the following conclusions: The use of a mixture of river sand and man-made sand containing iron compounds as a fine aggregate of reactive powder concretes makes it possible to increase the strength of these concrete during compression by (30-200)%. At the same time, the optimal content of man-made sand containing iron compounds in the aggregate depends on its content in the concrete. With an increase in aggregate content in concrete, the optimum content of man-made sand containing iron compounds in the aggregate decreases.

KEY WORDS: reactive powder concrete, river sand, iron compounds, strength, fine aggregate, man-made sand



ВВЕДЕНИЕ

Реакционные порошковые бетоны, полученные в конце двадцатого века, являются бетонами нового поколения, обладающими целым рядом специфических свойств, позволяющих создавать уникальные здания и сооружения с использованием передовых технологий, например, строительную 3D-печать. Данные бетоны изготавливаются без применения крупного заполнителя, в связи с этим увеличивается потребность в мелком заполнителе. Однако с ростом цен на песок для строительства существует потребность в изыскании экономичных и рациональных приемов использования местного сырья для производства бетонов, в том числе и реакционных порошковых. Дополнительным фактором, предопределяющим принятие таких решений, является постоянно увеличивающиеся затраты на транспортирование материалов и сырья к месту строительства.

Другой проблемой, сдерживающей широкое распространение перспективной технологии строительной 3D-печати, является необходимость получения реакционных порошковых бетонов высокой прочности без применения таких технологических приемов, как виброуплотнение и прессование, а также без применения специальных модификаторов – химических веществ-ускорителей твердения цемента.

АНАЛИЗ ПОСЛЕДНИХ ПУБЛИКАЦИЙ ПО ПРОБЛЕМЕ

В настоящее время наиболее широко распространенными материалами техногенного происхождения, которые имеют фракционный состав, отвечающий мелкому заполнителю бетонов, являются отходы горно-обогатительных комбинатов (так называемые «хвосты» обогащения железных руд). Эти отходы используются, как для дополнительного извлечения полезных компонентов, так и в качестве одного из компонентов сложного вяжущего [1, 2] или мелкого заполнителя [2-6].

Исследования, проведенные Г.В. Пухальским и Г.Н. Бондаренко [3], явились основой для использования отходов обогащения железных руд в качестве мелких заполнителей бетона и дальнейших исследований в этом направлении [4-10].

Основными результатами, полученными в работе [3], использованными и подтвержденными в остальных работах, являются следующие:

1. Замена речного песка на отходы обогащения железных руд, освобожденных от фракции менее 0,14 мм, в качестве заполнителей бетона приводит к повышению его прочности на 15%.
2. По мере замены части речного песка на отходы обогащения железных руд, освобожденных от фракции менее 0,14 мм, происходит повышение прочности бетона.
3. Прочность бетона на отходах обогащения железных руд, освобожденных от фракции

менее 0,14 мм, естественного твердения выше прочности такого же бетона, подвергнутого тепловлажностной обработке.

4. Введение в бетон в качестве добавки тонкодисперсной части (фракции менее 0,14 мм) отходов обогащения железных руд в количестве (5-15)% приводит к повышению его прочности на (5-20)%.
5. Введение в бетон на портландцементе в качестве добавки тонкодисперсной части отходов обогащения железных руд (фракции менее 0,14 мм) приводит к повышению его прочности на 6%, а бетона на шлакопортландцементе до 88%.
6. Для улучшения технологических свойств бетонных смесей на основе отходов обогащения железных руд в них следует вводить микрозаполнители в виде тонкодисперсной части отходов обогащения железных руд (фракции менее 0,14 мм).
7. Содержание оксидов железа в отходах обогащения железных руд в количестве (6-15)% не влияет на удобоукладываемость бетонной смеси и прочность при сжатии бетона.

Кроме того, следует отметить, что исследования [3] проведены для бетонов на крупном заполнителе и не могут быть распространены на мелкозернистые бетоны.

В последующих исследованиях бетонов с использованием отходов обогащения железных руд, с учетом результатов исследований [3], их применяли в качестве мелкого заполнителя, полностью заменяя речной песок.

Анализ приведенных выше результатов исследований показал:

- нет особого смысла во фракционировании отходов обогащения железных руд (т.е. выделения из них фракции менее 0,14 мм), если осуществлять частичную замену речного песка на нефракционированные отходы обогащения железных руд;
- применение отходов обогащения железных руд в качестве мелкого заполнителя или его части наиболее эффективно в бетонах на основе шлакопортландцемента или портландцементов с высоким содержанием доменного гранулированного шлака;
- отсутствуют исследования мелкозернистых бетонов на основе смешанного мелкого заполнителя, в котором одну его часть составляют отходы обогащения железных руд, а другую – речной песок.

ЦЕЛЬ ИССЛЕДОВАНИЙ

Повышение прочности при сжатии реакционных порошковых бетонов за счет использования комплексного заполнителя, состоящего из смеси речного песка и отходов обогащения железных руд.



МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЙ

Материалы и оборудование, использованные в экспериментах

Для решения поставленной задачи в качестве вяжущего использовали Криворожский портланд-цемент СЕМ 42,5. В качестве мелкого заполнителя использован песок кварцевый речной средней плотностью породы 2630 кг/м^3 , насыпной плотностью 1550 кг/м^3 , пустотностью 41%, с модулем крупности 1,56. Содержание вредных примесей в пределах нормы. Результаты рассева приведены в табл. 1.

В качестве минеральной добавки использовали отходы обогащения железных руд Южного горно-обогатительного комбината (ГОК), которые отвечали требованиям [11]. Фракционный состав отходов обогащения железных руд Южного ГОКа, используемый в данной работе, представлен в табл. 2, а химический в табл. 3.

Методика определения прочности бетона

Составы исследуемых бетонных смесей определяли по требованиям норм [12, 13]. В соответствии с требованиями норм в бетон вводили в качестве минеральной добавки отходы обогащения железных руд, гранулометрический состав которых представлен в табл. 2, а химический в табл. 3. Бетонную смесь готовили в лабораторной бетономешалке принудительного действия емкостью 25 литров. Компоненты дозировали по массе, перемешивали сначала сухие компоненты, а затем с водой. Время перемешивания одного замеса составляло 3 минуты. Уплотняли контрольные образцы с размером сторон $40 \times 40 \times 160 \text{ мм}$ на стандартной лабораторной виброплощадке с частотой вибрационного воздействия 50 Гц, амплитудой (0,35-0,5) мм. Образцы твердели в стандартных условиях при температуре $(293 \pm 2) \text{ К}$ при относительной влажности $(95 \pm 5) \%$ и испытывались в 28-ми суточном возрасте на сжатие в соответствии с требованиями норм.

Таблица 1. Результаты рассева речного кварцевого песка

Остаток на ситах, %	Размеры отверстий сит, мм					
	2,5	1,25	0,63	0,315	0,14	менее 0,14
Частные	1,0	2,4	7,85	37,9	42,05	8,8
Полные	1,0	3,40	11,25	49,15	91,2	100

Таблица 2. Гранулометрический состав отходов обогащения железных руд

Содержание в % по массе фракций размером, мкм								
менее 5	6-10	11-20	21-30	31-40	41-50	51-66	67-100	более 100
4,13	3,54	7,93	15,71	19,7	12,41	11,48	15,39	9,71

Таблица 3. Химический состав отходов обогащения железных руд

Химический состав, %					
SiO_2	Al_2O_3	FeO	Fe_2O_3	CaO	MgO
62,1	1,3	6,56	8,34	4,64	6,69

Прочность бетона контрольного состава (не содержащего отходы ГОК) составляла:

- при $P/C = 3$ и $B/C = 0,5 - 16 \text{ МПа}$;
- при $P/C = 2,5$ и $B/C = 0,5 - 21 \text{ МПа}$;
- при $P/C = 3$ и $B/C = 0,6 - 14,2 \text{ МПа}$.

(B/C – водоцементное отношение; P/C – отношение массы мелкого заполнителя к массе цемента).

Результаты исследований влияния содержания отходов обогащения железных руд в составе мелкого заполнителя реакционных порошковых бетонов показали, что в пределах эксперимента, имеется их оптимальное содержание в заполнителе (рис. 1, 2).

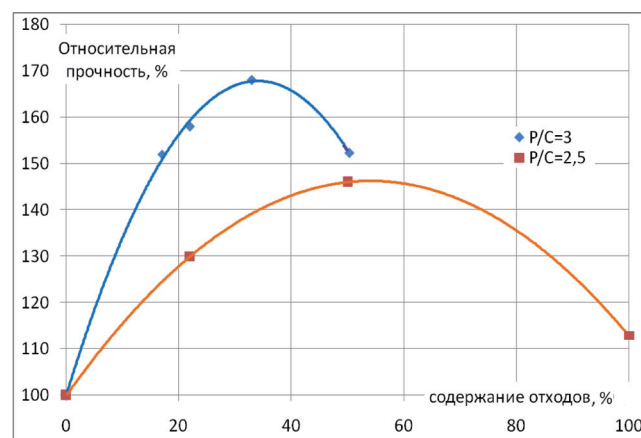


Рис. 1. Влияние содержания отходов обогащения железных руд в заполнителе на прочность бетона ($B/C=0,5$; P/C – отношение массы мелкого заполнителя к массе цемента)

При этом, чем выше содержание заполнителя в бетоне, тем более выражено влияние содержания в нем отходов обогащения железных руд.

Влияние водоцементного отношения в бетоне не однозначно сказывается на прочности бетона. Так, при применении неклассифицированных отходов обогащения железных руд, с уменьшением водоцементного отношения, в пределах эксперимента, в бетоне увеличивается влияние отходов (рис. 2). А при применении классифицированных отходов обогащения железных руд (удалением фракции менее 0,14 мм), с уменьшением водоцементного отношения в бетоне влияние отходов уменьшается (рис. 3).

В то же время, классифицированные отходы обогащения железных руд (с удаленной фракцией менее 0,14 мм) обеспе-

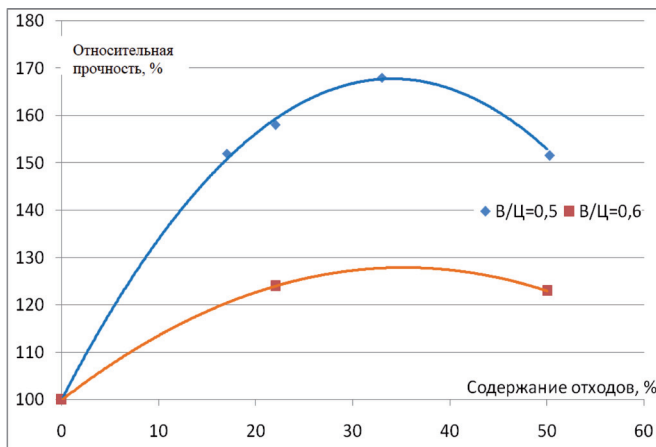


Рис. 2. Влияние содержания отходов обогащения железных руд в заполнителе на прочность бетона ($P/C = 3,0$ – отношение массы мелкого заполнителя к массе цемента)

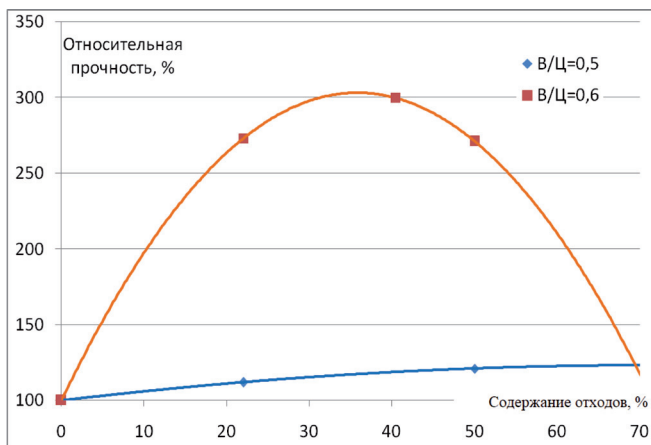


Рис. 3. Влияние содержания классифицированных отходов обогащения железных руд в заполнителе на прочность бетона (фракция менее 0,14 мм удалена)

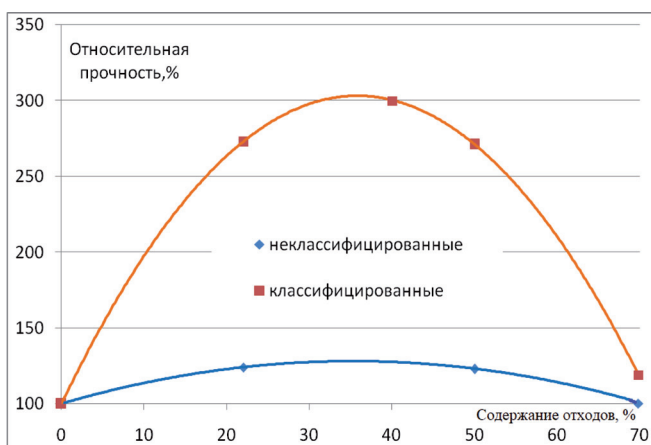


Рис. 4. Влияние классифицирования отходов обогащения железных руд (удалением фракции менее 0,14 мм), примененных в качестве заполнителя бетона на его прочность

чивают больший прирост прочности бетона при сжатии, который достигает 200% (рис. 4).

ВЫВОДЫ

Проведенные исследования позволяют сделать следующие выводы:

- применение в качестве мелкого заполнителя реакционных порошковых бетонов смеси речного песка и отходов обогащения железных руд, содержащих соединения железа, позволяет повысить прочность данных бетонов при сжатии на (30-200)%;
- оптимальное содержание отходов обогащения железных руд, содержащих соединения железа, в заполнителе зависит от его содержания в бетоне. С увеличением содержания заполнителя в бетоне уменьшается оптимальное содержание отходов обогащения железных руд, содержащих соединения железа, в заполнителе.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Резниченко П. Т. Охрана окружающей среды и использование отходов промышленности / П. Т. Резниченко, А. П. Чехов. – Днепропетровск: Промінь, 1973. – 94 с.
2. Шишкин А. А. Щелочные реакционные порошковые бетоны / А. А. Шишкин // Стр-во уникальных зданий и сооружений. – 2014. – № 2 (17). – С. 56-65.
3. Пухальский Г. В. Свойства бетонов на песках из отходов горно-обогатительных комбинатов / Г. В. Пухальский, Г. Н. Бондаренко // Бетон и железобетон, 1975. – № 5. – С. 26-28.
4. Шевченко Б. Н. Конструкции из бетонов на отходах обогащения железных руд / Б. Н. Шевченко. – Киев : Вища шк., 1989. – 192 с.
5. Шишкин А. А. Особенности использования отходов горно-обогатительных комбинатов в производстве строительных материалов / А. А. Шишкин, А. А. Шишкина, В. В. Щерба // Вісн. ДНАБА, 2013. – №1 (99). – С. 8-12.
6. Вандоловський А. Г. Міцнісні властивості особливодрібнозернистого бетону на відходах гірничо-збагачувальних комбінатів у ролі заповнювача / А. Г. Вандоловський, В. М. Чайка // Зб. наукових пр. УкрДУЗТ, 2016. – Вип. 160. – С. 17-24.
7. Шалтабаева С. Т. Бетоны и вяжущие с использованием активизированных отходов горно-обогатительных комбинатов: автореф. дис. на соискание ученой степени канд. техн. наук / Шалтабаева Салтанат Турарбековна. - Алматы, 2010. - 21 с.



8. Русина В. В. Минеральные вяжущие вещества на основе многотоннажных промышленных отходов / В. В. Русина. - Братск: ГОУ ВПО «БрГУ», 2007. – 224 с.
9. Песок и щебень из отходов обогащения железной руды для мелкозернистого бетона / [Г. М. Рахимова, Д. М. Тажибаева, А. О. Икишева и др.] // Фундаментальные исследования. – 2013. – № 10 (часть 11). – С. 2445-2449.
10. Приходько А. П. Ячеистые бетоны с использованием техногенных отходов промышленности / А. П. Приходько, Д. О. Маляр // Вісн. ПДАБА. – Дніпропетровськ: ПДАБА, 2009. – № 4. – С. 5-7.
11. Песок кварцево-железистый и тонкодисперсная фракция для строительных работ из отходов горно-обогатительных комбинатов Украины. Технические условия: ДСТУ Б В.2.7-33-2001. - [Дата введения 2002-04-01]. – Киев : ГП "УкрНИИЦ", 2001. – 13 с. – (Нац. стандарт Украины).
12. Бетони. Правила підбору складу: ДСТУ Б В.2.7-215:2009. – [Чинний від 2010-09-01]. – Київ : ДП «Укрархбудінформ», 2010. – IV, 14 с. – (Нац. стандарт України).
13. Настанова щодо визначення складу важкого бетону: ДСТУ-Н Б В.2.7-299:2013. – [Чинний від 2014-07-01]. – Київ : ДП «Укрархбудінформ», 2014. – IV, 87 с. – (Нац. стандарт України).

REFERENCES

1. Reznichenko, P. T. & Chehov, A. P. (1973). Ohrana okruzhajushhej sredy i ispolzovanie othodov promyshlennosti. Dnepropetrovsk: Promin, 94 p.
2. Shishkin, A. A. (2014). Shchelochnyi reakcionnie poroshkovie betony. Str-vo unikalnykh zdaniy i sooruzheniy. № 2 (17), pp. 56-65.
3. Puhalskij, G. V. & Bondarenko, G. N. (1975). Svojstva betonov na peskakh iz otkhodov gorno-obogatitelnykh kombinatov. № 5, pp. 26-28.
4. Shevchenko, B. N. (1989). Konstrukcii iz betonov na othodakh obogashheniya zheleznykh rud, 192 p.
5. Shishkin, A. A., Shishkina A. A. & Shcherba V. V. (2013). Osobennosti ispolzovaniia othodov gorno-obogatitelnykh kombinatov v proizvodstve stroitelnykh materialov. № 1 (99), pp. 8-12.
6. Vandolovskij A. G., Chajka V. M. (2016) Micnisni vlastyvoli osoblyvodribnozernystogo betonu na vidkhodakh girnycho-zbagachuvalnykh kombinativ u roli zapovniuvacha, pp. 17-24.
7. Shaltabaeva S. T. (2010). Betony i viazhushchie s ispolzovaniem aktivizirovannykh otkhodov gorno-obogatitelnykh kombinatov. 21 p.

8. Rusina V. V. (2007). Mineralnie viazhushchie veshchestva na osnove mnogotonnazhnykh promyshlennykh otkhodov, 224 p.
9. Rahimova G. M., Tazhibaeva D. M., Ikisheva A. O. (2013). Pesok i shheben iz othodov obogashcheniya zheleznoi rudy dlia melkozernistogo betona. pp. 2445-2449.
10. Prihodko A. P., Maliar D. O. (2009). Jacheistyie betony s ispolzovaniem tekhnogennykh otkhodov promyshlennosti. pp. 5-7.
11. Sand quartz-ferriferous and thin-dispersing fraction for the construction works from waste of mine-concentrating of group of enterprises of the Ukraine. Specifications: DSTU B V.2.7-33-2001. - [Valid from 2002-04-01]. – K. : GP "UkrNIUTs", 2001. – 13 p. – (Nat. standard of Ukraine).
12. Concretes. Rules of selection of composition: DSTU B V.2.7-215:2009. – [Valid from 2010-09-01]. – K. : DP «Ukrarkhbudininform», 2010. – IV, 14 p. – (Nat. standard of Ukraine).
13. Guidelines for appointments of the heavy concrete: DSTU-N B V.2.7-299:2013. – [Valid from 2014-07-01]. – K. : DP «Ukrarkhbudininform», 2014. – IV, 87 p. – (Nat. standard of Ukraine).

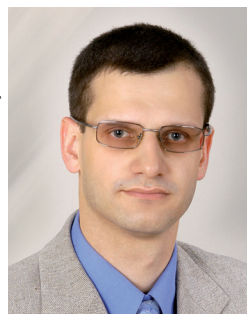
Стаття надійшла до редакції 11.08.2017 г.



УДК 624.04:624.15



ГЛАДИШЕВ Г.М.
Канд. технічних наук, доц.,
Національний університет
„Львівська політехніка”,
м. Львів, Україна,
e-mail: hennadii.m.hladyshchuk@lpnu.ua,
тел.: +38 (097) 238-75-90,
ORCID: 0000-0002-2671-5579



ГЛАДИШЕВ Д.Г.
Канд. технічних наук, доц.,
Національний університет
„Львівська політехніка”,
м. Львів, Україна,
e-mail: dmytro.h.hladyshchuk@lpnu.ua,
тел.: + 38 (067) 925-99-94,
ORCID: 0000-0003-3978-8600



ГЛАДИШЕВ Р.Д.
Студент, Національний університет
„Львівська політехніка”,
м. Львів, Україна,
e-mail: Roman.Hladyshchuk.BD.2015@lpnu.ua,
тел.: +38 (093) 756-87-87

ВПЛИВ ДОВГОТРИВАЛОЇ ЕКСПЛУАТАЦІЇ РІЗНОТИПНИХ ПАЛЬОВИХ ТА ІНШИХ ФУНДАМЕНТІВ У ЗАТОРФОВАНИХ ГРУНТАХ НА ЗМІНУ КАТЕГОРІЙ ТЕХНІЧНИХ СТАНІВ БУДИНКІВ В УМОВАХ УЩІЛЬНЕНОЇ ЗАБУДОВИ

АНОТАЦІЯ

Розглянуто групу з трьох будинків у центральній частині м. Львова. Один з них, будинок № 23-А, збудований в середині цієї групи 45 років тому і, згідно з чинними нормативними документами є новобудовою по відношенню до інших будинків цієї групи. Розглянуті будинки на час проектування не були розраховані на зусилля, що виникають при їх взаємодії через основу. Особливо це стосується будинку № 23-А, в якому під торцеві цегляні стіни виконано пальові фундаменти на набивних залізобетонних круглих висячих палях довжиною до 9 м. Під колони рамного каркасу виконано пальові фундаменти із забивних залізобетонних коротких пірамідальних паль довжиною 2 м, що за умовами взаємодії з ґрунтовою основою є ущільнюючі та висячі.

Геодезичним методом зафіксовано вертикальні переміщення будинків відносно умовного нульового рівня. Зафіксований деформований стан будинків інтегрально враховує і деформований стан ґрунтів основи під їх фундаментами. Отримані нахили та прогини остовів будинків порівняні з граничним значенням. Фактичний прогин будинку № 23-А перевищує максимальне граничне осідання $S_{max,u}=0,1\text{м}$ для такого типу будинків.

Відсутність стабільності осідань існуючих різнотипних фундаментів суміжних будинків та їх різкі перепади пов'язані з конструктивними особливостями фундаментів та різним характером їх роботи в межах фіксованих інженерно-геологічних умов ділянки будівництва. Застосування у пальових фундаментах будинку паль різних типів за характером їх роботи спричинило разом із погіршенням інженерно-геологічного стану основ, значні прогини будинку за рахунок нерівномірних осідань різних типів пальових фундаментів.

Проведений аналіз отриманих характерних геометричних параметрів будівель вказує на те, що жорсткість несучих та самонесучих стін та відповідно і просторова жорсткість самих будинків зменшується в процесі довготривалої експлуатації.
КЛЮЧОВІ СЛОВА: ущільнена забудова, довготривала експлуатація, обстеження, фундаменти різних видів, деформації, категорії технічного стану

HLADYSHEV H.M. Ph.D., Ass. Prof., Lviv Polytechnic National University,
Lviv, Ukraine,
e-mail: hennadii.m.hladyshchuk@lpnu.ua,
tel.: +38 (097) 238-75-90,
ORCID: 0000-0002-2671-5579



HLADYSHEV D.H. Ph.D., Ass. Prof., Lviv Polytechnic National University,
Lviv, Ukraine,
e-mail: dmytro.h.hladyshev@lpnu.ua,
tel.: +38 (097) 238-75-90,
ORCID: 0000-0003-3978-8600

HLADYSHEV R.D. Student, Lviv Polytechnic National University,
Lviv, Ukraine,
e-mail: Roman.Hladyshev.BD.2015@lpnu.ua,
tel.: +38 (093) 756-87-87

THE INFLUENCE OF A LONG-TERM OPERATION OF THE DIVERSE PILED AND OTHER FOUNDATIONS IN THE PEATY SOILS ON THE CHANGE OF THE CATEGORIES OF BUILDINGS TECHNICAL STATES IN THE CONDITIONS OF A DENSELY BUILT-UP AREA

ABSTRACT

There has been considered a group, consisting of three houses No 21, 23-A, and 25 in the central part of Lviv. The house No 23-A, built in the middle of the group 45 years ago is considered to be the newly-built one according to the applicable regulatory documents, in comparison with other houses of the group. In the course of their design, the above-mentioned houses were not designated to the load that has appeared in the course of their interaction through the foundation. It especially refers to the house 23-A where under end brick walls there are performed piles foundations on the built-in-place reinforced-concrete round hanging piles, the length of which is 8 m and 9 m. Between the end walls, under the columns of transfer girders there are performed piles foundations consisting of built-in-place reinforced-concrete short pyramid-shaped piles the length of which is 2 m, which upon the condition of interaction with ground bed are condensing and hanging.

By means of surveying method by reference points on the buildings faces there were fixed the vertical footing displacements under the houses' foundations towards the reference surface. The reference points were fixed on the areas, which under possible cosmetic repairs in the course of operation actually have not changed their initial state. The fixed relative vertical displacements, which have appeared in the buildings from the moment of their construction to the moment of their inspection, enable defining all the necessary data for the analysis of spatial joint deformations of the group of buildings. The fixed deformed state of buildings integrally considers the deformed state of the footing soil under their foundations.

The analyses of actual vertical deformations of this group of buildings has been carried out and the distinctive indications of deformations for each of the buildings have been determined. The received slopes of the houses' frames were compared with the

specific values. The actual buckling of house No 23-A exceeds even the maximum available settlement value $S_{max,u}=0,1$ m for such type of buildings.

Lack of stability of the settlements of the existing different-type foundations of the neighbouring buildings and their sudden change is related to the constructive peculiarities of the foundations and different approach to their performance within the limits of the fixed geological engineering conditions of the building plot.

The base layer of soil, which is the basis for the girder foundation and short pyramid-shaped piles, within 52 years has changed its stress-related characteristics, namely: according to geology of 1965 the layer of EGE-2 – fluid plastic muck low-density loams with layer of turf; according to the geology of 2017– EGE-2 – dark-grey to black plastic clay poorly mucked with layers of very soft loam and turf and aqueous sand lens. According to the geology of 2017 sand blanket which is 1m thick under foundation frameworks and pyramid-shaped piles is considered as EGE-1a – filled soil, poured at the building, which actually excludes these foundations from the operation within the limits of the ground element EGE-2.

Under the condition of a substantial modification of the state of soil within 52 years, it is impossible to stabilize the buckling of the building without substantial strengthening of 4-6 meter-layer of the ground element EGE-2, the ground to provide its sufficient stress-related characteristics.

The use of different types of piles and approaches to work in piles foundations of the building caused, together with worsening of engineering-geological state of the footings, substantial buckling of the house because of uneven settlement of different kinds of piles foundations.

The carried out analysis of characteristics of the geometrical parameters of the buildings (slopes, buckling, difference of settlements, landslides etc.) points to the fact that the hardness of the supporting and self-supporting walls and, correspondingly, a spatial hardness of the buildings themselves reduces in the course of the long-term operation.

The category of the technical state of the house No 23-A, based on the analysis of the received data, should be considered as the transitional one, from unsatisfactory „3” to critical „4”.

KEY WORDS: closely built-up area, long-term operation, inspection, different-type foundations, deformations, categories of the technical state.

ВСТУП

Метою розрахунків основ пальових фундаментів та фундаментів мілкового закладання [1, 2] за деформаціями є в першу чергу обмеження абсолютних чи відносних вертикальних переміщень такими границями, при яких гарантується безпечна експлуатація будівлі. При цьому, не понижується її довговічність за рахунок недопущення появи значних показників прогинів,



вигинів, кренів, нерівномірних осідань сусідніх рам чи елементів просторового каркасу та відповідно і їх фундаментів, що змінює розташування опор несучих конструкцій перекриттів на ригелях рам та на несучих стінах і викликає розлад з'єднань.

Вертикальні деформації та міцність основ під фундаментами і деформація та міцність надфундаментних конструкцій будинків при їх проектуванні повинні бути перевірені розрахунками, для врахування зусиль і додаткових деформацій, що можуть виникнути в будинках при взаємодії їх конструктивних елементів через основу. Окрім цього, слід враховувати взаємовплив сусідніх будинків в ущільненій забудові через додаткові вертикальні напруження в основі під стрічковими, окремо розташованими фундаментами і під умовними підшвами пальових фундаментів на рівні кінців їх висячих паль [1 - 3]. Тому, аналіз впливу сумісних деформацій будинків з фундаментами різних видів у складних інженерно-геологічних умовах ділянки є актуальним.

АНАЛІЗ ОСТАННІХ ДОСЛІДЖЕНЬ ТА ПУБЛІКАЦІЙ

До розташованих в умовах ущільненої забудови слід відносити будинки, в основах яких зони напружень і переміщень, визначені як для незалежних окремо розташованих будинків, перетинаються [1].

До таких умов будівництва відносяться і будинки цілого кварталу по вул. І. Франка у м. Львові, де розташовані будинки за номерами 21, 23-А, 25 (рис. 1).

На час виконання обстеження, будинок по вул. І. Франка, 23-А знаходиться в історично сформованій забудові 45 років і у 1972 році був новобудовою, на відміну від інших будинків в обстеженому кварталі, що збудовані 80 - 90 років тому.

План будинку № 23-А з осями, фасад, прив'язка його фундаментів та фундаментів торцевих стін

будинків № 21 та № 25 у зафіксованих інженерно-геологічних умовах ділянки, зображені на рис. 2.

Розглянуті будинки на ділянці старої забудови, на час проектування не були розраховані на зусилля, що виникають при їх взаємодії через основу. Особливо це стосується будинку 23-А, в якому виконані пальові фундаменти на набивних залізобетонних круглих висячих палях довжиною 8 м та 9 м. Палі об'єднані стрічковими ростверками під стіни по осях „2” та „6”. Пальові фундаменти під колони по осях „3”, „4”, „5” виконані із забивних залізобетонних коротких пірамідальних паль довжиною 2 м, що за умовами взаємодії з ґрунтовою основою є ущільнюючі і висячі.

Згідно з чинними нормативними документами конструктивної безпеки будівлі, що розташовані в зоні давно сформованої малоповерхової щільної забудови, обов'язково підлягають обстеженню за своїм технічним станом у фіксовані нормативні терміни, якщо ділянки під нове будівництво знаходяться у безпосередньому наближенні до щільної старої забудови.

На прикладі будинку № 23-А, що був новобудовою 45 років тому, можна розглянути його довготривалий вплив на конструктивну безпеку [4] прилеглих до нього будинків № 21 та № 25 більш старої щільної забудови.

Для відношення трьох будинків (№ 21, № 23-А та № 25) до однієї з категорій технічних станів за вимогами [5], слід заміряти геодезичним методом [6] їх відносні вертикальні переміщення у характерних точках їх фасадів.

Категорії технічних станів окремих конструкцій будинків визначаються згідно з вимогами [5] шляхом спільного аналізу дефектів та ушкоджень, а також результатів перевірочних розрахунків. Технічний стан окремої будівельної конструкції характеризується однією з чотирьох категорій: „1” – нормальний, „2” – задовільний, „3” – непридатний до нормальної експлуатації, „4” – аварійний.

Порівняння та аналіз отриманих показників вер-

тикальних відносних переміщень характерних точок на будинках за тривалий час їх експлуатації з нормованими граничними показниками деформацій [1-3, 7-9] дають можливість віднести їх стан до однієї з чотирьох категорій технічних станів, що зазначені у [5].

МЕТА ТА ЗАДАЧІ ДОСЛІДЖЕНЬ

Метою роботи є розробка методології випереджаючої інтегральної оцінки технічного стану будинків в цілому за станом довготривалого деформування їх остовів у складних інженерно-геологічних умовах у межах старої ущільненої забудови.



Рис. 1. Група з трьох будинків №№: 21, 23-А, 25 (зліва - направо) по вул. Івана Франка у м. Львові. Будинок № 23-А побудований на місці зруйнованого будинку

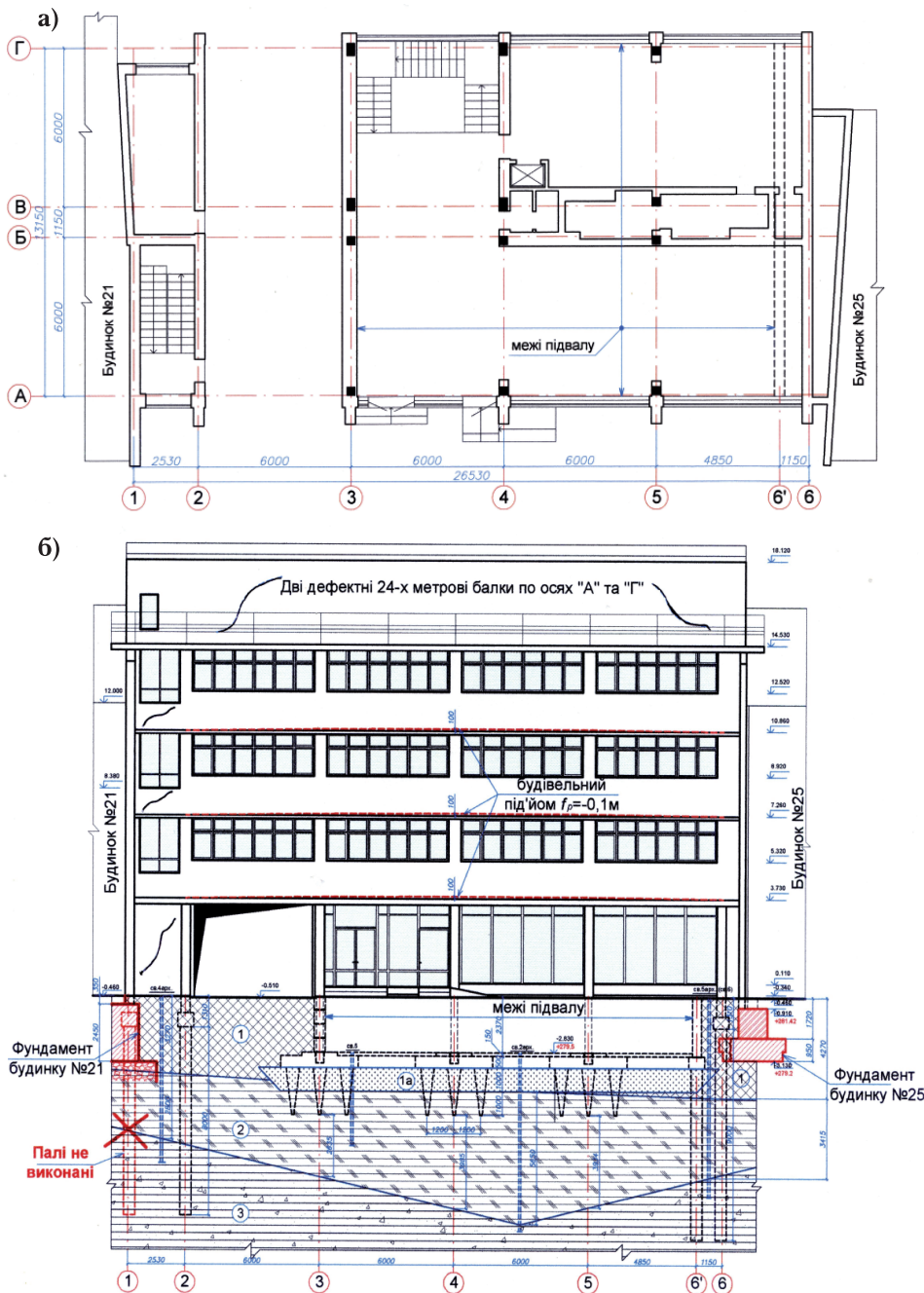


Рис. 2. План першого поверху будинку № 23-А – а; головний фасад будинку з підземною його частиною із улаштуванням його фундаментів в межах інженерно-геологічних умов ділянки будівництва – б

Задачами досліджень є:

- виконати заміри геодезичним методом значень відносних вертикальних переміщень трьох будинків в межах розглянутої ділянки щільної забудови зі складними інженерно-геологічними умовами;
- визначити, за отриманими експериментальними даними, фактичні характерні параметри деформацій кожного будинку в обстеженій групі та виділити основні, що можна порівняти з граничними нормативними значеннями показників вертикальних деформацій та даними перевірочних розрахунків;

- визначити категорії технічного стану обстежених будинків № 21, № 23-А, № 25;
- порівняти фактично отримані прогини будинку № 23-А, що має пальові фундаменти різних видів, на відміну від суміжних будинків № 21 та № 25, що мають стрічкові фундаменти, з теоретичними розрахунками прогинів будинку № 23-А за новими інженерно-геологічними даними, що виконані у червні 2017 року та порівняти ці дані з інженерно-геологічними дослідженнями, що виконані на час проектування будинку у 70-х роках 20 століття.

ВИКЛАД ОСНОВНОГО МАТЕРІАЛУ

Оцінку категорій технічних станів остовів будівель можна виконувати як і їх окремих частин, що можна виділити за основними функціональними і конструктивними ознаками (п. 4.15 [10]).

Для прикладу, розглянемо визначення параметрів фактичного деформування стін головних фасадів трьох будинків №№ 21, 23-А, 25, що розташовані в межах одного кварталу.

Під час інструментального обстеження був використаний геодезичний метод, що дав можливість досить швидко визначити

фактичні вертикальні відносні переміщення трьох згрупованих будинків разом з їх основами у старій забудові Львова. Були зафіксовані вертикальні переміщення основи під фундаментами будинків відносно умовного нульового рівня. Для замірів були вибрані точки-репери на фасадах будинків. Реперні точки фіксували на характерних ділянках фасадів, що за можливі косметичні ремонти під час експлуатації не змінили свій початковий стан за рахунок збільшення нашарувань від ремонтних матеріалів.

Відносно горизонтальної площини заміряні фактичні вертикальні переміщення, що супро-



воджували будинки від часу будівництва до часу обстеження, тобто: 45 років експлуатації будинку № 23-А між будинками № 21 та № 25, що побудовані 80 - 90 років тому. Зафіксовані значення характерних параметрів деформування кожного будинку в обстеженій групі будівель наведено на рис. 3.

Виконаний аналіз фактичних вертикальних деформацій цієї групи будівель у старій забудові та визначені характерні їх показники для кожного будинку.

Значення сумісних деформацій основ, фундаментів і самої надземної частини будівлі обмежуються граничними деформаціями основ за

табл. И.1 [1], якщо конструкції будівель спеціально не розраховані на зусилля, що виникають при взаємодії їх з основою і в завданні на проектування значення граничних деформацій основи окремо не встановлені.

В процесі обмірів будівель зафіксовані горизонтальні прив'язки точок-реперів на елементах їх фасадів, де були заміряні фактичні вертикальні переміщення.

Зафіксовані деформовані схеми самих будівель інтегрально враховують і деформований стан ґрунтів основи під їх фундаментами. Фіксовані відносні вертикальні переміщення, що проявилися в будинках від часу будівництва до часу



Рис. 3. Взаємовплив трьох будинків в умовах ущільненої забудови: а – фасади трьох будинків з позначеннями місць вертикальних зсувів ($\blacktriangledown$); б – значення параметрів деформування кожного будинку; в – зафіксовані показники відносних вертикальних переміщень кожного будинку



їх обстеження, дозволяють після їх внесення і апроксимації в середовищі Microsoft Excel визначити усі необхідні дані для аналізу просторових деформацій остовів будівель та їх окремих стін.

Проаналізуємо стан будинків за зафіксованими характерними показниками деформацій кожного будинку в обстеженій групі за тривалий час їх експлуатації та порівняємо їх із граничними нормативними значеннями, що діють на час обстеження.

Аналіз замірів відносних вертикальних переміщень по довжині будинків № 21, № 23-А та № 25, виконаних у процесі обстеження, показав:

- примикання фундаменту будинку № 23-А до будинку № 21 виконане з довантаженням фундаменту будинку № 21 стіною по осі „1” (рис. 2) будинку № 23-А, що викликало незначні деформації стрічкового фундаменту шириною підшви $b=3$ м під торцевою стіною будинку № 21, практично вісь „1” будинку № 23-А і приростом з часом відносних осадок на $\Delta S=15$ мм пальового стрічкового фундаменту осі „2”, що проявилось нахиленими тріщинами у підвіконних ділянках стіни між осями „1” та „2” (рис. 2);
- набивні пальові фундаменти по осі „2”, що відносяться до будинку № 23-А, виконані досить близько до підшви фундаменту будинку № 21;
- біля фундаменту торцевої стіни будинку № 21 не виконаний один ряд проектних паль за рахунок фактичної ширини підшви фундаменту $b=3,3$ м, що своєю консоллю перекрила вісь „1” будинку № 23-А, по якій потрібно було розташувати проектні палі під торцеву стіну;
- пальовий фундамент під стіною по осі „2” відносно фундаменту по осі „1” осів на 15 мм більше. Це пов'язано з тим, що існуючий фундамент шириною 3,3 м під торцеву стіну двоповерхового будинку № 21 за ≈ 40 років до будівництва будинку № 23-А вже осів і додаткове навантаження від стіни по осі „1” будинку № 23-А не суттєво збільшило його осадку. На пальовий фундамент під стіною по осі „2” будинку № 23-А діють значно більші навантаження, включаючи опорні реакції двох зовнішніх несучих балочних стін з прольотом 24,0 м по осях „А” та „Г” на технічному поверсі, тому зафіксована його більша осадка відносно фундаменту по осі „1”;
- будинок № 21 має поздовжній нахил від осі „1” від впливу попереднього будинку (№ 19). Від цього впливу, будинок № 21 отримав вертикальний зсув ($\Delta = 5,6$ см) в межах крізного проїзду з вулиці у подвір'я. Вертикальний зсув розділив будинок № 21 на дві частини, що отримали нахили різного напрямку: ліва частина $i=0,0018$, права частина $i=0,00154$. Отримані нахили двох частин будинку

№ 21 менші граничного значення $i_u=0,005$ відповідно у 2,78 та 3,25 рази;

- набивні пальові фундаменти по осі „6”, що відносяться до будинку № 23-А, виконані в межах підшви фундаменту будинку № 25, тому що фундамент з шириною підшви $b=2,95$ м своєю консоллю перекрив вісь „6” будинку № 23-А, по якій потрібно було розташувати проектні палі під торцеву стіну;
- фундамент будинку № 25 частково довантажений пальовими фундаментами та торцевою стіною по осі „6” будинку № 23-А, що викликало вертикальний зсув ($\Delta=4,1$ см) по підвіконних ділянках фасаду будинку № 25. По цьому зсуву, будинок № 25 розділюється на дві частини, що отримали нахили одного напрямку - до будинку № 23-А: ліва частина $i=0,0046$, права частина $i=0,0053$. Отримані нахили будинку № 25 наближені до граничного значення $i_u=0,005$.
- будинок № 23-А отримав поздовжній прогин ($f=0,122$ м) на довжині прольоту ($L=26,9$ м) між двома умовними опорами - фундаментами на палях стійках ($\phi=0,5$ м, $L=8-9$ м), що розташовані відповідно: з довжиною $L=8$ м біля торця будинку № 21 та з довжиною $L=9$ м біля торця будинку № 25;
- прогин $f=0,122$ м будинку № 23-А від нерівномірних деформацій основи - це віддалік від середини умовної лінії, що з'єднує значення відносних деформацій основи під правою та лівою умовними опорами на стрічкових фундаментах на висячих палях по осях „2” та „6” до точки максимальних деформацій основи у центральній частині будинку, під експериментальними на час будівництва фундаментами на висячих пірамідальних палях;
- пірамідальні палі ППу2-60-10 мають довжину $L=2$ м, розміри у верхній частині $0,6\times 0,6$ м, у нижній частині $0,1\times 0,1$ м. У центральній частині будинку, згідно проекту, палі занурені у піщану ущільнену ними подушку товщиною 1 м. Верх піщаної подушки знаходиться на рівні підшов ростверків. Відносна відмітка підшов ростверків $-0,65$ м від рівня підлоги підвалу та на відм. $-3,50$ м від рівня підлоги першого поверху, що відповідає абсолютній відм. $+282,33$ м. Занурення паль виконане у березні 1972 року;
- всі граничні показники, що пов'язані з обмеженням рівнів можливих вертикальних переміщень фундаментів існуючих та проєктованих будинків, для розглянутого будинку значно перевищені (рис. 3);
- відносні деформації між сусідніми пальовими фундаментами по осях „3”, „5” та між ними по осі „4” становлять $(\Delta S/L)=f/l$



$(L \times 0,5) = 0,122 / (26,9 \times 0,5) = 0,0091$, що у 4,55 рази більше граничного значення $0,5(\Delta s/L)_c$ $(\Delta s/L)_c = 0,002$ (табл. И.1, п. 1[1]) для збірної залізобетонної каркасу; теж саме між фундаментами по осях „4” та „3”, „5” та „6”;

- значення відносного граничного прогину f_u будинків (примітки табл. И.1, [1]), приймають $f_u = 0,5 \times (\Delta s/L)_c = 0,5 \times 0,002 = 0,001$; для розглянутого будинку № 23-А $f_u = L \times 0,001 = 26,9 \times 0,001 = 0,0269$ м, а відношення $f/f_u = 0,122 / 0,0269 = 4,55$ показує, що значення f_u каркасного будинку зі збірної залізобетону перевищене у 4,55 рази;
- фактичний прогин будинку $f = 0,122$ м перевищує навіть максимальне граничне осідання $S_{max,u} = 0,1$ м для такого типу будівель (п.1, табл. И.1 [1]).

Порівняємо фактично отримані прогини будинку № 23-А, що має пальові фундаменти, на відміну від суміжних будинків № 21 та № 25, що мають стрічкові фундаменти, з теоретичними розрахунками прогинів будинку № 23-А за новими інженерно-геологічними даними, що отримані на час обстеження у 2017 році у зв'язку з погіршенням інженерно-геологічного стану основ від проектного рівня під пірамідальними пальовими фундаментами у центральній частині будинку за 45 років з часу завершення будівництва будинку № 23-А.

Відсутність стабільності осадок існуючих різнотипних фундаментів суміжних будинків та їх різкі перепади пов'язані з конструктивними особливостями фундаментів та різним характером їх роботи в межах фіксованих інженерно-геологічних умов ділянки будівництва:

- біля торців прилеглих будинків № 21 та № 25 – стрічкові фундаменти на довгих висячих палях, що працюють в межах трьох інженерно-геологічних елементів за результатами геологічного обстеження 1965 року;
- ІГЕ-1 – насипні ґрунти з суміші битої цегли, заторфованого суглинку малої щільності від м'якопластичної до текучої консистенції, без надання інших показників;
- ІГЕ-2 – текучі пластичні заторфовані суглинки малої щільності з прошарками торфу ($E = 3$ МПа, $\varphi = 10^\circ$, $c = 0,0175$ МПа, $e = 2$, $\gamma = 14$ кН/м², з втратою ваги при прокалюванні 30%);
- ІГЕ-3 – глина мергеляста, від тугопластичної до твердої консистенції ($E = 15$ МПа, $\varphi = 18^\circ$, $c = 0,04$ МПа, $e = 1,1$, $\gamma = 18$ кН/м²);
- у центральній частині будинку № 23-А фундаменти на групах висячих пірамідальних паль довжиною 2 м, що занурені на 1 м у насипну піщану подушку та на 1 м занурені у текучі пластичні заторфовані суглинки малої щільності з прошарками торфу - ІГЕ-2, з максимальною товщиною 4,0 м цього шару під

кінцем пірамідальних паль до шару ІГЕ-3.

За новими результатами геологічних досліджень, що виконав ПрАТ «Геотехнічний інститут» у червні 2017 року, отримані більш розширені дані з геоморфологічних та фізико-механічних характеристик ґрунтів основи. В геоморфологічному відношенні ділянка розташована в межах долини р. Полтви ділянка рівна, техногенного планування.

В межах основи пальових фундаментів виділені наступні інженерно-геологічні елементи:

- ІГЕ-1 – насипні ґрунти представлені нерівномірно злежаними глинистими ґрунтами ($\gamma_H = 17,2$ кН/м³);
- ІГЕ-1а – насипні ґрунти – підсипаний під будівлю, пісок дрібний насичений водою ($\gamma_H = 18,3$ кН/м³), у зв'язку з відсутністю для перевірконого розрахунку необхідних фізико-механічних характеристик ґрунтів піщаної подушки (рис. 2), вони були прийняті за табл. В.1 [1] для дрібного піску насиченого водою, при $e = 0,75$: $E^* = 18$ МПа, $\varphi^* = 28^\circ$;
- ІГЕ-2 – глина м'якопластична слабозаторфована з прошарками, текучопластичної та торфу і лінзами піску, що насичений водою, темно-сіра до чорної ($E = 3,2$ МПа, $\varphi = 5^\circ$, $c_H = 0,023 / 0,02$ МПа, $e = 1,62$, $\gamma_H = 13,9$ кН/м³, втрата ваги при прокалюванні 30%);
- ІГЕ-3 – глина напівтверда, мергеляста, з включенням щебеню мергелю, голубовато-сіра ($E = 9,1$ МПа, $\varphi = 25^\circ$, $c_H = 0,023$ МПа, $e = 0,95$, $\gamma_H = 18,2$ кН/м³).

Водовміщуючими породами четвертинного горизонту є ґрунти ІГЕ: 1, 1а, 2. Нижнім водотривким шаром слугують глини шару ІГЕ-3. Його живлення відбувається за рахунок інфільтрації атмосферних опадів. Ділянка відноситься до підтоплюваних територій.

Інженерно-геологічні умови ділянки ускладнені наявністю у геологічній умові товщі насипних ґрунтів ІГЕ-1, 1а та глини м'якопластичної слабозаторфованої ІГЕ-2, загальна потужність яких становить 9 м.

Окрім визначення відносних деформацій фундаментів будинку № 23-А, за отриманими на червень 2017 року нових фізико-механічних характеристик ґрунтів основи, виконали порівняльні розрахунки розглянутих пальових фундаментів по середніх осях будинку „Б-В” та стрічкових фундаментів під торцевими стінами будинків № 21 та № 25. Результати виконаних розрахунків та їх аналіз зведені в табл. 1.

Осідання окремо розташованого фундаменту S з використанням розрахункової схеми у вигляді лінійно-деформованого півпростору методом пошарового підсумовування обчислювали за формулою Д.1 [1] та відповідно до схеми розподілу вертикальних напружень в основі під фундаментом за моделлю лінійно-деформованого півпростору



Таблиця 1. Порівняльні розрахунки пальових фундаментів по середніх осях „Б-В” будинку № 23-А та стрічкових фундаментів під торцеві стіни будинків № 21 та № 25

Тип фундаменту	Кількість та довжина паль L або ширина підшви b	В осях, чи по осі	d , м	Площа умовного фундаменту	$\Sigma F_{v,II}$	σ під підшвою, кПа	Осадки $S_{теор,г}$ м
Кущі, палі* пірамідальні ППу2-60-10	$L=2$ м, 9 шт.	«Б-В»/«3»	2,65	9,42 м ²	3372 кН	358	0,195
	$L=2$ м, 9 шт.	«Б-В»/«4»	2,65	9,42 м ²	3283 кН	348	0,209
	$L=2$ м, 9 шт.	«Б-В»/«5»	2,65	9,42 м ²	3283 кН	348	0,213
Стрічковий, палі бурові $D=500$ мм, з кроком 1,5 м	$L=8$ м в трубах	«2», буд. № 23-А	9,3	1,247 м ²	610 кН	643	0,054
	$L=9$ м в трубах	«6», буд. № 23-А	10,3	0,973 м ²	826 кН	850	0,065
Стрічковий з шириною підшов „b”	$b=3,3$ м	«1», буд. № 21	3,4	3,0 м	281,9 кН/м	94	0,021
	$b=2,95$ м	«6», буд. № 25	2,67	2,95 м	301,0 кН/м	102	0,072

(рис. Д.1 у [1]). Осідання S фундаментів будинків обчислюють за формулами норм [1, 2], в яких до епюри додаткових напружень в основі додаються напруження впливу від інших фундаментів самого будинку та фундаментів суміжних будівель.

При розрахунку фундаментів за деформаціями основ [1], середній тиск під підшвою фундаменту p не повинен перевищувати розрахунковий опір ґрунту основи R . Розрахунки паль і пальових фундаментів за деформаціями ґрунтової основи залежно від їх конструктивної схеми і поставленої задачі слід виконувати як для суцільного умовного фундаменту або як для системи умовних фундаментів, що взаємно впливають один на одного. При розрахунку суцільного умовного фундаменту ростверком об'єднується група паль і отримується одне значення осідання для всього фундаменту і в подальшому одне значення коефіцієнта жорсткості основи.

Схема розподілу вертикальних напружень в основі пальового фундаменту згідно з моделлю лінійно-деформованого півпростору для розрахунку за схемою умовного фундаменту зображена на рис. П.2.3 [2]. Схеми формування умовних фундаментів приймали за рисунком П.2.2 у [2] для: а) – однієї паль у стрічкових пальових фундаментах будинку; б) – групи з декількох паль.

До розподілених по глибині напружень додають напруження від оточуючих пальових фундаментів, що впливають на загальний напружений стан основи. Осідання пальового фундаменту розраховують пошаровим підсумовуванням деформацій від діючих розподілених напружень за формулою (Д.1) [1].

Отримані за розрахунком значення деформацій (осідань) фундаменту і його основи не повинні перевищувати граничних значень відповідно до табл. И.1 - граничні деформації основи [1].

ВИСНОВКИ

1. Аналіз фізико-механічних характеристик ґрунтів основи прийнятих при проектуванні у 1965 році та отриманих при обстеженні через 52 роки показав значні їх зміни та неможливість стабілізування прогину будинку № 23-А без суттєвого підсилення заторфованих ґрунтів основи.

2. При проектуванні будинку № 23-А не було враховано впливи додаткових напружень під стрічковими фундаментами сусідніх будинків № 21 та № 25 на роботу пальових фундаментів проектного будинку і навпаки.

3. Застосування у пальових фундаментах будинку паль різних видів за характером їх роботи, спричинило, разом із погіршенням інженерно-геологічного стану основ, значні прогини будинку за рахунок нерівномірних осадок різних видів пальових фундаментів практично при відсутності корисних навантажень на час обстеження.

4. Будинок № 23-А отримав прогин $f=0,122$ м на довжині прольоту $L=26,9$ м.

5. При існуючих на 2017 рік фізико-механічних характеристиках ґрунтів основи:

- проектна несуча здатність $N=30$ т набивних паль стрічкових фундаментів по осях „2” та „6” не забезпечена розрахунком за [2]. Підрахована фактична сумарна осадка паль $S=0,222$ м, у центральній частині будинку № 23-А в осях „3-5”/”Б-В”, складається з вибраного будівельного підйому $f_p=-0,1$ м плит перекриттів на рамі по осі „4” (рис. 2) та фактично заміряного прогину $f=0,122$ м;
- проектна несуча здатність $N=30$ т експериментальних пірамідальних висячих паль по осях „3-5” не забезпечена розрахунком за [2].

Пораховані осадки цих паль по середній подвійній осі „Б-В”/”4” становлять $S_f=222$ мм.

6. Категорію технічного стану будинку № 23-А, за аналізом даних, що визначені при його інструментальному обстеженні, слід розглядати як перехідну від незадовільної „3” до аварійної



„4” [5], що обґрунтовано у технічних висновках щодо цього будинку [11].

7. Проведений аналіз отриманих характерних геометричних параметрів будівель (нахили, прогини, різниці осідань, зсуви та інше) вказує на те, що жорсткість несучих та самонесучих стін та відповідно і просторова жорсткість самих будівель зменшується в процесі довготривалої експлуатації.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування: ДБН В.2.1-10-2009. – [Чинні від 2009-07-01]. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2009. – 104 с. – (Буд. норми України).
2. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. Зміна № 1 ДБН В.2.1-10-2009. – [Чинна від 2011-07-01]. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2011. – 58 с. – (Буд. норми України).
3. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. Зміна №2 ДБН В.2.1-10-2009. – [Чинна від 2012-07-01]. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2012. – 20 с. – (Буд. норми України).
4. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ: ДБН В.1.2-14-2009. – [Чинні від 2009-12-01]. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2009. – 37 с. – (Буд. норми України).
5. Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану: ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016. – [Чинний від 2017-04-01]. – Київ: ДП „УкрНДНЦ”, 2017. – II, 45 с. – (Нац. стандарт України).
6. Геодезичні роботи у будівництві: ДБН В.1.3-2:2010. – [Чинні від 2010-09-01]. – Київ: ДП "Укрархбудінформ", 2010. – 70 с. – (Буд. норми України).
7. Будівлі і споруди в складних інженерно-геологічних умовах. Загальні положення: ДБН В.1.1-45-2017. – [Чинні від 2017-10-01]. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2017. – III, 23 с. – (Буд. норми України).
8. Будівництво у сейсмічних районах: ДБН В.1.1-12:2014. – [Чинні від 2014-10-01]. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2014. – VI, 110 с. – (Буд. норми України).
9. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Прогини та переміщення. Вимоги проектування: ДСТУ Б В.1.2-3:2006. – [Чинний від 2007-01-01]. – Київ: Вид-во "Сталь", 2006. – III, 10 с. – (Нац. стандарт України).
10. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-162:2010. – [Чинні від 2011-09-01]. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2011. – VI, 97 с. – (Буд. норми України).
11. Визначення технічного стану та несучої здатності конструкцій існуючого будинку по вул. Ів. Франка, 23-А у м. Львові: науково-технічний звіт. Інв. № 237-26.09.14-ТВ. – Львів: ТзОВ „Науково-проектна фірма „Реконстрпроект”, 2015. – 295 с.

REFERENCES

1. Bases and foundations of structures. General rules of design. (2009). DBN V.2.1-10-2009 from 1st July 2009. K.: Building norms of Ukraine [in Ukraine].
2. Bases and foundations of structures. General rules of design. Change №1 (2011). DBN V.2.1-10-2009 from 1st July 2011. K.: Building norms of Ukraine [in Ukraine].
3. Bases and foundations of structures. General rules of design. Change №2 (2012): DBN V.2.1-10-2009 from 1st July 2012. K.: Building norms of Ukraine [in Ukraine].
4. General principles of reliability and construction safety assurance of buildings, facilities, building structures and bases (2009). DBN V.1.2-14-2009 from 1st December 2009. K.: Building norms of Ukraine [in Ukraine].
5. Guidelines for inspection of buildings and facilities for identification and evaluation of their technical condition. (2017). DSTU-N B V.1.2-18:2016 from 1st April 2017. K.: Standart of Ukraine [in Ukraine].
6. Geodetic works in construction. (2010). DBN V.1.3-2:2010 from 1st September 2010. K.: Building norms of Ukraine [in Ukraine].
7. Buildings and facilities in difficult engineering-geological conditions. General rules. (2000). DBN V.1.1-45-2017 from 1st October 2017. K.: Building norms of Ukraine [in Ukraine].
8. Construction in seismic regions. (2014). DBN V.1.1-12:2014 from 1st October 2014. K.: Building norms of Ukraine [in Ukraine].
9. The system of reliability and safety assurance in building projects. Deflections and displacements. Design rules. (2007). DSTU B V.1.2-3:2006 from 1st January 2007. K.: Publishing House "Steel", Standart of Ukraine [in Ukraine].
10. Design of masonry structures. General rules. (2011). DBN V.2.6-162:2010 from 1st September 2011. K.: Building norms of Ukraine [in Ukraine].
11. The determination of technical conditions and load bearing capacity of existing building structures on Iv. Franka st., 23-A in Lvov: [Scientific-technological report. № 237-26.09.14-TV]. – Lviv: LLC „ Scientific-projekt firm „Rekonstrproekt”, 2015.

Стаття надійшла до редакції 09.10.2017 р.



УДК 624.012



БЛИХАРСЬКИЙ З.З.

Аспірант, Національний
університет «Львівська
політехніка»,
м. Львів, Україна,
e-mail: zinovii.z.blikharskyi@lpnu.ua,
тел.: +38 (097) 603-80-88,
ORCID: 0000-0002-4823-6405



ВЕГЕРА П.І.

Канд. технічних наук, асист.,
Національний університет
«Львівська політехніка»,
м. Львів, Україна,
e-mail: pavlo.i.vehera@lpnu.ua,
тел.: +38 (068) 137-89-41,
ORCID: 0000-0002-3437-1825



ШНАЛЬ Т.М.

Канд. технічних наук, доц.,
Національний університет
«Львівська політехніка»,
м. Львів, Україна,
e-mail: Taras.M.Shnal@lpnu.ua,
тел.: +38 (063) 561-05-55,
ORCID: 0000-0002-4226-9513

МІЦНІСТЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК ІЗ ПОШКОДЖЕННЯМИ, ОТРИМАНИМИ ПРИ ЕКСПЛУАТАЦІЙНОМУ РІВНІ НАВАНТАЖЕННЯ

АНОТАЦІЯ

У статті представлено результати експериментальних досліджень залізобетонних балок із пошкодженнями розтягнутої арматури, отриманими за дії експлуатаційного рівня навантаження. Для проведення таких досліджень запроєктовано та виготовлено 8 дослідних зразків: 4 контрольні і 4 пошкоджені. Пошкодження виконано у вигляді одного отвору діаметром 5,6 мм, що імітує корозію арматури діаметром 20 мм до діаметру 16 мм. Для порівняння також виконали пошкодження арматури одним отвором аж до моменту вичерпання несучої здатності балок, внаслідок збільшення отвору. При рівні навантаження рівному 0,5 від очікуваного руйнівного, граничне значення діаметра отвору становить 9,5 мм. Несуча здатність залізобетонних балок, в яких наявні точкові пошкодження за рівня навантаження, є вища ніж для залізобетонних елементів із аналогічним армуванням. При навантаженні, рівному 0,5 від їх несучої здатності, пошкоджені залізобетонні балки мають запас міцності вищий на 18%, ніж дослідні зразки з непошкодженим армуванням такого ж діаметра.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: залізобетонні балки, міцність, пошкодження, дефекти, корозія, дія, навантаження

ПРОЧНОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК С ПОВРЕЖДЕНИЯМИ, ПОЛУЧЕННЫМИ ПРИ ЭКСПЛУАТАЦИОННОМ УРОВНЕ НАГРУЗКИ

БЛИХАРСКИЙ З.З. Аспирант, Национальный университет „Львовская политехника”, г. Львов, Украина, e-mail: zinovii.z.blikharskyi@lpnu.ua, тел.: +38 (097) 603-80-88, ORCID: 0000-0002-4823-6405

ВЭГЭРА П.И. Канд. технических наук, ассистент, Национальный университет „Львовская политехника”, г. Львов, Украина, e-mail: pavlo.i.vehera@lpnu.ua, тел.: +38 (068) 137-89-41, ORCID: 0000-0002-4823-6405

ШНАЛЬ Т.М. Канд. технических наук, доц., Национальный университет „Львовская политехника”, г. Львов, Украина, e-mail: Taras.M.Shnal@lpnu.ua, тел.: +38 (063) 561-05-55, ORCID: 0000-0002-4226-9513



АННОТАЦИЯ

В статье приведены результаты экспериментальных исследований железобетонных балок с повреждениями растянутой арматуры, полученными за действия эксплуатационного уровня нагрузки. Для проведения таких исследований запроектировано и изготовлено 8 опытных образцов: 4 контрольные и 4 поврежденные. Повреждение выполнено в виде одного отверстия диаметром 5,6 мм, имитирующее коррозию арматуры диаметром 20 до диаметра 16. Для сравнения также выполнили повреждения арматуры одним отверстием до момента исчерпания несущей способности балок, вследствие увеличения отверстия. При уровне нагрузки равном 0,5 от ожидаемого разрушительного, предельное значение диаметра отверстия составляет 9,5 мм. Несущая способность железобетонных балок, в которых имеются точечные повреждения при уровне нагрузки выше, чем для железобетонных элементов с аналогичным армированием. При нагрузке равной 0,5 от их несущей способности, поврежденные железобетонные балки имеют запас прочности выше на 18%, чем опытные образцы с неповрежденным армированием такого же диаметра.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: железобетонные балки, прочность, повреждения, дефекты, коррозия, воздействие, нагрузка

STRENGTH OF REINFORCED CONCRETE BEAMS WITH DAMAGES RECEIVED AT THE OPERATIONAL LOAD LEVEL

BLIKHARSKYI Z.Z. PG student, Lviv National Polytechnic University,
Lviv, Ukraine,
e-mail: zinovii.z.blikharskyi@lpnu.ua,
tel.: +38 (097) 603-80-88,
ORCID: 0000-0002-4823-6405

VEHERA P.I. PhD, Ass., Lviv National Polytechnic University,
Lviv, Ukraine,
e-mail: pavlo.i.vehera@lpnu.ua,
tel.: +38 (068) 137-89-41,
ORCID: 0000-0002-4823-6405

SHNAL T.M. PhD, Ass. Prof., Lviv National Polytechnic University,
Lviv, Ukraine,
e-mail: Taras.M.Shnal@lpnu.ua,
tel.: +38 (063) 561-05-55,
ORCID: 0000-0002-4226-9513

ABSTRACT

One of the most common defects is corrosion of internal reinforcement, which occurs during the continuous building maintenance. Corrosion of working reinforcement in bending elements is

especially dangerous, since it assumes all tensile strengths. In this case, the influence of environment is insignificant until damaging of integrity of concrete protective layer (the exposure of reinforcement). After that, all the influences shall change the stress-strain state of structures as well as their load carrying ability. The purpose of this study was to investigate the influence of tension reinforcement damages, which occur due to operating load level, on the strength of reinforced concrete beams. To achieve this goal, we have designed and produced two series of prototypes: 2 reinforced concrete beams of the first series and 6 prototypes of the 2-nd series. Two prototypes of the 1-st and two prototypes of the 2-nd series were tested as control prototypes (without damages). The following two samples were damaged in the form of single hole of 5.6 mm in diameter, under 0.5 loading level as compared with the destructive load value, after which the beams were destroyed. The last two samples were brought to the 0.5 loading level as compared with the destructive load value, after which a hole of 3 mm in diameter was drilled. The drill diameter was gradually increased the 0.5 mm, until the load carrying ability of the prototype is exhausted. The prototypes having tension reinforcement with a hole of 5.6 mm in diameter, the diameter was reduced by 35%, while the bearing capacity was reduced by 25%. The prototypes with a maximum hole of 9.5 mm in diameter were destroyed due to marginal reduction of area reinforcing steel of working reinforcement, which makes 65% of the initial value, while the carrying ability was reduced by 50%. The research of carrying ability of reinforced concrete beams with different types of damages is an important issue that needs further research. The carrying ability of reinforced concrete beams with pinpoint abnormalities at the load level, is higher than carrying ability of reinforced concrete elements with similar reinforcement. Under loading of 0.5 as compared to carrying ability, the damaged reinforced concrete beams have excess strength 18% higher as compared to carrying ability of prototypes with undamaged reinforcement of the same diameter. The reduction of reinforcement area, which leads to exhaustion of carrying ability, shall be less by 10-15% than reduction of carrying ability of the damaged prototype.

KEY WORDS: reinforced concrete beam, damages, defects, corrosion, loading

ВСТУП

З кожним роком збільшуються об'єми використання залізобетонних конструкцій в будівництві. Це пов'язано з дешевизною матеріалів, розвитком технологій їх виготовлення, вкладання та проектування. Усі конструкції, що експлуатуються, на момент виготовлення мають незначні відхилення фізико-механічних та геометричних характеристик, що закладені при проектуванні. Проте під час



експлуатації технічний стан об'єктів змінюється, внаслідок впливу зовнішнього середовища (характерно для адміністративних та цивільних споруд), або впливу агресивного середовища, зміною режиму експлуатації внаслідок технічного переозброєння, або зміни технологічного процесу (характерно для промислових споруд). Ці впливи призводять до зміни напружено-деформованого стану конструктивних частин, що може обумовлювати вихід із безпечної експлуатації споруди в цілому. Одним із найбільш типових та поширених дефектів є корозія внутрішнього армування, що виникає в процесі тривалої експлуатації будівлі. Особливо небезпечною є корозія робочого армування в згинаних елементах, оскільки усі розтягуючі зусилля сприймаються нею. В такому випадку вплив зовнішнього середовища є незначним до моменту порушення цілісності захисного шару бетону (оголення арматури). Після цього усі впливи змінюють напружено-деформований стан конструкцій і, як наслідок, їх несучу здатність.

АНАЛІЗ ОСТАННІХ ДОСЛІДЖЕНЬ І ПУБЛІКАЦІЙ

Беручи до уваги поширеність залізобетонних конструкцій, дослідження залізобетонних елементів із пошкодженнями є актуальними. Дослідження несучої здатності таврових залізобетонних балок проводили для зразків з пошкодженою стиснутою полицкою [1]. Як дефекти моделювали часткову та повну корозію центральної частини стиснутої полицки. Руйнування контрольних зразків проходило по похилому перерізу: розкришування стиснутої зони бетону над похилою тріщиною. Для зразків із частково пошкодженою стиснутою полицкою перші тріщини виникли в точках прикладання сил, проте характер руйнування не змінився. Таврові балки без стиснутої полицки руйнувались у відносному прольоті зрізу з суттєвим відлущуванням бетону в зоні, де відсутня полицка. У статті [2] досліджено роботу пошкоджених залізобетонних конструкцій, шляхом моделювання пошкодження бетону стиснутих елементів. У дослідгах змінним параметром був коефіцієнт пошкодження поперечного перерізу зразка, що становив 0,1, 0,3 та 0,5. Таким чином визначали вплив дефектів бетонування (з непошкодженою арматурою) на напружено-деформований стан залізобетонних колон. У роботі [3] наведено результати експериментальних досліджень 111 залізобетонних балок із різним ступенем корозії арматури. Ступінь корозії арматури становила від 1,25 до 10% з швидкістю корозії 1, 2, 3 і при струмі 4 мА/см². Автори встановили значне зменшення несучої здатності за рахунок не лише зменшення поперечного перерізу арматури, але і внаслідок погіршення зчеплення арматури і бетону.

Вплив корозії арматури на рівновагу внутрішніх сил та на сумісну деформацію бетону та армату-

ри досліджено в [4]. Корозію арматури імітували таким чином, щоб було руйнування внаслідок руйнування нормальних та похилих перерізів, роздроблення бетону на кінцях елементів і проковзування розтягнутої арматури. Дослідження корозії армування і його вплив на модель вичерпання несучої здатності проводили в роботі [5]. Встановлено, що корозія арматури зменшує пружну стадію в залізобетонних балках. Якщо корозія робочого армування перевищує 10%, то значно збільшується пластична стадія та ймовірність раптового вичерпання несучої здатності.

В елементах із корозією поздовжнього армування розвиваються поздовжні тріщини, змінюється характер та розподіл нормальних та похилих тріщин у залізобетонних балках [6]. Метою дослідження було визначення впливу корозії арматури на загальну поведінку конструктивних елементів у граничних станах.

Виконання корозії моделювали за допомогою додавання розчину хлориду кальцію до води замішування при виготовленні конструкцій та прикладання струму 100 мА/см² [7]. Таке значення посилює інтенсивність корозії в 10 разів, порівняно із звичайними умовами. В статті показано, що корозія збільшує прогини і ширину розкриття тріщин, а також змінює характер руйнування залізобетонних балок із зменшенням їх несучої здатності. Тобто, корозія призводить до зменшення несучої здатності за першою і другою групою граничних станів.

Дослідження корозії залізобетонних елементів є актуальним питанням, проте досліджень залізобетонних елементів з пошкодженнями за дії навантаження є недостатньо. Особливо це підкреслює те, що більшість дефектів залізобетонних елементів виникають саме під навантаженням.

ПОСТАНОВКА ЗАВДАННЯ

В даній роботі було поставлено мету: дослідити вплив пошкодження розтягнутої арматури, що виникло за експлуатаційного рівня навантаження, на міцність залізобетонних балок.

Поставлена мета дослідження досягалась виконанням таких завдань:

- випробувати залізобетонні балки без пошкодження, як контрольні зразки;
- дослідити залізобетонні балки з пошкодженнями розтягнутої арматури, при рівні навантаження 0,5 від очікуваного руйнівного навантаження контрольних зразків;
- аналіз та порівняння отриманих результатів.

ОСНОВНИЙ МАТЕРІАЛ І РЕЗУЛЬТАТИ

Конструкція дослідних зразків. Дослідні зразки – залізобетонні балки, прямокутного поперечного перерізу, розмірами 200×100 мм, довжиною 2100 мм. Запроектовано та виготовлено зразки двох серій: 2 залізобетонні балки 1-ї



серії та 6 зразків 2-ї серії. Зразки 1-ї та 2-ї серій виготовлені ідентичних геометричних розмірів, відхилення становило менше 2%. Для зразків 1-ї серії робоче армування виконане у вигляді 1Ø16 А 500С (площею поперечного перерізу $A_s=2,0 \text{ см}^2$), і для зразків 2-ї серії 1Ø20 А 500С (площею поперечного перерізу $A_s=3,1 \text{ см}^2$). Стиснута та поперечна арматура виконані з дрітної арматури Ø5 В 500, і є ідентичними для зразків обох серій. Залізобетонні балки виготовлені з бетону класу С30/35 [8]. Основні геометричні розміри, розміщення арматури та арматурних каркасів представлено на рис. 1.

Усі дослідні зразки маркуються наступним чином: БЗ – контрольна балка, або БП – балка пошкоджена; перша цифра – номер серії, друга цифра – номер дослідного зразку. Для прикладу БЗ 1.2 означає, що випробувано другу контрольну балку з 1-ї серії. Індекс 0.5 означає рівень, при якому виконувалось пошкодження, прийнятий від отриманого руйнівного, для звичайних балок, а скорочення пп – означає пошкодження до повного руйнування; чп – часткове пошкодження розтягнутого армування.

Таблиця 1. Програма експериментальних досліджень

№	Шифр дослідної балки	Клас бетону	Робоче армування	Опис дослідного зразка
1.	БЗ 1.1	С30/35	1Ø16 А500С	контрольні зразки (без пошкодження)
2.	БЗ 1.2			
3.	БЗ 2.3			контрольні зразки (без пошкодження)
4.	БЗ 2.4			
5.	БП 2.5-0.5чп		1Ø20 А500С	зразки з одним отвором Ø 5,6 мм у розтягнутій арматурі
6.	БП 2.6-0.5чп			
7.	БП 2.7-0.5пп			зразки з одним отвором у розтягнутій арматурі, при якому відбувається руйнування елемента
8.	БП 2.8-0.5пп			

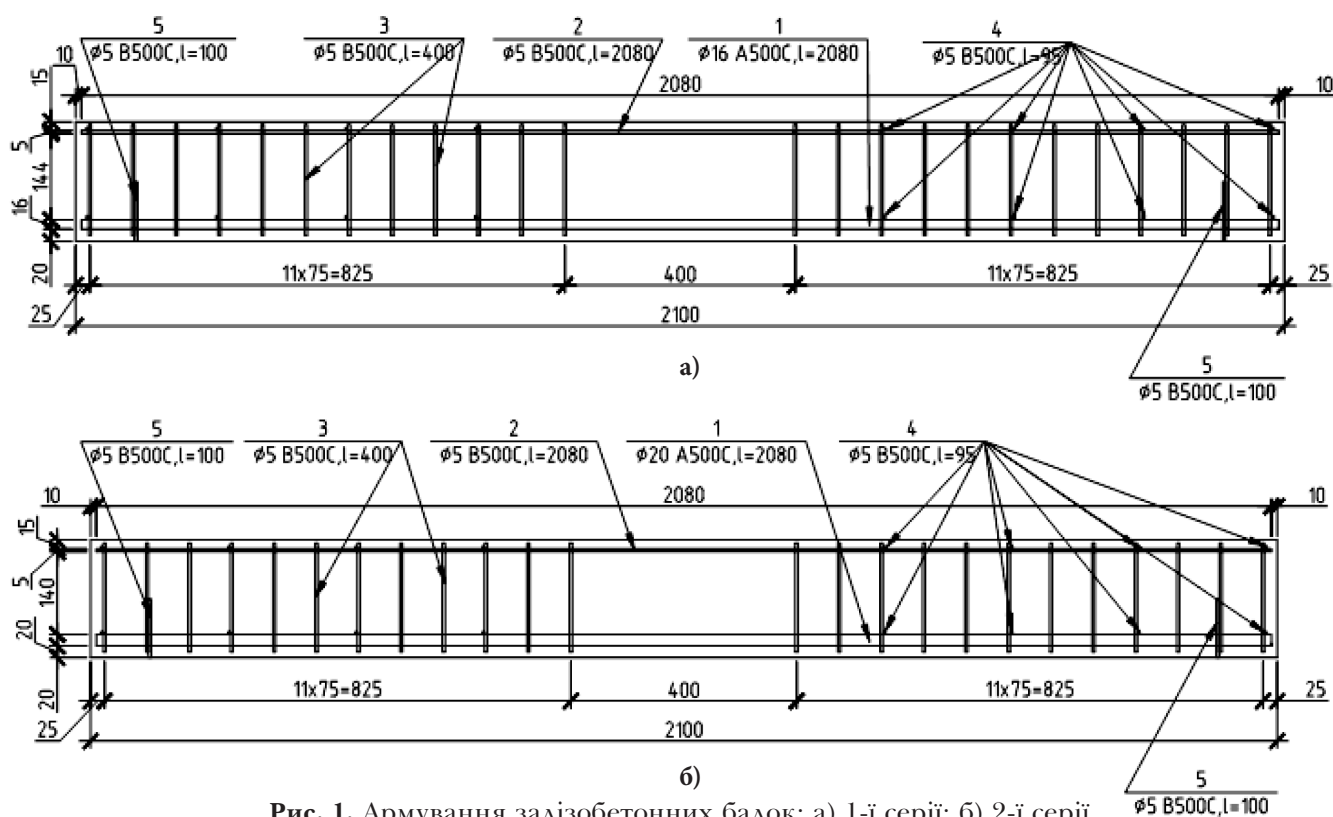


Рис. 1. Армування залізобетонних балок: а) 1-ї серії; б) 2-ї серії



Для виконання поставлених задач досліджень було розроблено таку програму досліджень. По два зразки 1-ї та 2-ї серій випробовували як контрольні (без пошкоджень). Наступні два зразки з 2-ї серії випробовували наступним чином:

- поетапно, згідно з методикою дослідження, зразки доводили до рівня навантаження 0,5 від очікуваного руйнівного значення;
- виконували пошкодження шляхом висвердлювання одного отвору $\varnothing 3$ мм. Збільшували діаметр отвору по 0,5 мм до $\varnothing 5,6$ мм. При такому пошкодженні залишковий діаметр арматури відповідає $\varnothing 16$ мм;
- зразки навантажували аналогічно навантаженню 1 етапу, до настання фізичного руйнування.

Останні два зразки випробовували в такій послідовності:

- завантажували зразки до рівня навантаження 0,5 від очікуваного руйнівного значення;
- висвердлювали отвір $\varnothing 3$ мм і поетапно збільшували діаметр свердла на 0,5 мм до моменту вичерпання несучої здатності дослідних зразків.

На кожному етапі, після збільшення діаметра отвору фіксували покази приладів, розташованих, як показано в роботі [9].

Експериментальні дослідження. Дослідні зразки випробовували шляхом прикладання статичного одноразового навантаження.

Контрольні зразки 1-ї та 2-ї серії руйнували шляхом викришування стиснутої зони бетону в центральній частині балки. Загальний вид випробуваних зразків представлено на рис. 2.

Зразки 2-ї серії, що випробовували з пошкодженнями, змінили характер руйнування. Залізобетонні балки БП 2.5-0.5чп та БП 2.6-0.5чп руйнувались різко з розривом арматури (рис. 3).

Руйнування супроводжувалось розломом залізобетонних балок на

дві частини. (рис. 4). Пошкодження поздовжньої арматури імітувало корозію робочого армування зразка. Характер руйнування буде типовим і для реальних дослідних зразків, що працюють під певним рівнем навантаження.

Результати експериментальних досліджень. За критерій вичерпання несучої здатності прийнято такі умови [10]:

- втрата рівноваги між внутрішніми і зовнішніми зусиллями;
- руйнування стиснутого бетону при досягненні фібровими деформаціями граничних значень ε_{cu1} , ε_{cu2} або розрив усіх розтягнутих стрижнів арматури внаслідок досягнення в них граничних деформацій ε_{sd} .

Для контрольних зразків 1-ї та 2-ї серій вичерпання несучої здатності відбулось за рахунок досягнення стиснутою зоною бетону граничних



Рис. 2. Характер руйнування контрольних балок серії 1, зразки № 1 (а), № 2 (б) та серії 2, зразки № 1 (в), № 2 (г)



Рис. 3. Характер руйнування зразків серії 2 № 5 (а) та № 6 (б) з частковим пошкодженням розтягнутого армування отвором діаметром 5,6 мм, при рівні навантаження 0,5 від очікуваного руйнівного значення



Рис. 4. Руїнування зразків серії 2 № 7 (а) та № 8 (б) з отвором діаметром 9,5 мм в арматурі, пошкодженими (до повного руїнівного) при рівні навантаження 0,5 від очікуваного руїнівного значення

значень. Для зразків із пошкодженою арматурою вичерпання несучої здатності відбулось за рахунок розриву розтягнутої арматури внаслідок досягнення нею граничних значень.

Для зразків БП 2.5-0.5чп та БП 2.6-0.5чп зменшення діаметру арматури становило 35% тоді як несуча здатність зменшилась на 25% (табл. 2).

Зразки БП 2.7-0.5пп та БП 2.8-0.5пп руїнувались внаслідок граничного зменшення площі поперечного перерізу робочого армування, і становить 65% від початкового значення, тоді як несуча здатність зменшилась на 50% (табл. 2).

В результаті експериментальних досліджень встановлено, що несуча здатність залізобетонних балок, в яких отримано пошкодження за рівня навантаження є вища, ніж для залізобетонних елементів з аналогічним армуванням. Це означає,

таційного рівня навантаження вичерпання несучої здатності відбувається при зменшенні площі робочої арматури до 35% від початкового значення, при рівні навантаження 0,5 від очікуваного руїнівного контрольних зразків.

ВИСНОВКИ ТА ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ РОЗРОБЛЕНЬ

1. Дослідження несучої здатності залізобетонних балок із різними типами пошкоджень є важливим питанням, що потребує подальших досліджень.

2. Несуча здатність зразків, в яких наявні точкові пошкодження за рівня навантаження, є вищою, ніж для залізобетонних елементів з аналогічним армуванням. При навантаженні, рівному 0.5 від їх несучої здатності, пошкоджені

що балки які отримали пошкодження при навантаженні, рівному орієнтовно 0,5 від їх несучої здатності, мають запас ще 18% порівняно з балкою з аналогічним армуванням. Відсоток зменшення площі арматури, при якій настає вичерпання несучої здатності, є менший на 10-15% від зменшення несучої здатності пошкодженого зразка.

При пошкодженні зразків за експлуа-

Таблиця 2. Несуча здатність дослідних зразків

Шифр зразка	Несуча здатність зразка, M_{Ed} , кН·м	Середнє значення несучої здатності, M_{Ed} , кН·м	Відношення параметрів дослідних зразків до контрольних зразків першої серії		Відношення параметрів дослідних зразків до контрольних зразків другої серії	
			площі поперечного перерізу розтягнутої арматури, $\frac{A_s}{A_s^{B31}}$	несучої здатності $\frac{M_{Ed}}{M_{Ed}^{B31}}$	площі поперечного перерізу розтягнутої арматури, $\frac{A_s}{A_s^{B32}}$	несучої здатності $\frac{M_{Ed}}{M_{Ed}^{B32}}$
БЗ 1.1	19.00	18.91	-	-	0.65	0.63
БЗ 1.2	18.82					
БЗ 2.3	31.14	29.91	1.55	1.58	-	-
БЗ 2.4	28.67					
БП 2.5-0.5чп	21.45	22.34	1.00	1.18	0.65	0.75
БП 2.6-0.5чп	23.23					
БП 2.7-0.5пп	15.00	15.00	0.55	0.50	0.35	0.50
БП 2.8-0.5пп	15.00					



залізобетонні балки мають запас міцності, вищий на 18%, ніж дослідні зразки з непошкодженим армуванням такого ж діаметра.

3. Відсоток зменшення площі арматури, при якій настає вичерпання несучої здатності є менший на (10-15) % від зменшення несучої здатності пошкодженого зразка.

Дослідження запасу несучої здатності за інших рівнів початкового навантаження, з іншими типами пошкодження та різними діаметрами робочого армування є перспективним та актуальним питанням. Дослідження, що моделюють виникнення дефектів під час експлуатації згинаних конструкцій, мають практичне значення для інженерів.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Клименко Є.В. Характер руйнування пошкоджених таврових балок / Є.В. Клименко, О.С. Чернева, А.М. Ісмаєл // Вісн. Нац. ун-ту «Львівська політехніка» Теорія і практика буд-ва. - 2013. - 755. - С. 179-183.
2. Клименко Є.В. До питання про роботу пошкоджених залізобетонних конструкцій / Є.В. Клименко, М.В. Мельник // Вісн. Одеської державної акад. буд-ва та архітектури. - 2010. - Вип. 39, ч. 1. - С. 337-342.
3. Mangat, P.S. & Elgarf, M.S. (1999). Flexural strength of concrete beams with corroding reinforcement. *Structural J.* - Vol. 96. Iss. 2. - P. 149-158.
4. Cairns, J. & Zhao, Z. (1993). Behavior of concrete beams with exposed reinforcement. *Proc. of the institution of civil engineers: structures and bridges.* - Vol. 99, Iss. 2. - P.141-154.
5. Du, Y., Clark, L.A. & Chan, A.H. (2007). Impact of reinforcement corrosion on ductile behavior of reinforced concrete beams. *ACI structural J.* - Vol. 104, # 3. - P. 285-293.
6. Castel, A., Francois, R. & Arliguie G. (2000). Mechanical behavior of corroded reinforced concrete beams — Part 1: experimental study of corroded beams. *Materials and Structures.* - Vol. 33, # 9. - P. 539 - 544.
7. Rodrigues, J., Ortega, L.M. & Casal J. (1997). Load carrying capacity of concrete structures with corroded reinforcement. *Construction and building materials.* - Vol. 11, # 4. - P. 239 - 248.
8. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-98:2009. - [Чинні від 2011-06-01]. - Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2011. - 71 с. - (Буд. норми України).
9. Методика досліджень залізобетонних балок з пошкодженнями отриманими за дії навантаження / [Б. Р. Турчин., З. З. Бліхарський, П. І. Вегера, Т. М. Шналь] // Вісн.

НУ "Львівська політехніка". Серія: Теорія і практика будівництва. - 2017. - № 877. - С. 213-218.

10. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування: ДСТУ Б.В.2.6-156:2010. - [Чинний від 2011-06-01]. - Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2011. - V, 118 с. - (Національний стандарт України).

REFERENCES

1. Klimenko, Ye.V., Cherneva, O.S. & Ismael A.M. (2013). Character of failure damaged t-bars. *Her. of Lviv Polytechnic National University.* # 755. - P. 179-183.
2. To the question of damaged reinforced structures work. (2010). *Her. of Odesa State Academy of building and architecture.* - Vol. 39. P. 1. - P. 337 - 342.
3. Mangat, P.S. & Elgarf, M.S. (1999). Flexural strength of concrete beams with corroding reinforcement. *Structural J.* - Vol. 96. Iss. 2. - P. 149-158.
4. Cairns, J. & Zhao, Z. (1993). Behavior of concrete beams with exposed reinforcement. *Proc. of the institution of civil engineers: structures and bridges.* - Vol. 99, Iss. 2. - P.141-154.
5. Du, Y., Clark, L.A. & Chan, A.H. (2007). Impact of reinforcement corrosion on ductile behavior of reinforced concrete beams. *ACI structural J.* - Vol. 104, # 3. - P. 285-293.
6. Castel, A., Francois, R. & Arliguie G. (2000). Mechanical behavior of corroded reinforced concrete beams — Part 1: experimental study of corroded beams. *Materials and Structures.* - Vol. 33, # 9. - P. 539 - 544.
7. Rodrigues, J., Ortega, L.M. & Casal J. (1997). Load carrying capacity of concrete structures with corroded reinforcement. *Construction and building materials.* - Vol. 11, # 4. - P. 239 - 248.
8. Structures of buildings and facilities. Concrete and reinforced concrete structures. General specifications: DBN V.2.6-98:2009 from 1st June 2011. K.: DP "Ukrarhdudinorm" (Building Norms of Ukraine).
9. Turchin, B.R., Bliarskii, Z.Z., Vegera, P.I. & Shnal T.M. (2017). Research methodology of reinforced beams with damages under the action of a load. *Her. of Lviv Polytechnic National University.* - № 877. - P. 213-218.
10. Structures of buildings and facilities. Concrete and reinforced concrete structures with heavy weight. Design rules. (2011). *DSTU B.V.2.6-156:2010 from 1st June 2011. K.: (National Standard of Ukraine).*

Стаття надійшла до редакції 21.12.2017 р.



УДК 624.004.0125



РАЧКЕВИЧ В.С.

Начальник філії «Мостова експлуатаційна дільниця» ДП Івано-Франківський обласний дорожній, е-mail: ivfr.med@ukr.net, тел.: + 38 (067) 342-16-57



КВАША В.Г.

Д-р технічних наук, проф., Інститут буд-ва та інженерії довкілля, Національний університет «Львівська політехніка», е-mail: vgkvasha@gmail.com, тел.: + 38 (096) 460-07-34 ORCID: 0000-0002-5620-485X



САЛИЙЧУК Л.В.

Канд. технічних наук, зав. лаб., Інститут буд-ва та інженерії довкілля, Національний університет «Львівська політехніка», е-mail: l.v.saliychuk@gmail.com, тел.: + 38 (067) 718-22-06 ORCID: 0000-0003-2016-9818

КОМПЛЕКСНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ БАЛКОВОЇ ПРОЛЬОТНОЇ БУДОВИ МОСТА ПІД ЧАС ЇЇ РЕКОНСТРУКЦІЇ

АНОТАЦІЯ

Представлені конструктивні рішення реконструкції залізобетонної прольотної будови автодорожнього моста за типовим проектом ТП вип. 56. Реконструкція включала розширення габариту прольотної будови та забезпечення її вантажопідйомності за вимогами чинних норм проектування нових мостів. Для розширення габариту застосована розроблена «Галузевий науково-дослідний лабораторії № 88» НУ «Львівська політехніка» конструкція монолітної залізобетонної накладної плити. Одночасно з влаштуванням накладної плити виконане підсилення головних балок найменш затратним способом – зміною статичної схеми з балкової вільноопертої на защемлену на опорах.

Зважаючи на новизну прийнятих конструктивних рішень реконструкції, проведені комплексні експериментальні дослідження прольотної будови під час її реконструкції: 1-й етап – в існуючому стані після видалення елементів облаштування мостового полотна, тобто при мінімальному постійному навантаженні; 2-й етап – після зміни статичної схеми з вільноопертої на защемлену на опорах; завершальний етап – після включення в роботу з існуючими балками залізобетонної накладної плити та завершення реконструкції.

Проведені комплексні дослідження підтвердили техніко-економічну доцільність прийнятих конструктивних рішень та можливість експлуатації реконструйованої споруди без обмежень нормованої вантажопідйомності з дотриманням вимог чинних норм із проектування нових мостів.

В цілому реконструйований міст придатний для подальшої експлуатації на нормовані тимчасові навантаження А15 і НК-100, а також підтверджує можливість продовження терміну експлуатації реконструйованих мостів за ТП вип. 56, співставного з новими мостами.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: залізобетонний міст, реконструкція, випробування, просторова робота

КОМПЛЕКСНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО БАЛОЧНОГО ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ МОСТА ПРИ ЕГО РЕКОНСТРУКЦИИ

РАЧКЕВИЧ В.С. Нач. филиала «Мостовой эксплуатационный участок», ДП «Ивано-Франковский облдорж», е-mail: ivfr.med@ukr.net, тел.: +38 (067) 342-16-57

КВАША В.Г. Д-р технических наук, проф., Институт стр-ва и инженерии окружающей среды, Национальный университет «Львовская политехника», е-mail: vgkvasha@gmail.com, тел.: +38 (096) 460-07-34 ORCID: 0000-0002-5620-485X

САЛИЙЧУК Л.В. Канд. технических наук, зав. лаб., Институт стр-ва и инженерии окружающей среды, Национальный университет «Львовская политехника»,



e-mail: l.v.saliychuk@gmail.com,
тел.: + 38 (067) 718-22-06
ORCID: 0000-0003-2016-9818

АННОТАЦИЯ

Представлены конструктивные решения реконструкции железобетонного пролетного строения автомобильного моста по типовому проекту ТП вып. 56. Реконструкция включала уширение габарита пролетного строения и обеспечения его грузоподъемности по требованиям действующих норм проектирования новых мостов. Для уширения габарита использована разработанная в "Отраслевой научно-исследовательской лаборатории 88" НУ «Львовская политехника» конструкция монолитной железобетонной накладной плиты. Одновременно с устройством накладной плиты выполнено усиление главных балок наименее затратным способом - изменением статической схемы с балочной разрезной на защемленную на опорах.

Учитывая новизну принятых конструктивных решений реконструкции, проведены комплексные экспериментальные исследования пролетного строения при его реконструкции: 1-й этап - в существующем состоянии после удаления элементов обустройства мостового полотна, то есть при минимальной постоянной нагрузке; 2-й этап - после изменения статической схемы со свободно опертой на защемленную на опорах; завершающий этап - после включения в работу с существующими балками железобетонной накладной плиты и завершения реконструкции.

Проведенные комплексные исследования подтвердили технико-экономическую целесообразность принятых конструктивных решений и возможность эксплуатации реконструированного сооружения без ограничений нормированной грузоподъемности с соблюдением требований действующих норм проектирования новых мостов.

В целом реконструированный мост пригоден для дальнейшей эксплуатации на нормированные временные нагрузки А15 и НК-100, а также подтверждает возможность продления срока эксплуатации реконструированных мостов по ТП вып.56, сопоставимого с новыми мостами.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: железобетонный мост, реконструкция, испытания, пространственная работа

COMPLEX INVESTIGATIONS OF THE REINFORCED CONCRETE BEAM SPAN STRUCTURE OF THE BRIDGE DURING ITS RECONSTRUCTION

RACHKEVYCH V.S. Head of Affiliate «Bridge Exploitation Division», Subsidiary Enterprise "Ivano-Frankivsk Oblavtodor",
e-mail: ivfr.med@ukr.net,
tel.: +38 (067) 342-16-57

KVASHA V.H. Dr., Prof., Institute of Building and Environmental Engineering, Lviv Polytechnic National University,
e-mail: vgkvasha@gmail.com,
tel.: + 38 (096) 460-07-34
ORCID: 0000-0002-5620-485X

SALIYCHUK L.V. PhD, Head of the "Industry Research Laboratory №88", Institute of Building and Environmental Engineering, Lviv Polytechnic National University,
e-mail: l.v.saliychuk@gmail.com,
tel.: + 38 (067) 718-22-06
ORCID: 0000-0003-2016-9818

ABSTRACT

The constructive solutions of the reconstruction of the reinforced concrete span structure of the road bridge by typical project TP-56 are presented. Reconstruction included expanding of size of the span structure and ensuring its carrying capacity in accordance with the requirements of the current standards on new bridges design. For the expansion of the dimensions, a monolithic reinforced concrete superimposed slab, developed in "Research Laboratory № 88" of Lviv Polytechnic National University, was applied. Simultaneously with the installation of the superimposed slab, the strengthening of the main beams was made using the cheapest method of replacing the free supported static scheme by the static scheme restrained on the supports.

In view of the novelty of the adopted design solutions for reconstruction, complex experimental research of the span structure during its reconstruction has been carried out: stage 1 - in the present state after removal elements of bridge cloth, that is, at a minimum constant load; stage 2 - after changing the static scheme from the free supported to restrained on the supports; and the final stage - after putting the reinforced concrete superimposed slab with existing concrete beams into operation and completion of the reconstruction.

The completed integrated studies confirmed the feasibility of the adopted design solutions and the possibility of the reconstructed structure operation without limiting the rated load carrying capacity, while complying with the requirements of current norms of new bridges design.

The reconstructed bridge is suitable for further operation at normalized temporary loads A15 and NK-100, and confirms the possibility of extending the life of reconstructed TP-56 bridges to be comparable with the new bridges.

KEY WORDS: reinforced concrete bridge, reconstruction, tests, spatial work.

ВСТУП. ПОСТАНОВКА ПИТАННЯ І МЕТА РОБОТИ

У мережі державних і місцевих доріг експлуатується значна кількість мостів малих і середніх прольотів із збірними або монолітними прольотни-



ми будовами, що збудовані, починаючи з 50-60-х років минулого сторіччя за одним із перших типових проектів ТП вип. 56 [6, 10]. Нормований термін їх експлуатації 25-30 років на даний час вдвічі перевищений, а їх експлуатація продовжується, незважаючи на незадовільні внаслідок морального і фізичного старіння експлуатаційні і техніко-економічні показники. Через велику кількість і обмежені фінансові можливості дорожньої галузі масова перебудова мостів неможлива, тому для продовження терміну нормальної експлуатації вони потребують модернізації і реконструкції з відновленням нормованих експлуатаційних показників згідно з вимогами чинних норм проектування нових мостів [1].

Комплексно ці завдання найбільш раціонально вирішуються при розширенні габариту прольотних будов залізобетонною накладною плитою з одночасним підсиленням (при необхідності) балок найменш затратним способом – зміною статичної схеми з вільнообпертої на нерозрізну або повністю защемлену на опорах [2, 3, 5, 7, 9]. Метою даної роботи був аналіз конструктивних рішень реконструкції одного з таких мостів через р. Прутець Яблунівський на км. 218+872 автодороги державного значення Мукачеве-Львів (Івано-Франківська обл.), а також аналіз результатів комплексних експериментальних досліджень прольотної будови моста за етапами реконструкції: в існуючому стані, після зміни статичної схеми з вільнообпертої на защемлену на опорах та на завершальному етапі реконструкції – після включення в роботу залізобетонної накладної плити розширення прольотної будови. Міст збудовано орієнтовно в 1963 р. за індивідуальним проектом із конструктивним рішенням прольотної будови і армування балок за ТП вип. 56 [10]. Проектна і виконавча документація відсутні.

КОНСТРУКЦІЯ ІСНУЮЧОГО ТА РЕКОНСТРУЙОВАНОГО МОСТА

За конструктивною схемою міст залізобетонний, балковий, однопрольотний за вільнообпертою статичною схемою, повною довжиною балок 19,5 м і габаритом $\Gamma\ 6+2\times 0,75$ м (рис. 1, а, б). Прольот балок між осями опорних частин $l=18,9$ м. Прольотна будова перехресно-ребриста, виконана в монолітному залізобетоні з дотриманням геометричних параметрів і способу армування до збірного варіанту ТП вип. 56 [10]. Нормовані тимчасові навантаження Н-13, НГ-60 згідно з вимогами чинних на час проектування норм.

Поперечний переріз сформований з п'яти балок таврового профілю, об'єднаних між собою в просторову систему прольотної будови монолітними поперечними діафрагмами і монолітною залізобетонною плитою мостового полотна (рис. 1, б). Армування балок аналогічне типовому проекту ТП вип. 56 – двома зварними каркасами з багаторядковим розташуванням поздовжньої робочої арматури без зазорів по висоті.

Берегові опори – масивні стояни з кам'яної клад-

ки з бетонними оголовками, шафовими стінами та зворотними відкрілками. Балки обпираються на підферменники опор через рухомі залізобетонні валкові і металеві тангенціальні нерухомі опорні частини, конструкція яких відповідає ТП вип. 56.

Концептуальною умовою реконструкції моста було максимальне використання існуючих конструкцій, що гарантує мінімальну її вартість. Прольотна будова розширена розробленою в "Галузевій науково-дослідній лабораторії № 88" Національного університету «Львівська політехніка» конструкцією монолітної залізобетонної накладної плити (5) з виступаючими консолями, що влаштована зверху існуючих балок (1) (рис. 1, в). Її консолі довжиною 380 см забезпечують габарит розширеної прольотної будови $\Gamma-10+2\times 1,0$ м.

Накладну плиту об'єднують для спільної роботи за існуючими балками за допомогою гнучких петлевих анкерів (рис. 1, д), розташованих з кроком 135 см уздовж прольоту і приварених до оголеної верхньої поздовжньої арматури балок $2\varnothing 32$.

Защемлення балок над опорами здійснювали влаштуванням армованих опорних ребер (4), (рис. 1, г), об'єднаних із накладною плитою, яку на цих ділянках додатково армували (6) для сприйняття опорного згинального моменту. Для цього включали також в роботу верхні арматурні стрижні $2\varnothing 32$, з'єднуючи їх з арматурними коротунами $3\varnothing 25$ (7), заведеними в опорну ділянку накладної плити (рис. 1, е).

Крім підсилення балок суттєвою перевагою створеної статично невизначеної системи прольотної будови є ліквідація деформаційних швів над опорами, а забетоновані опорні ребра ліквідовують дефекти торців балок.

Конструкція облаштування мостового полотна відповідає сучасним вимогам. Тротуари влаштовані в одному рівні з проїзною частиною на консолях накладної плити і відділені від проїзної частини півжорстким металевим бар'єрним огородженням. Гідроізоляція товщиною 5 мм з рулонного матеріалу Testudo влаштована по вирівняній поверхні накладної плити. По гідроізоляції вкладене трьохшарове асфальтобетонне покриття загальною товщиною 12 см.

МЕТА. ПРОГРАМА І МЕТОДИКА ВИПРОБУВАНЬ

Метою комплексних випробувань прольотної будови було виявлення дійсного характеру її просторової роботи на різних етапах реконструкції та закономірностей розподілу тимчасового навантаження між балками в існуючому стані та після включення у спільну роботу з ними нових елементів реконструкції, їх впливу на просторову роботу та зміну жорсткості і прогинів балок, а також встановлення відповідності фактичних і прийнятих при проектуванні розрахункових моделей просторової роботи прольотної будови та прогнозування можливостей її подальшої експлуатації після розширення і зміни статичної схеми балок.

Програма досліджень передбачала комплекс

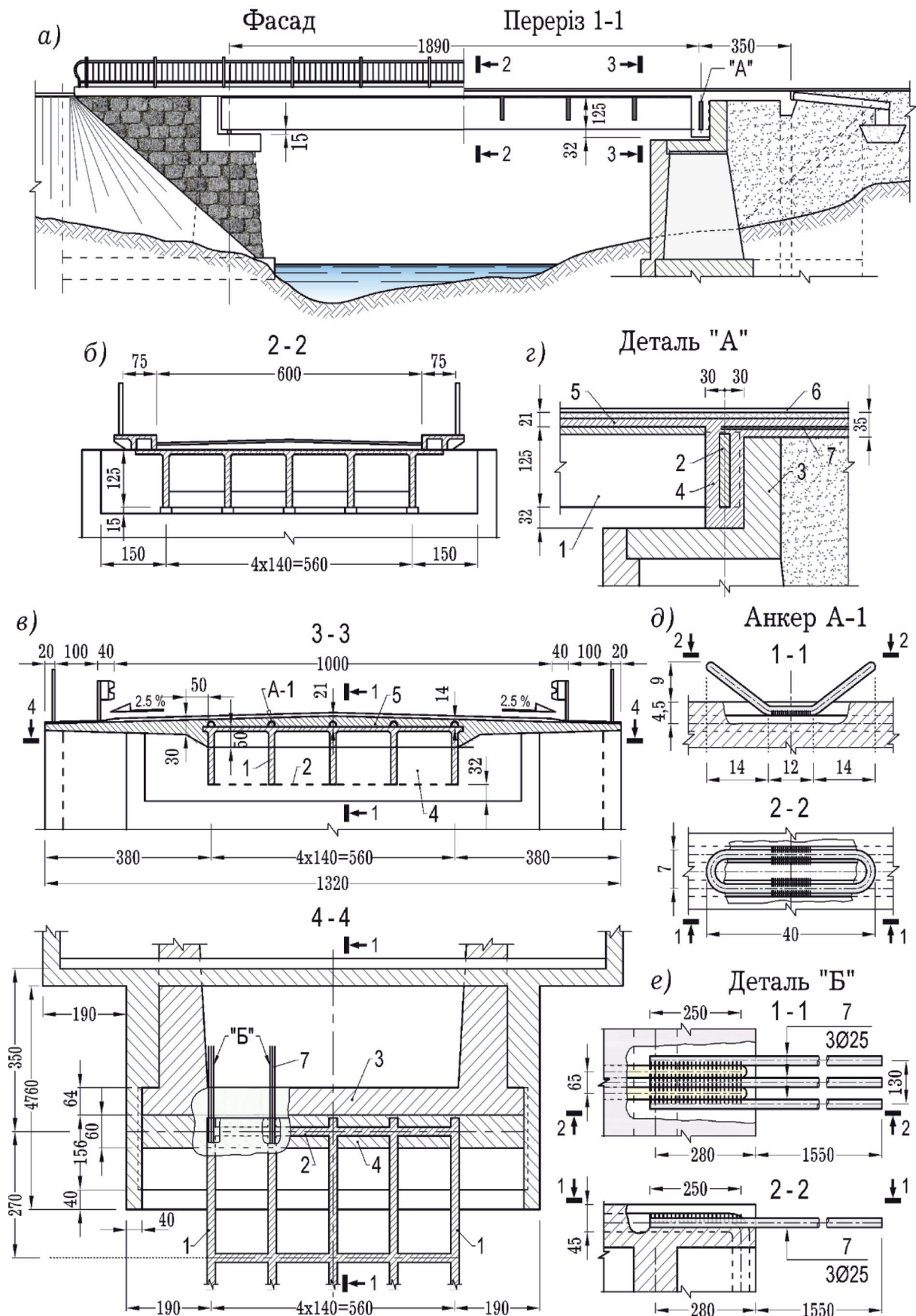


Рис. 1. Конструкція існуючого (а, б) і реконструйованого (в, г, д, е) моста через р. Прутець Яблунівський на км 218+872 автодороги Мукачеве-Львів: 1 – існуючі балки, 2 – опорна діафрагма, 3 – шаfoва стіна опор; 4 – опорне ребро для защемлення балок на опорах; 5 – монолітна залізобетонна накладна плита; 6 – надопорна робоча арматура; 7 – арматурні коротуни Ø 25 мм



випробувань статичним навантаженням за основними етапами реконструкції. Спочатку, як базову, випробовували існуючу прольотну будову після видалення всіх шарів дорожнього покриття і тротуарних конструкцій, тобто при мінімальному постійному навантаженні – лише від власної ваги балок. На другому етапі випробовували цю ж прольотну будову при мінімальному постійному навантаженні, але після влаштування опорних ребер і защемлення в них опорних ділянок балок, тобто зміни їх статичної схеми. Порівнюючи результати випробувань, встановлювали ефективність підсилення балок в прольоті їх защемленням. Третій етап передбачав випробування тієї ж прольотної будови за тією ж методикою після завершення всіх робіт із реконструкції при повному постійному навантаженні, тобто при максимальній навантаженості балок. Стадійні порівняльні випробування прольотної будови до, під час та після реконструкції при однакових схемах навантаження дали можливість прямим порівнянням прогинів балок оцінити ефективність включення в спільну роботу з існуючими балками нових елементів розширення і підсилення реконструйованої прольотної будови на міцність, деформативність і тріщиностійкість балок, тобто виявити ефект підсилення і розширення.

На всіх етапах випробувань при відповідних схемах розташування випробувального навантаження на прольотній будові вимірювали прогини балок у середині прольоту, як інтегральні характеристики напружено-деформованого стану перерізів. За характером їх розподілу між балками встановлювали закономірності просторової роботи прольотної будови до та після реконструкції, а також визначали фактичний розподіл між балками зусиль від тимчасових навантажень (навантажувальний ефект), тобто відповідність фактичних і прийнятих для розрахунку моделей просторової роботи існуючої і розширеної прольотної будови. Крім того, фіксували стан прольотної будови для можливості встановлення остаточних деформацій, що могли виникнути в результаті проведених навантажень.

Для випробувань прольотних будов використовували тимчасове рухоме навантаження з однієї або двох колон навантажених великовагових автомобіль-самоскидів марки – МАЗ 5549 (за паспортними даними тиск на передню вісь 5,38 тс, на задню вісь 10,0 тс) по два автомобілі в колоні. Прольотну будову навантажували ступенево (а, б, в) з вимірюванням прогинів балок на кожному ступені навантаження, що дало можливість отримати графіки прогинів f – M .

АНАЛІЗ ВИПРОБУВАНЬ ПРОЛЬОТНОЇ БУДОВИ

На першому етапі випробувань за досягнутого рівня навантаженості, що близький до експлуатаційного, найбільший прогин 18,82 мм мала крайня балка (рис. 2, б), що відносно розрахункового прольоту балки $L_{01}=18,9$ м становить $f / L_{01} = 1/1004$ при допустимому за [1] пружному прогинові балки від

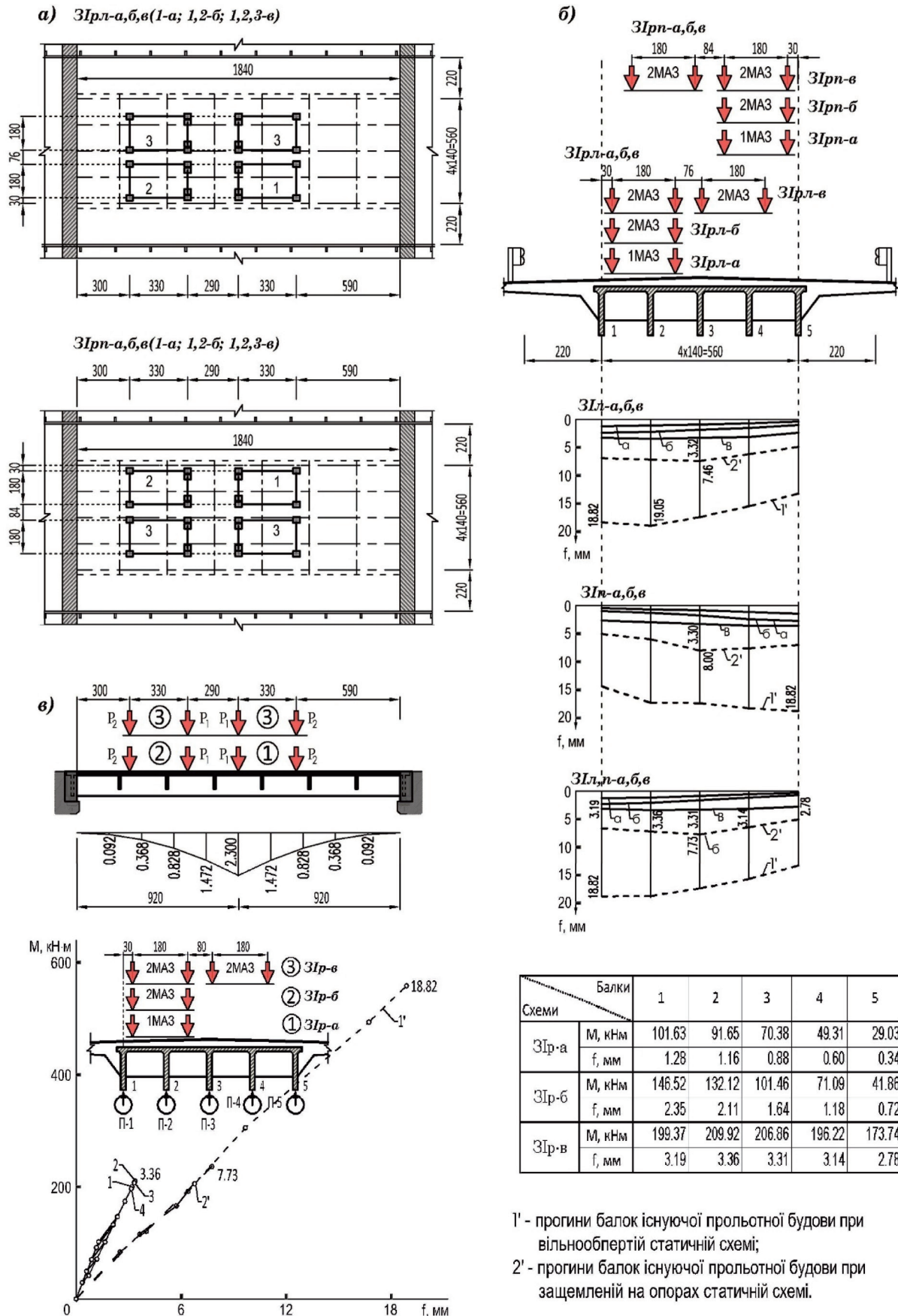
короткочасних навантажень $[f]=1/400 \cdot 18900 = 47,25$ мм, тобто виміряний прогин балки у 2,5 рази менший допустимого. Це свідчить про значний запас вертикальної жорсткості існуючих балок і можливість сприйняття ними значно більших навантажень, ніж були досягнуті при випробуваннях.

При защемленні на опорах статичній схемі (рис. 3, б), як і при вільнообпертій, розподіл прогинів між балками від лівих (л) і правих (п) схем навантаження і середніх близький до лінійного. За максимально досягнутого при випробуваннях навантаження від двох колон автомобілів найбільший прогин 7,73 мм мала третя балка. Порівняно з максимальним прогином у вільнообпертій схемі він зменшився в 2,43 рази при однаковому навантажувальному ефекті на прольотну будову. Це і відображає ефект підсилення балок у прольоті защемленням їх на опорах.

Відносно розрахункового прольоту защемленої прольотної будови $L_{02}=18,4$ м прогин найбільш навантаженої балки становить $f / L_{02} = 1/2380$ при допустимому від короткочасних тимчасових навантажень $[f]=1/400 \cdot 18400 = 46,0$ мм, тобто виміряний при випробуваннях прогин при досягнутому рівні навантаженості балки був у 5,95 разів меншим від допустимого. Це свідчить про можливість сприйняття защемленими на опорах балками значно більших навантажень, ніж рівень навантаженості під час випробувань, тобто про значне їх підсилення в прольоті зміною статичної схеми.

Як приклад, на рис. 2, 3 представлено основний результат третього етапу випробувань реконструйованої прольотної будови – епюри прогинів за двома схемами навантаження: схема Ір (перша, розширена) – повторювала схеми попередніх випробувань вільнообпертої і защемленої існуючої прольотної будови (рис. 2, а), що дало можливість прямим порівнянням прогинів балок встановити ефективність включення в роботу з існуючими балками основних елементів реконструкції (защемлення балок і накладної плити); схема Ір (друга, розширена) – нова схема (рис. 3, а) з максимальним наближенням колон випробувального навантаження до бар'єру безпеки, тобто з виходом його на консольну ділянку накладної плити (рис. 3, а, б). Ця схема найбільш не вигідна для роботи прольотної будови під тимчасовим навантаженням (при повному постійному), створювала максимальну навантаженість крайніх балок і цілком характеризувала експериментальну вантажопідйомність реконструйованої прольотної будови. На цих же епюрах для порівняння пунктирними лініями нанесені епюри прогинів за результатами першого (вільнообперта – «1») і другого (защемлена – «2») етапів випробувань при схемах навантаження Ір (рис. 2, а, б).

В існуючій і реконструйованій прольотній будові, випробуваній за схемою Ір (рис. 2), розподіл прогинів між балками поперек прольоту при лівих і правих схемах навантажень, а також середніх (рис. 2, б) близький до лінійного, що свідчить про



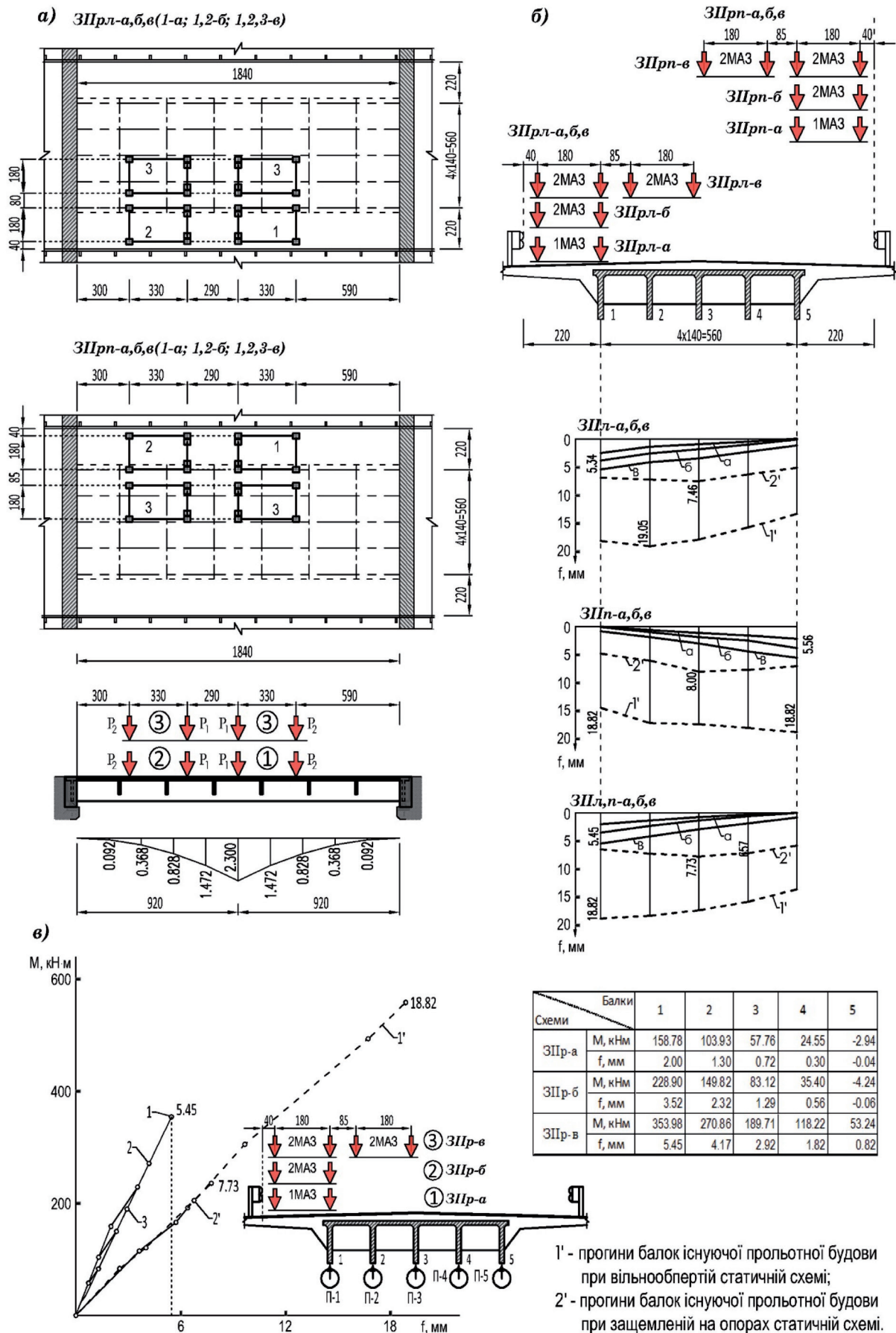


Рис. 3. Результати випробувань розширеної прольотної будови за защемленою статичною схемою і її навантаженні за схемами Пр-а, б, в: а – схеми розташування випробувального навантаження; б – епюри прогинів балок при ліво- (л) і правосторонній (п) схемах навантаження і середні з ліво- і правосторонніх схем; в – графіки прогинів балок залежно від величини згинального моменту



жорсткий контур поперечника прольотної будови за рахунок існуючих поперечних діафрагм і включення в сумісну роботу з ними накладної плити. При навантаженні двома колонами автомобілів внаслідок розподіляючого впливу накладної плити та великої поперечної жорсткості всі балки мали майже однакові прогини, тобто мали практично однаковий ступінь навантаженості.

Ефективність конструктивних рішень реконструкції встановлювали порівнянням максимальних прогинів балок випробуваної прольотної будови на різних етапах реконструкції при навантаженні за однією схемою. Так максимальний прогин балки вільнообпертої прольотної будови становив 18,82 мм, після створення її заземлення він зменшився до 7,73 мм, тобто в 2,43 рази, що і характеризує ефект підсилення балок в прольоті найменш затратним способом – зміною статичної схеми. Після влаштування накладної плити від тієї ж схеми випробувального навантаження прогин зменшився до 3,36 мм, тобто порівняно з початковим для вільнообпертої прольотної будови у 5,6 разів, а відносно існуючої заземленої у 2,3 рази. Це характеризує ефективність включення у спільну роботу з існуючими елементами прольотної будови монолітної залізобетонної накладної плити, тобто кінцевий ефект підсилення балок у прольоті.

На всіх ступенях навантаження прольотної будови за схемою Пр із виходом навантаження на консольну ділянку накладної плити (рис. 3, а, б), як і в попередніх випробуваннях, розподіл прогинів між балками поперек прольоту лінійний за явно вираженим принципом позacentрового стиску (рис. 3, б). Максимальний прогин 5,45 мм мала крайня балка, тобто порівняно з прогином цієї ж балки у вільнообпертій статичній схемі він зменшився у 3,45 рази. Таке зменшення прогину при більш невідгданому навантаженні реконструйованої прольотної будови порівняно з існуючою вільнообпертою і характеризує ефективність включення в роботу елементів реконструкції та ступінь збільшення її вантажопідйомності.

На всіх етапах випробувань одержана лінійна залежність між прогинами і згинальними моментами для різних балок існуючої і реконструйованої прольотної будови за досягнутого рівня її ступеневої навантаженості (рис. 2, 3). Графіки прогинів різних балок при різному ступені їх навантаженості практично збігаються, тобто однаковим згинальним моментом у різних балках відповідають однакові прогини (знаходяться у межах розки-

ду експериментальних даних). Лінійна залежність $f - M$ свідчить також про можливість виконання перерахунків існуючих прольотних будов моста без великої похибки за пружною стадією їх роботи без урахування реологічних явищ, характерних для залізобетону (усадка і повзучість), що завершилися за тривалий період експлуатації балок до випробувань.

Характер просторової роботи прольотної будови під навантаженням, а, відповідно, і можливі методи її просторового розрахунку встановлювали за коефіцієнтами поперечного розподілу силової дії (КПР), що експериментально визначали з умови їх пропорційності до вимірюваних пружних прогинів балок. За силову дію згідно з роботами [4, 8, 9] приймали згинальний момент, тобто за розподілом прогинів визначали коефіцієнт поперечного розподілу згинальних моментів (КПРМ) між балками від прийнятих схем випробувального навантаження. Для порівняння теоретичні КПРМ від випробувального навантаження розраховували за доволі розповсюдженим при проектуванні мостів методом позacentрового стиску.

При розташуванні однієї або двох колон випробувального навантаження в межах прольотної будови експериментальні КПРМ є близькими між собою як для існуючої, так і для розширеної прольотної будови, а також мають задовільну збіжність експериментальних і розрахованих значень (рис. 4, а, б).

При найбільш невідгданому навантаженні розширеної прольотної будови як однією, так і двома колонами автомобілів із виходом їх на консольну ділянку накладної плити розраховані КПРМ є значно більшими від експериментальних (рис. 5, а, б),

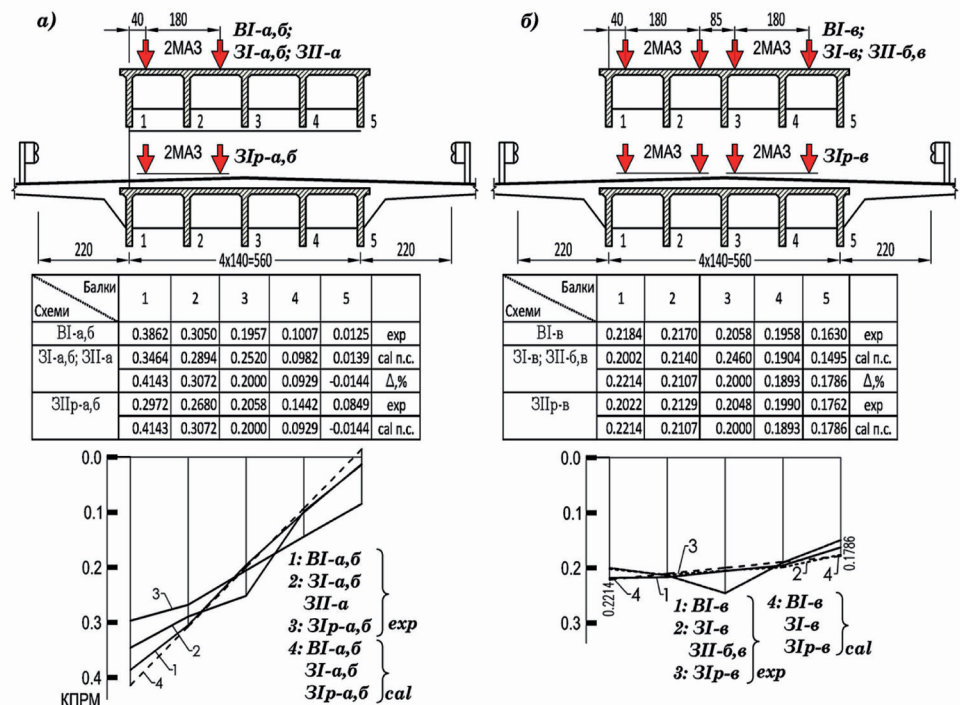
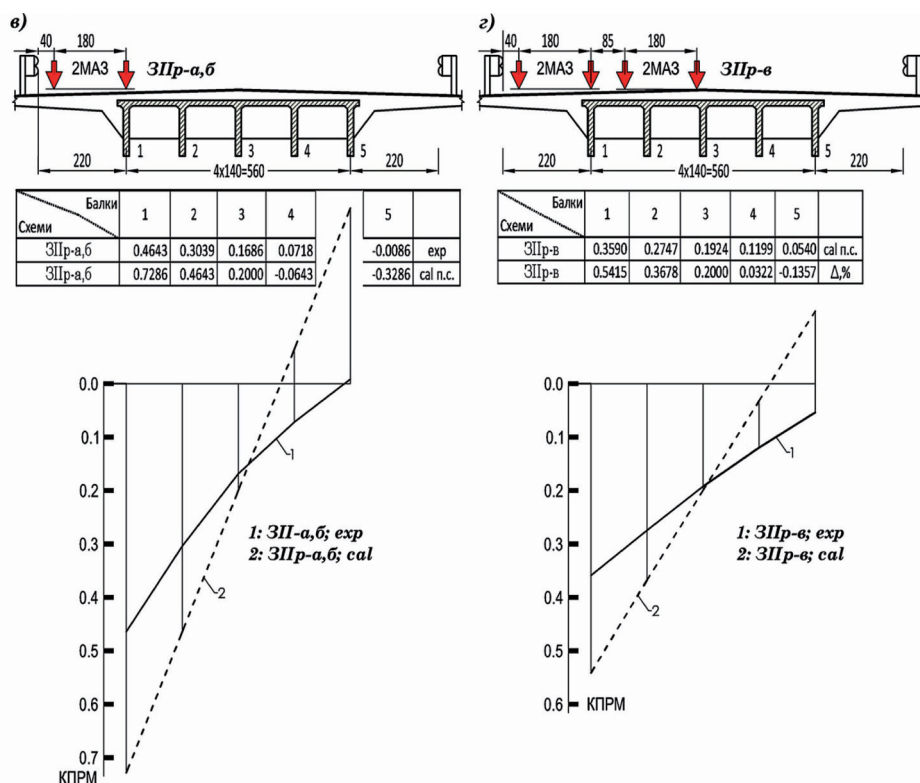


Рис. 4. Порівняння експериментальних (exp) і розрахованих (cal) КПРМ для існуючої і розширеної прольотної будови при навантаженні їх однією (а) і двома (б) колонами автомобілів в межах прольотної будови. З – заземлена на опорах прольотна будова



хоча розподіл експериментальних КПРМ між балками є лінійним, тобто, не дивлячись на велику різницю принцип позакцентрового стиску зберігається як для розрахованих, так і для експериментальних КПРМ. Це питання потребує додаткового вивчення і аналізу, а методика розрахунку – коригування.

ВИСНОВКИ

1. Реконструкція і стадійні випробування прольотної будови за ТП вип. 56 після тривалого періоду експлуатації підтвердили ефективність, технологічність і надійність прийнятих її конструктивних рішень.
2. Значне зменшення виміряних при випробуваннях прогинів балок в реконструйованій прольотній будові свідчить про надійне включення в сумісну роботу з ними монолітної залізобетонної накладної плити та зміни статичної схеми і, внаслідок цього, збільшення як жорсткості балок, так і поперечної жорсткості прольотної будови в цілому.
3. Лінійний розподіл прогинів між балками як існуючої, так і реконструйованої прольотної будови свідчить, що фактична просторова робота прольотної будови відповідає теоретичним передумовам методу позакцентрового стиску, прийнятому для її перевірочних розрахунків на тимчасові нормовані і випробувальні навантаження. Це підтверджує також порівняння теоретичних і експериментальних, визначених за виміряними прогинами балок, коефіцієнтів поперечного розподілу згинальних

моментів, що для схем навантаження в межах ширини прольотної будови практично збігаються. При розташуванні навантаження на консольній ділянці накладної плити розбіжність експериментальних і розрахункових КПРМ є значною, тому методика розрахунку потребує коригування.

4. За величиною зменшення прогинів балок реконструйованої прольотної будови порівняно з існуючою можна стверджувати, що внаслідок включення в роботу елементів реконструкції вона має значний запас вантажопідйомності і придатна для подальшої експлуатації на нормовані тимчасові навантаження А15 і НК-100, а також доводить можливість продовження терміну експлуатації реконструйованих прольотних будов за ТП вип. 56, співставного з новозбудованими мостами.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Мости та труби. Основні вимоги проектування: ДБН В.2.3-22:2009. – [Чинні від 2010-03-01]. – Київ : ДП «Укрархбудінформ», 2009. -73 с. – (Буд. норми України).
2. Кваша В.Г. Досвід розширення балкових залізобетонних прольотних будов монолітною залізобетонною накладною плитою / В.Г. Кваша, Т.П. Ковальчик, Л.В. Салійчук // Вісн. Нац. ун-ту «Львівська політехніка», сер. «Теорія і практика буд-ва». – Львів: НУЛП, 2007. – С. 80-94.
3. Відновлення автодорожнього моста після наслідків повені з розширенням і підсиленням прольотної будови / [В.Г. Кваша, Л.В. Салійчук, В.С. Рачкевич, Л.Я. Семанів] // Ресурсоекономі матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наукових пр. – Рівне: НУВГП, 2008. –Вип. 16., ч.1 - С. 342-350.
4. Кваша В.Г. Аналіз розподілу тимчасового навантаження між балками прольотної будови за результатами натурних випробувань / В.Г. Кваша, В.С. Рачкевич // Вісн. Нац. ун-ту «Львівська політехніка», сер. «Теорія і практика буд-ва». – Львів: НУЛП, 2008. – № 627. – С. 122 – 128.
5. Реконструкція мостів під час капітальної реконструкції автодороги Львів-Краківець за програмою підготовки до Євро-2012 / [В.Г. Кваша, Т.П. Ковальчик, В.М. Полець, Л.В. Салійчук] // Вісн. Нац. ун-ту «Львівська



- політехніка», сер. «Теорія і практика буд-ва». – Львів: НУЛП, 2012. – № 737. – С. 143-152.
6. Матаров И.А. Сборные железобетонные мосты с многорядной сварной арматурой / И.А. Матаров, Л.С. Смирнова, А.Л. Шилина. – М. : Автотрансиздат, 1959. – 186 с.
7. Рачкевич В.С. Експлуатаційний стан та ефективні системи відновлення збірних залізобетонних прольотних будов з багаторядовою каркасною арматурою / В.С. Рачкевич, В.Г. Кваша // Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наукових пр. – Рівне: НУВГП, 2009. – Вип. 18. – С. 521-533.
8. Розподіл тимчасового навантаження між балками бездіафрагмової прольотної будови моста за результатами натурних випробувань / [В.С. Рачкевич, В.Г. Кваша, Л.В. Салійчук, А.А. Тузяк] // Вісн. Одеської держ. акад. буд-ва і архітектури. – Одеса: ОДАБА, 2013. – Вип. № 49, ч. 2. – С. 211-217.
9. Рачкевич В.С. Дослідження просторової роботи залізобетонної перехресно-ребристої балкової прольотної будови до та після розширення і підсилення накладною плитою / В.С. Рачкевич // Вісн. Нац. ун-ту «Львівська політехніка», сер. «Теорія і практика буд-ва». – Львів: НУЛП, 2015. – № 823. – С. 270-280.
10. Типовые проекты сооружений на автомобильных дорогах. Вип. 56. Пролётные строения железобетонные, сборные с каркасной арматурой периодического профиля. – М. : Стройиздат, 1958. – 56 с.
- REFERENCES**
1. Mosty ta truby. Osnovni vymogy proektuvannia [Bridges and pipes. Basic design requirements]. (2009). DBN V.2.3-22:2009 from 01st March 2010. – К. : ДП «Укрarhbudinfor», 73 p. [in Ukrainian].
2. Kvasha, V.H., Kovalchuk, T.P. & Saliychuk, L.V. Dosvid rozshyrennia balkovykh zalizobetonnykh prolotnykh budov monolitnoiu zalizobetonnoiu nakladnoiu plytoiu [The experience of expanding the beam reinforced concrete span structures with a monolithic reinforced concrete slab]. Visn. Lviv Nat. Univ. «Lviv Polytechnic» «Teoriia i praktyka bud-va». 2007, pp. 80 – 94 [in Ukrainian].
3. Kvasha V.H., Saliychuk L.V., Rachkevych V.S. & Semaniv L.Ya. Vidnovlennia avtodorozhnoho mosta pislia naslidkiv poveni z rozshyrenniam i pidsylenniam prolotnoi budovy [Restoration of the road bridge after the effects of flood with the expansion and strengthening of the spatial structure]. Resursoekonomni materialy, konstruktsiyi, budivli ta sporudy. Rivne. 2008, vol. 16, p. 1, pp. 342–350 [in Ukrainian].
4. Kvasha, V.H. & Rachkevych, V.S. Analiz rozpodilu tymchasovoho navantazhennia mizh balkamy prolотноi budovy za rezultatamy naturnykh vyprobuvan [Analysis of the distribution of the temporary load between the beams of the span structure according to the results of full-scale tests]. Visn. Lviv Nat. Univ. «Lviv Polytechnic» «Teoriia i praktyka bud-va». – Lviv, 2008, vol. 627, pp. 122–128 [in Ukrainian].
5. Kvasha V.H., Kovalchuk T.P., Polets V.M., Saliychuk L.V. Rekonstruktsiia mostiv pid chas kapitalnoi rekonstruktsii avtodorohy Lviv-Krakovets za prohramoiu pidhotovky do Yevro-2012 [Reconstruction of bridges during major reconstruction of the Lviv-Krakovets highway according to the Euro-2012 preparation program]. Visn. Lviv Nat. Univ. «Lviv Polytechnic» «Teoriia i praktyka bud-va». – Lviv, 2012, vol. 737, pp. 143–152 [in Ukrainian].
6. Matarov I.A., Smirnova L.S., Shilina A.L. Sbornye zhelezobetonnye mosty s mnogoryadnoi svarnoi armaturoi [Precast reinforced concrete bridges with multi-row frame reinforcement]. M., Avtotransizdat, 1959. 186 p.
7. Rachkevych V.S., Kvasha V.H. Ekspluatatsiyni stan ta efektyvni systemy vidnovlennia zbirnykh zalizobetonnykh prolotnykh budov z bahatoriadovoiu karkasnoiu armaturoiu [Operating condition and effective systems of rebuilding precast reinforced concrete span structures with multi-row frame reinforcement]. Resursoekonomni materialy, konstruktsii, budivli ta sporudy. – Rivne. 2009, vol. 18, pp. 521–533 [in Ukrainian].
8. Rachkevych V.S., Kvasha V.H., Saliychuk L.V., Tuzyak A.A. Rozpodil tymchasovoho navantazhennia mizh balkamy bezdiaframovoi prolотноi budovy mosta za rezultatamy naturnykh vyprobuvan [Distribution of the temporary load between the beams of the diaphragmless span structure of the bridge by the results of full-scale tests]. Visn. Odeskoyi derzh. akad. bud-va i arkhitektury - Odessa State Acad. of Civil Engineering and Architecture. Odessa, 2013, vol. 49, pp. 211–217 [in Ukrainian].
9. Rachkevych V.S. Doslidzhennia prostоровoi roboty zalizobetonnoi perekhresno-rebrystoi balkovoi prolотноi budovy do ta pislia rozshyrennia i pidsylennia nakladnoiu plytoiu [Investigation of the spatial work of reinforced concrete cross-ribbed beam span structure before and after extension and strengthening by the superimposed slab]. Visn. Lviv Nat. Univ. «Lviv Polytechnic» «Teoriia i praktyka bud-va», 2015, vol. 823, pp. 270–280 [in Ukrainian].
10. Proletnye stroeniia zhelezobetonnye, sbornye s karkasnoi armaturoi periodicheskogo profilia [Reinforced concrete span structures, precast with periodic profile frame reinforcement]. Tipovye proekty sooruzhenii na avtomobilnykh dorogakh [Typical projects of structures on highways]. Vol. 56. – М.: Stroizdat, 1958. – 56 p.
- Стаття надійшла до редакції 08.09.2017 р.



УДК 624.012.45



ГОРБАЧЕВСЬКИЙ Р.Р.

Инж., Інститут будівництва та інженерії довкілля, Національний університет «Львівська політехніка», м. Львів, Україна, e-mail: gororogen@gmail.com, тел.: + 38 (063) 418-30-39, ORCID: 0000-0001-7713-5331



РУБАХА М.В.

Заст. нач. відділу, Служба автомобільних доріг у Львівській області, м. Львів, Україна, e-mail: TekhKontrolSAD@gmail.com, тел.: + 38 (067) 670-66-99, ORCID: 0000-0002-9719-2007

НАТУРНІ ВИПРОБУВАННЯ КОСОГО В ПЛАНІ ЗАЛІЗОБЕТОННОГО МОСТА

АНОТАЦІЯ

Залізобетонні мости з косим перетином перепони (косі в плані мости) з балковими перехресно-ребристими прольотними будовами мають характерні конструктивні відмінності в компонуванні балкової клітки порівняно з прямими. Оскільки теоретичне створення їх розрахункової моделі є доволі складним навіть при виконанні у пружній постановці, то для практичних потреб цю задачу розв'язували не теоретично, а шляхом проведення їх натурних випробувань, що, як правило, дає вичерпну відповідь на технічний стан та характер просторової роботи випробовуваних типів прольотних будов. Дослідження роботи перехресно-ребристих конструкцій є актуальне і необхідне.

Проведено випробування під час реконструкції косих в плані прольотних будов міського шляхопроводу по вул. Городоцькій у м. Львові. Як об'єкт інфраструктури вулиці загальноміського значення для приведення його експлуатаційних показників до вимог чинних норм була необхідна його реконструкція з розширенням габариту мостового полотна, підсиленням і ремонтом пошкоджених елементів та ліквідацією дефектів. З метою встановлення можливостей використання існуючих прольотних будов в реконструйованій споруді і проводилися представлені випробування. Випробовували існуючі прольотні будови крайнього і середнього прольотів, що конструктивно відрізнялись між собою косою (крайній) і прямою (середній) орієнтацією діафрагм. Метою досліджень було визначення особливостей характеру просторової роботи, розподілу зусиль між балками, перевірка дійсної і прийнятої в розрахунках моделі і схеми просторової роботи прольотних будов.

Випробування підтвердили можливість вико-

ристання існуючих прольотних будов крайнього і середнього прольотів із демонтованими неремонтопридатними крайніми балками при реконструкції моста за умови їх підсилення зміною статичної схеми, ліквідації наявних дефектів і пошкоджень та повної заміни комплексу їздового полотна і тротуарів.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: косий в плані міст, косі і прямі діафрагми, розрахункова модель, випробування, розподіл зусиль.

НАТУРНЫЕ ИСПЫТАНИЯ КОСОГО В ПЛАНЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО МОСТА

ГОРБАЧЕВСКИЙ Р.Р. Инж., Институт строительства и инженерии окружающей среды, Национальный университет «Львовская политехника»,

г. Львов, Украина, e-mail: gororogen@gmail.com, тел.: + 38 (063) 418-30-39, ORCID: 0000-0001-7713-5331

РУБАХА М.В. Зам. нач. отдела, Служба автомобильных дорог во Львовской области, г. Львов, Украина, e-mail: TekhKontrolSAD@gmail.com, тел.: + 38 (067) 670-66-99, ORCID: 0000-0002-9719-2007

АННОТАЦИЯ

Железобетонные мосты с косым пересечением преграды (косые в плане мосты) с балочными перекрестно-ребристыми пролетными строениями имеют характерные конструктивные отличия в компоновке балочной клетки по сравнению с прямыми. Поскольку теоретическое создание их расчетной модели довольно сложное даже при выпол-



нении в упругой постановке, то для практических нужд эту задачу решали не теоретически, а путем натурных испытаний которые, как правило, дают исчерпывающий ответ на техническое состояние и характер пространственной работы испытуемых типов пролетных строений. Исследование работы перекрестно-ребристых конструкций является актуальным и необходимым.

Проведены испытания во время реконструкции косых в плане пролетных строений городского путепровода по ул. Городецкой в г. Львове. Как объект инфраструктуры улицы общегородского значения для приведения его эксплуатационных показателей требованиям действующих норм была необходима его реконструкция с расширением габарита мостового полотна, усилением и ремонтом поврежденных элементов и ликвидацией дефектов. С целью установления возможностей использования существующих пролетных строений в реконструированном здании и проводилось представленное испытание. Испытывали существующие пролетные строения крайнего и среднего пролетов, которые конструктивно отличались между собой косой (крайний) и прямой (средний) ориентацией диафрагм. Целью было исследование особенностей характера пространственной работы, распределения усилий между балками, проверка действительной и принятой в расчетах модели и схемы пространственной работы пролетных строений.

Испытания подтвердили возможность использования существующих пролетных строений крайнего и среднего пролетов с демонтированными неремонтопригодными крайними балками при реконструкции моста при условии их усиления изменением статической схемы, ликвидации имеющихся дефектов и повреждений и полной замены комплекса ездового полотна и тротуаров.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: косой в плане мост, косые и прямые диафрагмы, расчетная модель, испытания, распределение усилий.

FULL-SCALE TESTS OF A SKEW IN PLAN REINFORCED CONCRETE BRIDGE

HORBACHEVSKIY R.R. Eng., Institute of Building and Environmental Engineering, Lviv Polytechnic National University,
Lviv, Ukraine,
e-mail: gororogen@gmail.com,
tel.: + 38 (063) 418-30-39,
ORCID: 0000-0001-7713-5331

RUBAKHA M.V. Dep. Head of Department, Lviv Road Service,
Lviv, Ukraine,
e-mail: TekhKontrolSAD@gmail.com,
tel.: (067) 670-66-99,
ORCID: 0000-0002-9719-2007

ABSTRACT

Reinforced concrete bridges with skew cross-barriers (the skew in plan bridges) with beam cross-ribbed span structures have characteristic constructive differences in the layout the floor beam systems compared to straight systems. The theoretical creation of their calculation model is rather complicated, even when performed in an elastic setting, therefore, for practical purposes, this problem is solved not theoretically, but by conducting their full-scale tests, which, as a rule, give an exhaustive answer to the technical condition and the nature of the spatial performance of the tested types of span structures. The research of the cross-ribbed structures behavior is actual and necessary.

Tests were conducted during the reconstruction of the skew in plan span structures of the city overpass on Gorodotska street in Lviv. The overpass is an infrastructure object at the street of citywide importance, so to bring its performance parameters to the requirements of the current codes it was necessary to reconstruct it with the expansion of the deck of the bridge, to strengthen and repair damaged elements and to eliminate defects. The tests were conducted for purpose of determining the possibilities of using existing span structures in a reconstructed facility. So, existing span structures of the outermost and middle spans, which differed constructively from each other by the skew (outermost) and straight (middle) orientation of the diaphragms, were tested. The purpose was to research the actual nature of spatial performance, the distribution of efforts between beams, and the validation of actual and accepted in the calculations of the model and schemes spatial behavior of span structures.

The tests confirmed the possibility of using the existing span structures of the outmost and middle spans with nonrepairable outmost girders removed during bridge reconstruction, on condition that they are strengthened by changing the static scheme, eliminating existing defects and damages, and completely replacing the bridge deck and sidewalks.

KEY WORDS: skew in plan bridge, skew and straight diaphragms, calculation model, tests, efforts distribution

ВСТУП. ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ. МЕТА РОБОТИ

Залізобетонні мости з косим перетином перепони (косі в плані мости) з балковими перехресно-ребристими прольотними будовами мають характерні конструктивні відмінності в компонуванні балкової клітки порівняно з прямими. Зокрема, це зміщення в плані головних балок на опори, а також коса або пряма орієнтація поперечних балок (діафрагм), що об'єднують головні балки поперек прольоту в перехресно-ребристу балкову клітку.

Просторовий розрахунок цих прольотних будов для визначення в їх елементах зусиль від зовнішніх



навантажень вважають однією із складних задач будівельної механіки, що до сьогодні не має достатньо придатного для практичних інженерних розрахунків розв'язання. Загальновідомі методи розрахунку, що застосовують у практиці проектування прямих прольотних будов, не в повній мірі відповідають реальній роботі косих в плані прольотних будов [1, 8, 11, 13].

У першу чергу це стосується косих прольотних будов із прямою орієнтацією діафрагм, у яких на приопорних ділянках є кутові діафрагми меншої довжини, ніж у середній частині прольоту, де їх довжина відповідає довжині діафрагм прямих мостів. Короткі кутові приопорні діафрагми, порівняно з прольотними, мають більшу погонну жорсткість, тому в косій балковій просторовій перехресно-ребристій системі створюють додаткові пружні опори для однієї-двох крайніх балок, зменшуючи їх робочий прольот і, відповідно, збільшуючи несучу здатність і жорсткість. Таким чином, саме наявність коротких кутових діафрагм і зумовлює основну відмінність статичної роботи косих прольотних будов із прямими діафрагмами порівняно з аналогічними прямими і косими з косими діафрагмами. Хоча можна припустити, що і для цього типу косих мостів зміщення поздовжніх балок на опорах відносно кута косини, при однаковій довжині всіх косо орієнтованих діафрагм, повинно (хоча і в меншій мірі) впливати на статичну роботу і просторовий розподіл зусиль у косій перехресно-ребристій системі.

Оскільки теоретичне створення їх розрахункової моделі є доволі складним навіть при розв'язанні у пружній постановці, у більшості випадків для практичних потреб цю задачу вирішують не теоретично, а шляхом проведення їх натурних випробувань, що, як правило, дає вичерпну відповідь стосовно технічного стану та характеру просторової роботи випробовуваних типів прольотних будов.

Такі випробування проведені під час реконструкції косих у плані прольотних будов міського шляхопроводу по вул. Городецькій у м. Львові. Випробовували існуючі прольотні будови крайнього (К) і середнього (С) прольотів, що конструктивно відрізнялись між собою косою (крайній) і прямою (середній) орієнтаціями діафрагм. Метою досліджень було визначення дійсного характеру просторової роботи, розподілу зусиль між балками, перевірка дійсної і прийнятої в розрахунках моделі і схеми просторової роботи прольотних будов.

Результати випробувань, проведених у Галузевій науково-дослідній лабораторії № 88 Національного університету «Львівська політехніка», представлені у статті.

КОНСТРУКЦІЯ ІСНУЮЧОГО ШЛЯХОПРОВОДУ

За конструктивною схемою шляхопровід балковий, розрізний, трьохпрольотний за схемою

11,4+18,6+11,4 м, загальною довжиною 41,4 м і габаритом мостового полотна Г-10,5+2×0,9 м (рис. 1). Перетин шляхопроводу з залізничною колією косий під кутом 70° . Профіль шляхопроводу і підходів - на випуклій кривій.

Прольотні будови перехресно-ребристі, індивідуального проектування з прив'язкою основних конструктивних рішень до типового проекту ТП вип. 56 [5, 7, 12] у поперечному перерізі зібрані з 10-ти збірних залізобетонних балок таврового профілю з кроком поперек прольоту 1,4 м. Балки об'єднані між собою в просторову перехресно-ребристу систему прольотної будови поперечними діафрагмами, розташованими вздовж прольотів з кроком 2,7 м шляхом зварювання вставних трикутних блоків діафрагм до закладних деталей в ребрах балок - в крайніх прольотах (рис. 1, в) і зварюванням півдіафрагм суміжних балок верхніми і нижніми металевими накладками в середньому прольоті (рис. 1, г). Тип армування балок виконаний за аналогією з ТП вип. 56 двома плоскими зварними каркасами із розташуванням поздовжньої робочої арматури періодичного профілю $\varnothing 32$ мм в 4-5 рядів по висоті без зазорів між ними.

Берегові опори шляхопроводу обсіпні, полегшеного типу з однорядних залізобетонних забивних паль, об'єднаних зверху масивною монолітною залізобетонною насадкою з шафовою стіною і зворотними відкрілками. Проміжні опори скомпоновані з двох окремих, двостійкових П-подібних рам, стійки яких мають двотавровий переріз і об'єднані між собою збірним залізобетонним ригелем прямокутного перерізу 145×60 см. Між двома частинами опори по осі моста в межах висоти ригеля влаштований деформаційний шов. Внизу стійки опор жорстко защемлені у підколонниках стаканного типу, монолітно об'єднаних з суцільною залізобетонною плитою фундаменту.

За останні десятиліття експлуатації у зв'язку з погіршенням експлуатаційного стану шляхопровід неодноразово обстежували. Загальний висновок за їх результатами за характером виявлених дефектів і пошкоджень за вимогами чинних норм [3, 4] експлуатаційний стан шляхопроводу визнаний як непридатний до нормальної експлуатації в першу чергу через невідповідність експлуатаційним вимогам за пропускною здатністю (недостатній габарит мостового полотна), вантажопідйомністю, довговічністю і надійністю, а також безпекою та комфортністю руху. Як об'єкт інфраструктури вулиці загальноміського значення для приведення експлуатаційних показників шляхопроводу до вимог [2] необхідна його реконструкція з розширенням габариту мостового полотна, підсиленням і ремонтом пошкоджених елементів та ліквідацією дефектів. З метою встановлення можливостей використання існуючих прольотних будов у реконструйованій споруді і проведені представлені випробування.

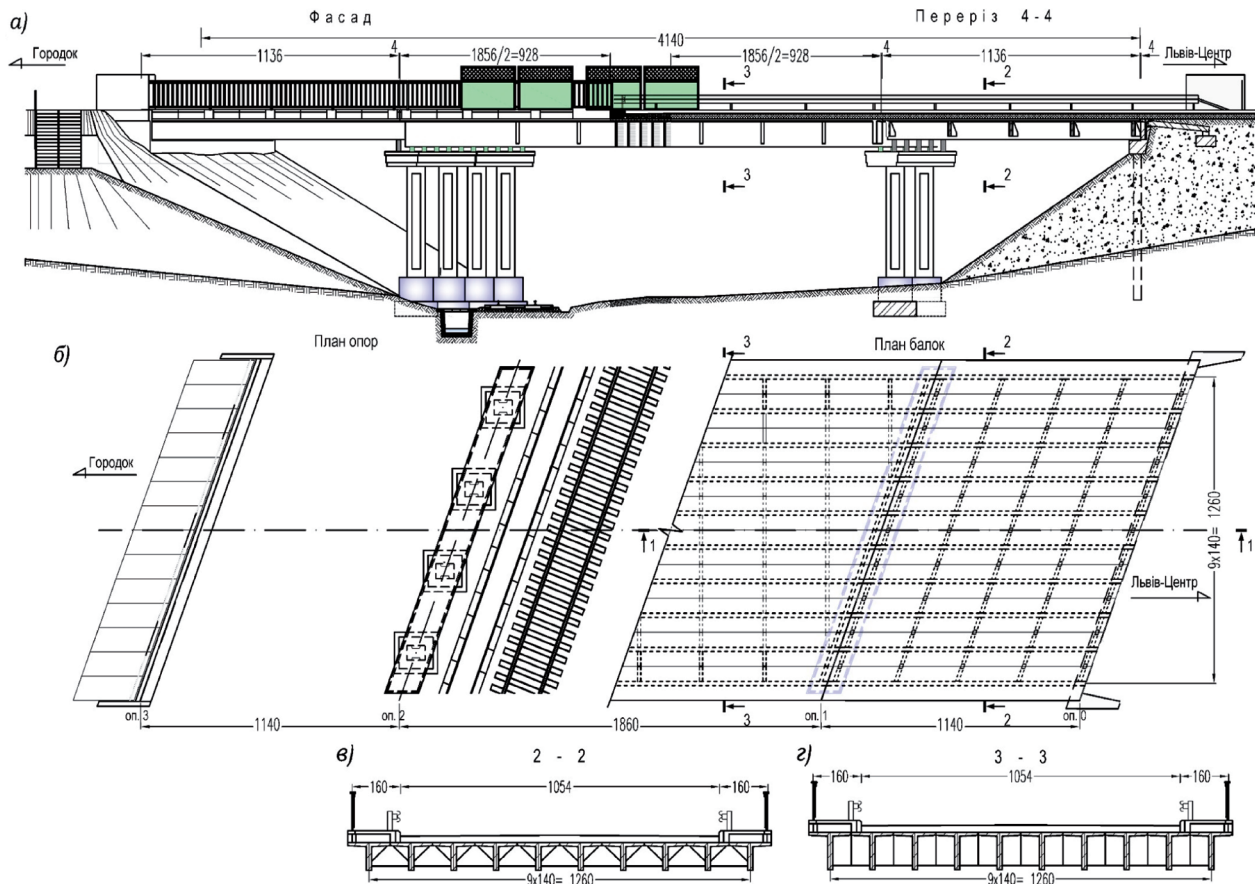


Рис. 1. Конструкція існуючого шляхопроводу. а- фасад і поздовжній переріз; б – план; в, г – поперечні перерізи крайнього і середнього прольотів

ВИПРОБУВАННЯ ПРОЛЬОТНИХ БУДОВ ТА ЇХ РЕЗУЛЬТАТИ

Випробовували існуючі прольотні будови крайнього і середнього прольотів, оскільки їх конструкція і способи об'єднання балок поперек прольоту були різними. Випробування проводили під час виконання робіт із реконструкції моста після демонтажу правосторонніх крайніх балок і видалення всіх елементів мостового полотна (крім лівосторонніх тротуарних конструкцій), тобто при мінімальному постійному навантаженні – лише від власної ваги балок.

Для випробувань використовували тимчасове рухоме навантаження з однієї або двох колон навантажених великовагових автомобілів-самоскидів двох марок – два автомобілі КраЗ (тиск на передню вісь 45,5 кН, на задні вісі візка по 92,3 кН) та два автомобілі КамАЗ (тиск на передню вісь 44,7 кН, на задні вісі візка по 73,5 кН). Схеми розташування на прольотних будовах випробувального навантаження зрозумілі з рис. 2, а також описані в [5].

Навантаження здійснювали ступенево, встановлюючи послідовно за прийнятими схемами в одну колону спочатку один автомобіль КраЗ (схеми Іа, Іа), потім впритул до нього заднім бортом другий КамАЗ (схеми Іб, Іб) і на третьому ступені другу колону з двох автомобілів КраЗ і КамАЗ впритул до першої (схеми Ів, Ів) з відповідним зміщенням внаслідок косини прольотних будов найбільш навантажених задніх осей на вершину і максимальні ординати

також відповідно зміщеної лінії згинального моменту. Вимірювання прогинів балок на кожному ступені навантаження дало можливість одержати залежності прогинів від величини згинальних моментів $f-M$. Прогини вимірювали механічними прогиномірами 6ПАО з ціною поділки 0,01 мм.

Результатом випробувань є прогини балок в середині прольоту, а також визначена за ними, згідно рекомендацій і обґрунтування робіт [6, 9-11], основна характеристика навантажувального ефекту балок – коефіцієнт поперечного розподілу згинальних моментів (КПРМ), що за фізичним змістом відображає частку силової дії, що передається на кожну балку. Залежності розподілу прогинів і КПРМ між балками поперек прольоту і характеризують просторову роботу прольотної будови під навантаженням. Вони представлені у вигляді епюр розподілу між балками поперек крайнього (рис. 3 А) і середнього (рис. 3 Б) прольотів з врахуванням їх косини для схем навантаження І – а, б, в (рис. 3 А) і схем навантаження ІІ-а, б, в (рис. 3 Б).

Закон зміни прогинів балок за всіх схем позачентрового (одностороннього) навантаження існуючих прольотних будов явно виражений нелінійний, що свідчить про просторовий характер роботи (тобто розподіл вузлових зусиль уздовж і поперек прольоту) залізобетонних перехресно-ребристих балкових прольотних будов із співвідношенням довжини прольоту L до ширини між крайніми балками $B/L < 2$, що є характерним для крайнього про-

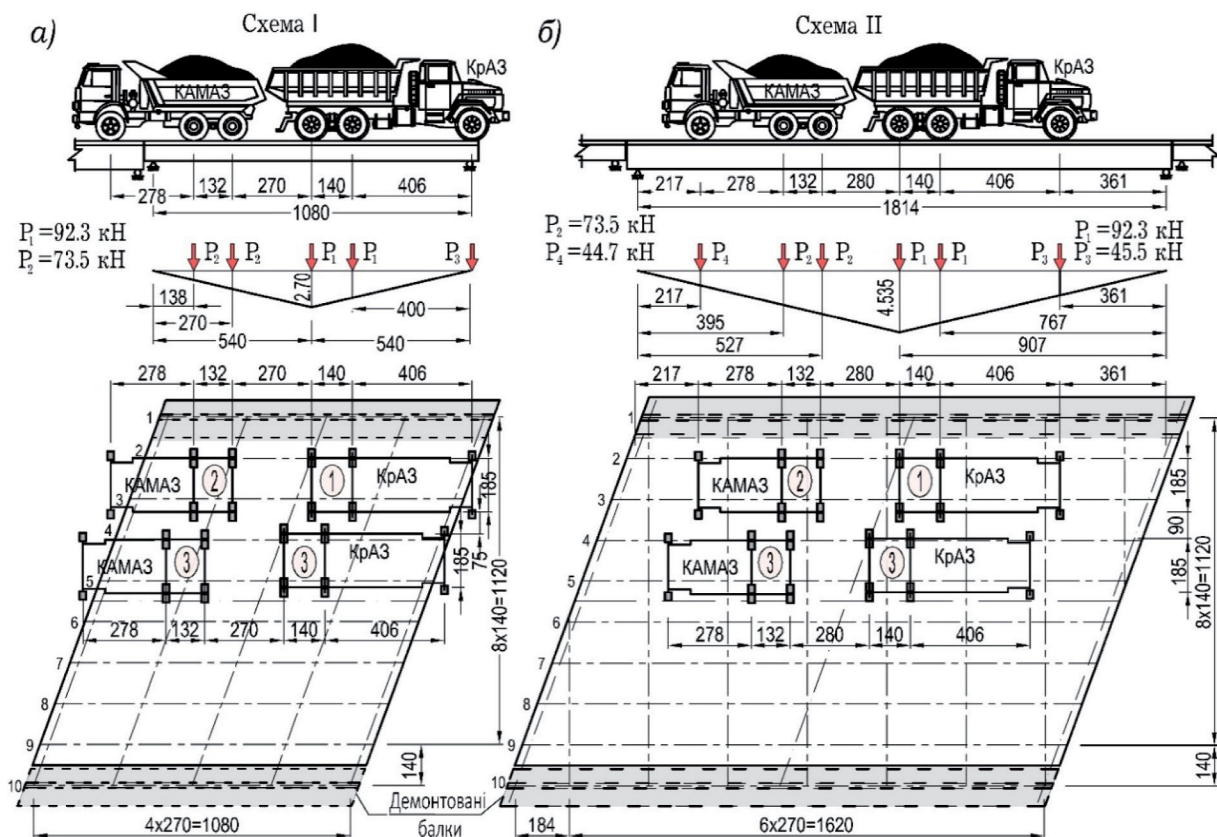


Рис. 2. Схеми навантажень прольотних будов крайнього (а) I-а, б, в і середнього (б) II-а, б, в прольотів, де: а-1; б-1, 2; в-1, 2, 3

льоту з косими діафрагмами. Нелінійний розподіл прогинів між балками та значно менший прогин крайньої балки порівняно з проміжними, в середньому прольоті, який також має співвідношення $L/B < 2$ крім того можна пояснити наявністю в косій прольотній будові прямих поперечних діафрагм, що на кутових ділянках відіграють роль пружних проміжних опор, збільшуючи погонну жорсткість крайніх балок. Проблему впливу напрямку поперечних діафрагм (косі чи прямі) на просторову роботу і жорсткість поперечника косих прольотних будов вивчено недостатньо і тому було передбачено проведення спеціальних експериментальних і теоретичних досліджень.

При позакентровому навантаженні прольотної будови крайнього прольоту двома колонами автомобілів із максимальним їх зміщенням до крайньої балки за досягнутого рівня навантаженості найбільший прогин 6,48 мм мала четверта від краю балка (рис. 3 А, а). Відносно розрахункового прольоту цієї балки $L_{01} = 11,1$ м прогин найбільш навантаженої четвертої балки становить $f/L_{01} = 1/1713$ при допустимому згідно з вимогами [2] пружному прогинові балки від короткочасних навантажень $1/400$ розрахункового прольоту, що в абсолютній величині складає $[f] = 1/400 \cdot 1110 = 2,78$ см, тобто фактичний вимірний під час випробувань прогин цієї балки виявився у 4,3 рази меншим допустимого. Це свідчить про значний запас вертикальної жорсткості існуючих балок і можливість сприйняття ними значно більших навантажень, ніж досягнуті при випробуваннях.

При максимально досягнутому навантаженні (схема II-в – дві колони автомобілів) найбільший прогин -12,33 мм, як і для крайнього прольоту, мала четверта балка (рис. 3 Б, а).

Відносно розрахункового прольоту $L_{02} = 18,14$ м прогин цієї балки становить $f/L_{02} = 1/1471$ при допустимому від короткочасних тимчасових навантажень $[f] = 1/400 \times 1814 = 4,54$ см, тобто вимірний при випробуваннях прогин при досягнутому рівні навантаженості балки був у 3,68 разів менший допустимого. Таким чином балки середнього прольоту також можуть сприймати значно більші навантаження від рівня навантаженості під час випробувань.

У цілому криволінійний розподіл прогинів між балками, максимальне деформування, а, відповідно, і максимальна навантаженість проміжних, а не крайніх, балок цієї прольотної будови свідчить про вплив коротких кутових прямих діафрагм у складі косі в плані прольотної будови на збільшення погонної жорсткості крайніх балок, для яких ці діафрагми є додатковими пружними опорами. Можливо на зменшення загальної жорсткості поперечника прольотної будови впливає також податливість стикових з'єднань півдіафрагм зварюванням закладних деталей металевими накладками (типовий стик півдіафрагм у [12]).

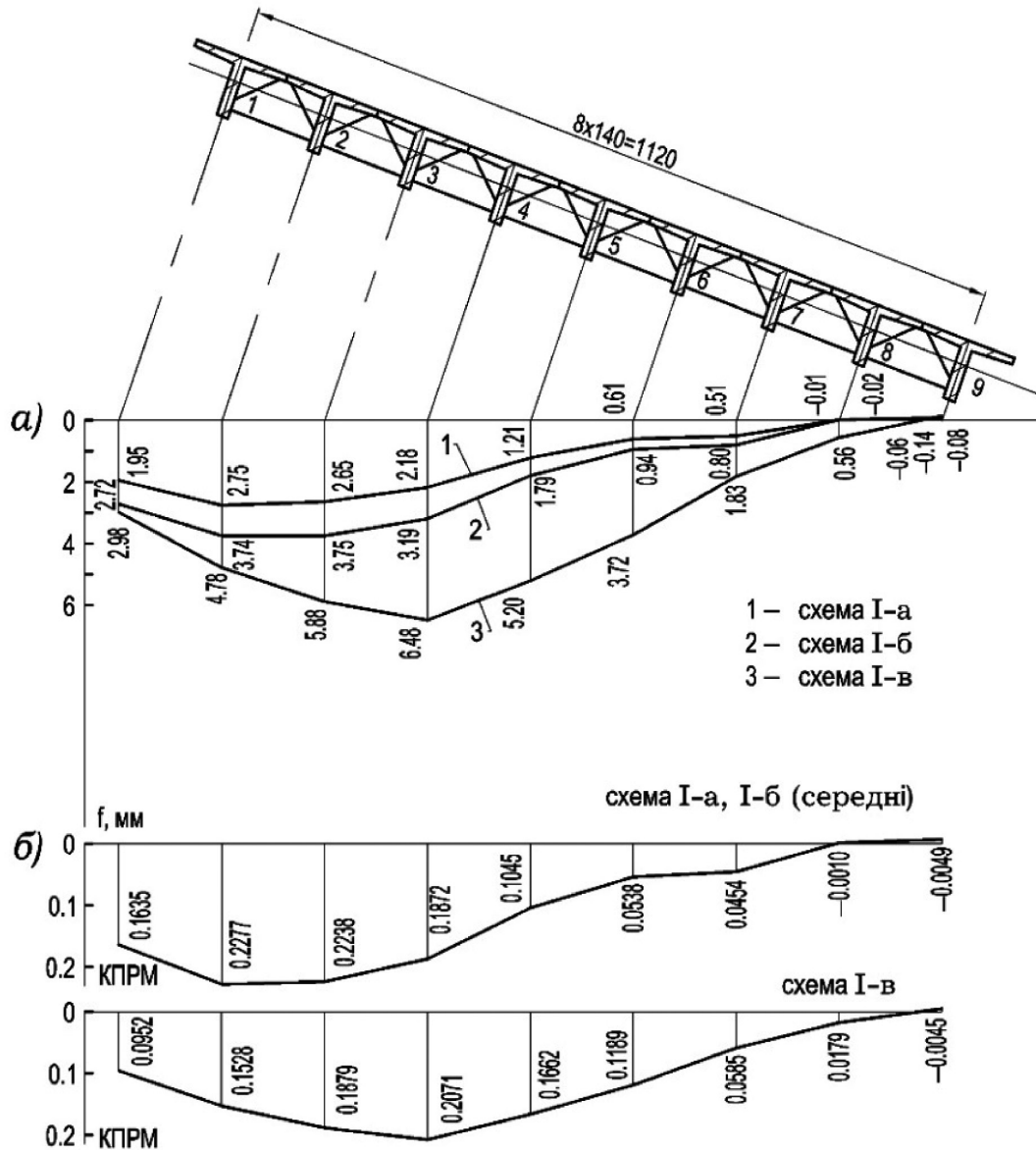
Просторову роботу під навантаженням та встановлення можливих методів перевірочних розрахунків прольотних будов даного типу аналізували також за коефіцієнтами поперечного розподілу згиналь-



них моментів, що експериментально визначали за вимірними прогинами балок, допускаючи, що розподіл згинальних моментів між балками пропорційний їхнім прогинам (рис. 3 А, Б, в) [6, 9-11].

Знайдені за цією методикою коефіцієнти поперечного розподілу згинальних моментів (КПРМ) і згинальні моменти M_i в балках прольотних будов крайнього і середнього прольотів представлені

А)



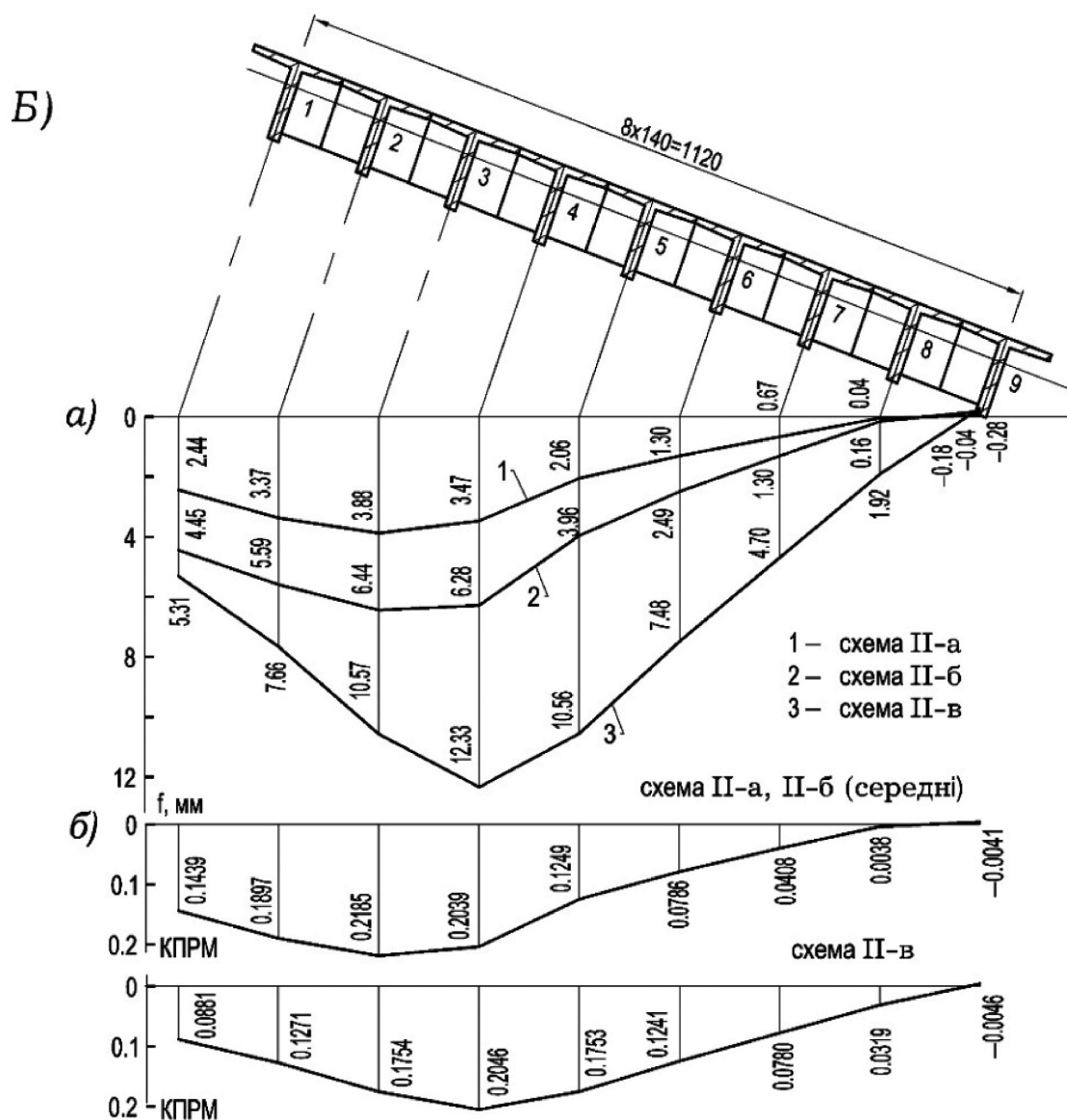
Балка		1	2	3	4	5	6	7	8	9
Схема	f_i , мм	1,95	2,75	2,65	2,18	1,21	0,61	0,51	-0,01	-0,06
	K_1	0,1654	0,2332	0,2248	0,1849	0,1026	0,0517	0,0433	-0,008	-0,0051
I-а	M_i , кНм	71,38	99,41	97,62	81,73	45,62	23,49	19,82	-0,44	-2,92
	f_i , мм	2,72	3,74	3,75	3,19	1,79	0,94	0,80	-0,02	-0,08
	K_1'	0,1616	0,2222	0,2228	0,1895	0,1064	0,0559	0,0475	-0,0012	-0,0048
I-б	M_i , кНм	95,44	132,92	130,64	109,28	61,00	31,40	26,50	-0,58	-3,91
	КПРМ	0,1635	0,2277	0,2238	0,1872	0,1045	0,0538	0,0454	-0,0010	-0,0049
	f_i , мм	2,98	4,78	5,88	6,48	5,20	3,72	1,83	0,56	-0,14
I-а,б	K_1	0,0952	0,1528	0,1879	0,2071	0,1662	0,1189	0,0585	0,0179	-0,0045
	КПРМ	0,1635	0,2277	0,2238	0,1872	0,1045	0,0538	0,0454	-0,0010	-0,0049
	M_i , кНм	111,38	178,63	219,72	242,14	194,62	138,93	68,42	20,90	-5,25

Рис. 3 А. Результати випробувань прольотних будов крайнього (А) прольоту. а – прогини балок; б – епюри КПРМ. K_1 ; K_1' – КПРМ за схемами навантаження I-а і I-б; K_2 – КПРМ за схемою навантаження I-в. f_i , мм – прогини і-ї балки; M_i , кНм – згинальний момент в і-й балці за відповідних схем навантаження



в таблицях на рис. 3, а також у вигляді епюр розподілу між балками поперек прольоту для крайнього (рис. 3 А, б) і для середнього прольотів (рис. 3 Б, б). Причому, КПРМ визначали окремо

для однієї (схеми І-а, б; ІІ-а, б) і для двох колон випробувального навантаження (схеми І-в; ІІ-в). Оскільки ці величини визначали за співвідношенням прогинів балок, то і закономірності їх розподілу між балками



Балка		1	2	3	4	5	6	7	8	9
Схема										
ІІ-а	f_i , мм	2,44	3,37	3,88	3,47	2,06	1,3	0,67	0,04	-0,04
	K_2	0,1419	0,1960	0,2257	0,2019	0,1198	0,0756	0,0390	0,0023	-0,0023
	M_i , кНм	123,16	162,22	186,83	174,44	106,84	67,35	34,19	3,23	-3,5
ІІ-б	f_i , мм	4,45	5,59	6,44	6,28	3,96	2,49	1,30	0,16	-0,18
	K_2'	0,1459	0,1833	0,2112	0,2060	0,1299	0,0817	0,0426	0,0052	-0,0059
	M_i , кНм	178,98	235,74	271,51	253,50	155,25	97,87	49,68	4,72	-5,09
ІІ-а,б	КПРМ	0,1439	0,1897	0,2185	0,2039	0,1249	0,0786	0,0408	0,0038	-0,0041
ІІ-в	f_i , мм	5,31	7,66	10,57	12,33	10,56	7,48	4,70	1,92	-0,28
	K_2	0,0881	0,1271	0,1754	0,2046	0,1753	0,1241	0,0780	0,0319	-0,0046
	M_i , кНм	219,09	315,97	435,95	508,48	434,95	308,52	193,75	79,24	-11,43

Рис. 3 Б. Результати випробувань прольотних будов середнього (Б) прольоту. а – прогини балок; б – епюри КПРМ. K_1 ; K_1' – КПРМ за схемами навантаження ІІ-а і ІІ-б; K_2 – КПРМ за схемою навантаження ІІ-в. f_i , мм – прогини і-ї балки; M_i , кНм – згинальний момент в і-й балці за відповідних схем навантаження



аналогічні закономірностям розподілу прогинів, що наглядно видно з представлених на рис. 3 епюр їх розподілу поперек прольоту.

За одержаними з випробувань розподілом і величинами згинальних моментів в обох випробуваних прольотних будовах при навантаженні їх двома колонами випробувального навантаження (схема I-в і II-в) найбільший навантажувальний ефект мала балка № 4. Максимальний згинальний момент в балці № 4 крайнього прольоту становив $M_4=242,14$ кН·м, з урахуванням згинального моменту від власної ваги балки $M_{g,4}=123,21$ кН·м максимального досягнута під час випробувань навантаженість цієї балки становила $M_4^{max}=242,14+123,21=365,35$ кН·м. Розрахункова несуча здатність балки - $M_{u,4}=889,0$ кН·м. Таким чином, ступінь навантаженості балки відносно її несучої здатності становить 41,1 %, що менше рекомендованої нормами [3] навантаженості – 65%.

У балці № 4 середнього прольоту максимального досягнутий згинальний момент від двох колон випробувального навантаження становив $M_4 = 508,48$ кН·м, від власної ваги балки $M_{g,4} = 438,06$ кН·м, тобто загальна навантаженість цієї балки складала $M_4^{max}=508,48+438,06=946,54$ кН·м при розрахунковій несучій здатності її перерізу в середині прольоту - $M_{u,4} = 2346$ кН·м. Таким чином, ступінь навантаженості цієї балки від випробувального навантаження відносно її несучої здатності становила 40,4 %, тобто, як і для балки № 4 крайнього прольоту, була меншою від рекомендованих нормами [3] – 65%.

ВИСНОВКИ

1. Нелінійні закономірності розподілу експериментальних прогинів між балками свідчать про явно виражений просторовий характер роботи косих в плані широких прольотних будов при співвідношенні їх довжини до ширини між осями крайніх балок $L/B < 2$, тобто про розподіл зусиль від тимчасових навантажень між балками як поперек, так і вздовж прольоту.

2. Малі прогини найбільш навантажених балок прольотних будов крайнього і середнього прольотів свідчать про значний запас вертикальної жорсткості балок і можливість сприйняття ними значно більших навантажень ніж досягнуті при випробуваннях. Загальний навантажувальний ефект найбільш навантажених балок від сумарних тимчасових і постійних навантажень становив (40-45)% від їх несучої здатності, що менше від рекомендованого чинними нормами [3] – більше 65%.

3. Випробування підтвердили можливість використання існуючих прольотних будов крайнього і середнього прольотів із демонтованими неремонтпридатними крайніми балками при реконструкції моста за умови їх підсилення зміною статичної схеми, ліквідації наявних дефектів і пошкоджень та повної заміни комплексу їздового полот-

на і тротуарів. Існуючі прольотні будови мають також достатню несучу здатність для сприйняття технологічних навантажень під час виконання робіт із реконструкції шляхопроводу.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Гибшман М.Б. Проектирование транспортных сооружений / М.Е. Гибшман, В.И. Попов. - М.: Транспорт, 1958. - 447 с.
2. Мости та труби. Основні вимоги проектування: ДБН В.2.3-22:2009. - [Чинні від 2010-03-01]. - Київ : ДП «Укрархбудінформ», 2009. - 73 с. - (Буд. норми України).
3. Мости та труби. Обстеження і випробування: ДБН В.2.3-6:2009. - [Чинні від 2010-03-01]. - Київ: ВПВТД ВАТ ПТІ «Київоргбуд», 2009. - IV, 43 с. - (Буд. норми України).
4. Споруди транспорту. Настанова з оцінювання і прогнозування технічного стану автодорожніх мостів: ДСТУ Н Б В.2.3-23:2012. - [Чинний від 2013-12-01]. - Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2012. - 54 с. - (Нац. стандарт України).
5. Кваша В.Г. Обстеження та випробування автодорожніх мостів / В.Г. Кваша // - Львів: НУ «Львівська політехніка», 2002. - 102 с.
6. Кваша В.Г. Аналіз розподілу тимчасового навантаження між балками прольотної будови за результатами натурних випробувань / В.Г. Кваша, В.С. Рачкевич // Вісн. Нац. ун-ту «Львівська політехніка» «Теорія і практика буд-ва». - Львів, 2008. - № 627. - С. 122-128.
7. Матаров И.А. Сборные железобетонные мосты с многоярядной сварной арматурой / И.А. Матаров, А.С. Смирнова, А.А. Шилина. - М.: Автостройиздат, 1959. - 186 с.
8. Рачкевич В.С. Розширення плитної нерозрізної збірно-монолітної залізобетонної прольотної будови косою в плані автодорожнього моста / В.С. Рачкевич, В.Г. Кваша, Л.В. Салійчук // Вісн. Нац. ун-ту «Львівська політехніка» «Теорія і практика буд-ва». - Львів, 2010. - № 664. - С. 156-163.
9. Розподіл тимчасового навантаження між балками бездіафрагмової прольотної будови моста за результатами натурних випробувань / [В.С. Рачкевич, В.Г. Кваша, Л.В. Салійчук, А.А. Тузьяк] // Вісн. Одеської держ. акад. буд-ва і архітектури. - Одеса: ОДАБА, 2013. - Вип. № 49, ч. 2. - С. 211-217.
10. Рачкевич В.С. Дослідження просторової роботи залізобетонної перехресно-ребристої балкової прольотної будови до та після розширення і підсилення накладною плитою / В.С. Рачкевич // Вісн. Нац. ун-ту «Львівська політехніка» «Теорія і практика буд-ва». - Львів, 2015. - № 823. - С. 270-280.



11. Рубаха М.В. Порівняльний аналіз розрахункових моделей плитної нерозрізної залізобетонної косої в плані прольотної будови до та після розширення накладною плитою / М.В. Рубаха, В.Г. Кваша, Л.В. Салійчук // Вісн. Нац. ун-ту «Львівська політехніка» «Теорія і практика буд-ва». – Львів, 2011. – № 697. – С. 199-210.
12. Типовые проекты сооружений на автомобильных дорогах. Вып. 56. Пролётные строения железобетонные, сборные с каркасной арматурой периодического профиля. – М.: Стройиздат, 1958. – 56 с.
13. Пространственные расчеты мостов / [Б.Е. Улицкий, А.А. Потапкин, В.И. Руденко и др.]. – М.: Транспорт, 1967. – 404 с.

REFERENCES

1. Gibshman, M.B. & Popov, V.I. Proektirovanie transportnykh sooruzhenii [Design of transport buildings]. – M.: Transport Publ., 1958. – 447 p. [in Russian].
2. Mosty ta truby. Osnovni vymohy proektuvannia [Transport facilities. Bridges and pipes. Basic design requirements]. (2009). DBN V.2.3-22:2009 from 01st March 2010. – K.: DP “Ukrarhbudininform”, 73 p. [in Ukrainian].
3. Mosty ta truby. Obstezhennia i vyprobuвання [Transport facilities. Bridges and pipes. Inspection and testing]. (2009). DBN V.2.3-6:2009 from 01st March 2010. – K.: VPVTD VAT PTI “Kuivorgbud”, 44 p. [in Ukrainian].
4. Sporudy transportu. Nastanova z ociniuvannia i prognozuvannia tehnicnoho stanu avtodorozhnikh mostiv. [Transport facilities. Guidelines for estimating and forecasting the technical condition of road bridges]. (2009). DSTU N B V.2.3-23:2009 from 01st December 2013. – K.: DP “Ukrarhbudininform” 54 p. [in Ukrainian].
5. Kvasha, V.G. (2002). Obstezhennia ta vyprobuвання avtodorozhnikh mostiv [Inspection and testing of road bridges]. – Lviv: Nat. Univ. «Lviv Polytechnic». – 102 p. [in Ukrainian].
6. Kvasha, V.H. & Rachkevych, V.S. Analiz rozpodilu tymchasovoho navantazhennia mizh balkamy prolotnoi budovy za rezultatamy naturnykh vyprobuвання [Analysis of the distribution of the temporary load between the beams of the span structure according to the results of full-scale tests]. Visn. “Teoriia i praktyka bud-va”. – Lviv: Nat. Univ. «Lviv Polytechnic», 2008, vol. 627, pp. 122–128 [in Ukrainian].
7. Matarov, I.A., Smirnova, L.S. & Shilina, A.L. Sbornye zhelezobetonnye mosty s mnogoryadnoi svarnoi armaturoi [Precast reinforced concrete bridges with multi-row frame reinforcement]. – M.: Avtostroizdat Publ., 1959. – 186 p. [in Russian].
8. Rachkevych, V.S., Kvasha, V.H. & Saliychuk, L.V. Rozshyrennia plytnoi nerozriznoi zbirno-monolitnoi zalizobetonnoi prolotnoi budovy kosoho v plani avtodorozhnoho mosta [Expansion of the slab continuous precast-monolithic reinforced concrete span structure of the skew in plan road bridge]. Visn. Nat. Un-tu “Lvivska Politehnica” “Teoriia i praktyka bud-va”. – Lviv, 2010, vol. 664, pp. 156–163. [in Ukrainian].
9. Rachkevych, V.S., Kvasha, V.H., Saliychuk, L.V. & Tuzyak, A.A. Rozpodil tymchasovoho navantazhennia mizh balkamy bezdiaframovoi prolotnoi budovy mosta za rezultatamy naturnykh vyprobuвання [Distribution of the temporary load between the beams of the diaphragmless span structure of the bridge by the results of full-scale tests]. Visn. Odeskoi derzhavnoi akad. bud-va i arkhitektury. – Odesa: Odessa State Acad. of Civil Engineering and Architecture. 2013, vol. 49, pp. 211–217 [in Ukrainian].
10. Rachkevych, V.S. Doslidzhennia prostоровoi roboty zalizobetonnoi perekhresno-rebrystoi balkovoi prolotnoi budovy do ta pislia rozshyrennia i pidsylennia nakladnoiu plytoiu [Investigation of the spatial work of reinforced concrete cross-ribbed beam span structure before and after extension and strengthening by the superimposed slab]. Visn. Nat. Un-tu “Lvivska Politehnica” “Teoriia i praktyka bud-va”. – Lviv, 2015, vol. 823, pp. 270–280 [in Ukrainian].
11. Rubakha, M.V., Kvasha, V.H. & Saliychuk, L.V. Porivnialnyi analiz rozrakhunkovykh modelei plytnoi nerozriznoi zalizobetonnoi kosoї v plani prolotnoi budovy do ta pislia rozshyrennia nakladnoiu plytoiu [Comparative analysis of calculation models of the slab continuous reinforced concrete skew in plan span structure before and after extension by the superimposed slab]. Visn. Nat. Un-tu “Lvivska Politehnica” “Teoriia i praktyka bud-va”. – Lviv, 2011, vol. 697, pp. 199–210. [in Ukrainian].
12. Proletnye stroeniya zhelezobetonnye, sbornye s karkasnoi armaturoi periodicheskogo profilii [Reinforced concrete span structures, precast with periodic profile frame reinforcement]. Tipovye proekty sooruzhenii na avtomobilnykh dorogakh [Typical designs of facilities on highways.]. Vol. 56. – M.: Stroizdat Publ., 1958. – 56 p. [in Russian].
13. Ulitskii, B.E., Potapkin, A.A. & Rudenko, V.I. Prostranstvennye raschety mostov [Spatial calculations of bridges]. – M.: Transport Publ., 1967. – 404 p. [in Russian].

Стаття надійшла до редакції 08.09.2017 року.



МІНІСТЕРСТВО РЕГІОНАЛЬНОГО РОЗВИТКУ, БУДІВНИЦТВА
ТА ЖИТЛОВО-КОМУНАЛЬНОГО ГОСПОДАРСТВА УКРАЇНИ



ДЕРЖАВНЕ ПІДПРИЄМСТВО «ДЕРЖАВНИЙ НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ ІНСТИТУТ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ» (ДП НДІБК)

НАУКОВО-ТЕХНІЧНА ДІЯЛЬНІСТЬ У БУДІВНИЦТВІ

1. Розроблення будівельних норм та нормативних документів
2. Науково-технічний супровід проектування, зведення та експлуатації будівель і споруд в т.ч.: на територіях зі складними інженерно-геологічними і сейсмічними умовами; об'єктів ядерної та теплової енергетики
3. Розроблення конструктивних рішень та технології зведення доступного житла
4. Розроблення технічних рішень з підвищення енергоефективності будівельних об'єктів
5. Інжинірингові послуги:
 - оптимізація проектних рішень будівельних об'єктів або їх елементів
 - розроблення методів розрахунків будівельних конструкцій
 - розроблення технологій виготовлення будівельних конструкцій
 - розроблення рекомендацій при реконструкції будівель і споруд
 - обстеження і оцінка будівельних конструкцій; розробка паспортів технічного стану будівель та споруд
 - технічний нагляд за будівництвом
 - геодезичний контроль за будівництвом
 - сертифікація будівельних матеріалів, виробів та конструкцій
 - експертиза науково-технічної продукції, у тому числі проектних, науково-дослідних та дослідно-конструкторських робіт
 - консультаційні послуги;
 - підготовка кадрів вищої кваліфікації через аспірантуру
6. Інженерно-геологічні, геофізичні вишукування
7. Статичне і динамічне випробування паль
8. Чисельні розрахунки будинків і споруд
9. Проектування спеціальних видів робіт в будівництві:
 - основ і фундаментів всіх типів
 - каркасів монолітних будинків
 - посилення будівельних конструкцій
10. Будівництво під ключ:
 - усунення наднормативних кренів будинків і споруд
 - зміцнення ґрунтів методом глибинного змішування
 - ущільнення ґрунтів гідровибухом
 - водопониження
 - гідроізоляція фундаментів і стін
 - посилення будівельних конструкцій
 - компенсатори для трубопроводів
11. Контроль якості матеріалів та конструкцій:
 - суцільність та довжина паль
 - міцність бетону залізобетонних конструкцій
 - ущільнення ґрунтів
 - закріплення цементом скалистих масивів
 - оцінка рівня та розробка захисту акустичного опорядження житлових, громадських, у т.ч. спеціалізованих театральних, музейних, архівних, виробничих та інших об'єктів
 - оцінка рівня теплотехнічних якостей будівельних конструкцій
12. Моніторинг будинків і споруд, у т.ч. автоматизований

НОРМИ, СТАНДАРТИ ТЕХНІЧНІ СВІДОЦТВА РОЗРАХУНКИ ПРОЕКТУВАННЯ МОНІТОРИНГ ОБСТЕЖЕННЯ ВИПРОБУВАННЯ ЕКСПЕРТИЗА КОНСУЛЬТАЦІЇ

**м. Київ, вул. Преображенська, 5/2, 03037, Україна,
тел.: 044 249-72-34, 044 249-38-00, факс: 044 248-89-09,
E-mail: ndibk@ndibk.gov.ua, www.niisk.com**

www.niisk.com

