

ISSN 2313-6669

2018'1



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

НАУКА

ТА БУДІВНИЦТВО

2018'1



НАУКА ТА БУДІВНИЦТВО

1(15)'2018

ЗАСНОВНИК

Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»

Свідоцтво 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 № 1 від 08.02.2018 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: ndibk@ndibk.gov.ua, www.niisk.com

© "Наука та будівництво" 2018

Підписано до друку: 14.03.2018

Друк: ТОВ «СКАЙ-ПРІНТ»

Наклад 100 примірників

ЗМІСТ

- | | |
|-----|---|
| 4 | Бамбура А.М., Мельник І.В., Білозір В.В., Сорохтей В.М.
Розрахунок несучої здатності фрагментів монолітного залізобетонного перекриття з трубчастими вставками за деформаційним методом |
| 12 | Павліков А.М., Микитенко С.М., Федоров Д.Ф.
Розрахунок несучої здатності залізобетонних колон збірного безкапітельно-безбалкового каркасу при косому стисканні |
| 18 | Фомин С.А., Избаш Ю.М., Плахотникова И.А.
Экспериментальное исследование модели фрагмента сталежелезобетонной мостовой конструкции при нагревании |
| 27 | Ушерев-Маршак А.В., Кабусь А.В.
Функциональная совместимость – фактор развития современного бетона (на примере добавок в бетон) |
| 34 | Дворкін Л.Й., Житковський В.В., Скрипник М.М.
Високоміцний дрібнозернистий бетон на відсівах подрібнення граніту |
| 42 | Колчунов В.И., Демьянов А.И., Яковенко И.А., Гарба М.О.
Приведение в соответствие опытных данных трещиностойкости железобетонных конструкций их теоретическим значениям |
| 50 | Клименко Є.В., Карпюк В.М., Агаєва О.А.
Розрахунок надійності прогінних залізобетонних елементів за міцністю нормальних перерізів |
| 58 | Слюсаренко Ю.С., Лісений О.М., Головки Р.О., Зеленко Є.В., Дубовик С.О., Колумбет А.В.
Комплексне дослідження комунікаційного колектора |
| 67 | Пушкарёва К.К., Каверин К.О.
Вплив органо-кремнеземистої добавки на реологічні та технологічні властивості керамзитобетонних сумішей |
| 73 | Бабіч Є.Є.
Практичний метод розрахунку стиснуто-зігнутих залізобетонних елементів за граничними станами другої групи |
| 80 | Горик О.В., Ковальчук С.Б.
Забезпечення несучої здатності залізобетонних консольних ригелів VIP-трибуни стадіону «Ворскла» у місті Полтава |
| 88 | Довженко О.О., Погрібний В.В., Чурса Ю.В.
Шпункові з'єднання елементів будівель із залізобетону |
| 94 | Ковальський Р.К.
Дефекти при виготовленні буроін'єкційної палі в складних інженерно-геологічних умовах, що впливають на її несучу здатність, за властивостями ґрунтової основи |
| 100 | Резнік П.А., Коренєв Р.В.
Розрахунок та аналіз безкаркасних аркових систем, виконаних із тонкостінних холоднодеформованих профілів |
| 110 | Кичаева О.В.
Определение вероятности разрушения кирпичных стен эксплуатируемых зданий |
| 116 | Матченко Т.І., Шаміс Л.Б., Первушова Л.Ф., Матченко П.Т.
Опір крихкому руйнуванню комбінованих із сталі та залізобетону конструкцій з тріщинами в стелевих елементах |



SCIENCE & CONSTRUCTION

1(15)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:

Tarasyuk V., PhD, Sen. Scientist, Ukraine

Executive secretary:

Glazkova S., PhD, 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

Designer:

K. Chorna

Issue is approved for print by Scientific and technical Council of SE NIISK (Protocol № 1 dated on 08.02.2018)

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,

tel. + 38 (044) 249-38-04 E-mail: ndibk@ndibk.gov.ua,

www.niisk.com

© "Science & Construction, 2018

Signed for printing: 14.03.2018

Printing: TOV «SKY-PRINT»

Drawing: 100 copy

CONTENT

4	Bambura A., Melnyk I., Bilozir V., Sorokhtey V. Calculation of load-carrying capacity of monolithic reinforced concrete floors fragments with tubular inserts according to the deformation method
12	Pavlikov A., Mykytenko S., Fedorov D. Bearing capacity analysis of oblique compressed reinforced concrete columns for uncapped unrigid frame
18	Fomin S., Izbash Yu., Plahotnikova I. Experimental study of the model of composite bridge structure fragment at elevated temperatures
27	Usherov-Marshak A., Kabus A. Functional compatibility of components – factor of the development of modern concrete (on the example of admixtures for concrete)
34	Dvorkin L., Zhytkovskyy V., Skrypnyk M. High-strength fine-grained concrete with granite crushing siftings
42	Kolchunov V., Demianov A., Iakovenko I., Garba M. Bringing the experimental data of reinforced concrete structures crack resistance in correspondence with their theoretical values
50	Klymenko Ie., Karpiuk V., Ahaieva O. Reliability calculation of span reinforced concrete elements on the strength of normal sections
58	Slyusarenko Yu., Lisenyi O., Holovko R., Zelenko Ye., Dubovyk S., Kolumbet L. Full-scale survey of the communication collector
67	Pushkarova K., Kaverun K. Influence of organo-silica additive on rheological and technological properties of leca concrete mixtures
73	Babich Y. The practical method for compressed-bent reinforced concrete elements calculation according to the second group limit states
80	Goryk A., Kovalchuk S. Maintenance of a loaded capability of reinforced concrete console girders of the VIP-grandstand at the stadium "Vorskla" in Poltava city
88	Dovzhenko O., Pohribnyi V., Chursa Y. Keyed joints of building elements from reinforced concrete
94	Kovalskyy R. Defects when manufacturing of continuous flight auger pile in the complex engineering and geological conditions affecting its bearing capacity on the ground basis behavior
100	Reznik P., Koreniev R. Calculation and analysis of frameless arched systems made of thin-walled cold-deformed profiles
110	Kichaeva O. Determination of the probability of brick walls destruction of operated buildings
116	Matchenko T., Shamis L., Pervushova L., Matchenko P. Brittle fracture resistance of combined steel and reinforced concrete structures with cracks in steel elements



УДК 624.012



БАМБУРА А.М.

Д-р технічних наук, проф.,
зав. відділу, ДП «Державний
науково-дослідний інститут
будівельних конструкцій»,
м. Київ, Україна,
e-mail: abambura@gmail.com,
тел. +38 (050) 415-57-28.
ORCID: 0000-0003-1402-3345



МЕЛЬНИК І.В.

Канд. технічних наук, доц.,
Національний університет
«Львівська політехніка»,
м. Львів, Україна,
e-mail: gnd1112@ukr.net,
тел. +38 (067) 855-71-71.
ORCID: 0000-0002-7702-1083



БІЛОЗІР В.В.

Канд. технічних наук, доц.,
Львівський національний
аграрний університет,
м. Львів, Україна,
e-mail: bilozir.vitaly@ukr.net,
тел. +38 (066) 711-64-07.



СОРОХТЕЙ В.М.

Ст. науковий співробітник,
Національний університет
«Львівська політехніка»,
м. Львів, Україна,
e-mail: monzza@ukr.net,
тел. +38 (067) 976-93-19.

РОЗРАХУНОК НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ФРАГМЕНТІВ МОНОЛІТНОГО ЗАЛІЗОБЕТОННОГО ПЕРЕКРИТТЯ З ТРУБЧАСТИМИ ВСТАВКАМИ ЗА ДЕФОРМАЦІЙНИМ МЕТОДОМ

АНОТАЦІЯ

У практиці будівництва все ширше використовують монолітні залізобетонні перекриття. Зазвичай ці перекриття улаштовують суцільними, в результаті їх власна вага є значною і в 2-3 рази перевищує корисне навантаження.

Для зменшення власної ваги перекриттів доцільно використовувати ефективні вставки з легких або порожнистих матеріалів, що суттєво зменшує витрату бетону і, відповідно, вагу перекриттів.

Однонаправлене (трубчасте) розташування вставок є доцільним у перекриттях із співвідношенням прольотів у довшому і коротшому напрямках понад 1,5-2. У цьому випадку конструкція перекриття переважно працює в одному (коротшому) напрямі, у якому розрахункові перерізи є двотавровими.

Мета досліджень – виконати розрахунок несучої здатності нормальних перерізів двотаврової форми за деформаційним методом і порівняти результати розрахунку з даними експериментальних досліджень фрагментів монолітного перекриття з трубчастими вставками.

Несучу здатність дослідних зразків визначали за деформаційним методом, аналітичний апарат якого розроблено в ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» і використано у національному стандарті України ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [1].

Діаграми деформування бетону були прийняті за Єврокодом 2 з використанням експериментально отриманих значень призмової міцності і модуля пружності бетону. Деформації ε_{cl} , що відповідають піковій точці діаграми, прийняті рівними 0,002, а граничні деформації $\varepsilon_{cul} = 0,0035$. Отримана таким чином діаграма для спрощення інтегрування для визначення зусиль у бетоні стиснутої зони була описана поліномом 5-го ступеня.

Експериментальні дослідження проводили на трьох дослідних зразках із поздовжнім розташуванням вставок. Загальна конструкція, форми вставок і схеми випробувань зразків були різними. Основна поздовжня арматура дослідних зразків класу А500С, бетон проектного класу С25/20.

Фактичні значення моментів, що відповідають руйнівному навантаженню дослідних зразків, були порівняні з теоретичними величинами моментів.

Розрахунок несучої здатності дослідних зразків фрагментів плит із вставками за деформаційним методом згідно з ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [1] дав добру збіжність із експериментальними даними.

Результати досліджень можна використати для розрахунку монолітних плоских залізобетонних перекриттів із однонаправленим розташуванням вставок.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: монолітні плоскі залізобетонні перекриття, вставки, деформаційна модель, роз-



рахунок несучої здатності, експериментальні дослідження, двотаврові перерізи.

CALCULATION OF LOAD-CARRYING CAPACITY OF MONOLITHIC REINFORCED CONCRETE FLOORS FRAGMENTS WITH TUBULAR INSERTS ACCORDING TO THE DEFORMATION METHOD

BAMBURA A.M. Dr., Prof., Head of department, State enterprise «State Scientific Research Institute of Building Constructions», Kyiv, Ukraine, e-mail: abambura@gmail.com, tel. +38 (050) 415-35-28, ORCID: 0000-0003-1402-3345

MELNYK I.V. PhD., Ass. Prof., Lviv Polytechnic National University, Lviv, Ukraine, e-mail: gndl112@ukr.net, tel. +38 (067) 855-71-71, ORCID ID 0000-0002-7702-1083

BILOZIR V.V. PhD., Ass. Prof., Lviv National Agrarian University, Lviv, Ukraine, e-mail: bilozir.vitaly@ukr.net, tel. +38 (066) 711-64-07

SOROKHTEY V.M. Senior scientist, Lviv Polytechnic National University, Lviv, Ukraine, e-mail: monzza@ukr.net, tel. +38 (067) 976-93-19

ABSTRACT

Monolithic reinforced concrete floors are using widely in construction. Usually these floors are arranged by solid, as a result their own weight is significant and in 2-3 times exceeds the running load.

To reduce the weight of the floors it is good to use effective inserts from light or hollow materials, which significantly reduce the consumption of concrete and, accordingly, the weight of the floors.

Unidirectional (tubular) arrangement of inserts is appropriate in floors with the spans ratio in long and short directions more than 1,5-2. In this case, the floor construction mainly operates in one (shorter) direction in which the effective cross-section is I-beam type.

The research purpose is to carry out the calculation of the load-carrying capacity of the normal I-beam cross-sections by the deformation method and compare the calculation results with the experimental data of the monolithic floor fragments with the tubular inserts.

The load-carrying capacity of the prototype was determined by the deformation method, the analytical tool of which was developed at the Research Institute of Building Constructions and used in the National Norms of Ukraine (DSTU B V.6-156:2010).

Concrete deformation diagrams were accepted by Eurocode 2 using experimentally obtained values of concrete prism strength and concrete modulus of elasticity. The deformations ε_{cl} that correspond to the diagram peak are taken equal to 0,002, and the limit deformations ε_{cul} are 0,0035. Obtained in this way diagram to simplify integration for determining effort in the compressive zone of the concrete was described

by the polynomial of the 5th degree.

Experimental studies were performed on 3 experimental prototypes with a longitudinal placement of inserts. The general construction, inserts form and the prototypes test circuit were different. The main longitudinal reinforcement of experimental prototypes is A500C class, concrete is C25/20 design class.

Actual values of moments that correspond to the breaking strength of the experimental prototypes were compared with the theoretical values of moments.

The load-carrying capacity calculation of the experimental prototypes of slabs with inserts by the deformation method according to DSTU B V.2.6-156:2010 gave a good convergence with experimental data.

The research results can be used to calculate monolithic flat reinforced concrete floors with unidirectional arrangement of inserts.

KEY WORDS: monolithic flat reinforced concrete floors, inserts, deformation model, bearing capacity calculation, experimental researches, I-beam cross-section.

ВСТУП

У Національному університеті «Львівська політехніка» продовжуються комплексні експериментально-теоретичні дослідження плоских плитних залізобетонних конструкцій, розпочатих у 1996, 1997 рр., у т.ч. - перекриттів, оптимізованих вставками, що утворюють порожнини [2-4].

З поміж запропонованих і найбільш розповсюджених є перекриття з однонаправленим розташуванням вставок різної форми перерізу.

Однонаправлене (трубчасте) розташування вставок є доцільним у перекриттях із співвідношенням прольотів у довшому і коротшому напрямках понад 1,5-2. У цьому випадку конструкція перекриття працює переважно в одному (коротшому) напрямі. Розрахункові перерізи перекриттів у цьому напрямі мають двотавровий переріз.

АНАЛІЗ ОСТАННІХ ПУБЛІКАЦІЙ

Натурне випробування моделі монолітного плоского перекриття загальним розміром в плані 3,3х3,9 м висотою перерізу 100 мм з пінополістирольними призматичними вставками квадратного і прямокутного перерізу і проміжними ребрами між ними товщиною 30 мм проведене Євстаф'євим В.І. [5]. За проектного значення корисного навантаження 8 кН/м² із урахуванням власної ваги 8,9 кН/м² модель плити зруйнувалася при навантаженні 13 кН/м² внаслідок зрізу бетону одного із ребер у похилому перерізі, що перевищило нормований запас міцності $C=1,6$.

У публікаціях [6, 7] також відображено результати натурних випробувань фрагментів монолітного залізобетонного перекриття з трубчастими картонними вставками і фрагментів монолітного П-подібного в плані залізобетонного перекриття з пінополістирольними однонаправленими вставками.

Лугченко О.І. [8] досліджено перфоровані балки (балки Віренделя) трьох типів: із однією, двома



і трьома наскрізними порожнинами, що мали однакові загальні геометричні розміри: довжина 213 см, ширина і висота перерізу 15х35 см. Армування – одним вертикальним каркасом. У роботі не зазначено, чи доводили балки до руйнування. Детально описано тріщиноутворення і характер зміни прогинів. Відзначено добру збіжність експериментальних прогинів із розрахунковими їх значеннями.

У всіх зазначених вище дослідженнях оцінку несучої здатності за деформаційним методом не виконували.

МЕТА ДОСЛІДЖЕНЬ

Виконати розрахунок несучої здатності нормальних перерізів двотаврової форми монолітного залізобетонного перекриття з трубчастими вставками за деформаційним методом і порівняти результати розрахунку з даними експериментальних досліджень фрагментів монолітного перекриття з трубчастими вставками.

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ

Дослідний зразок № 1. Дослідний зразок №1 (далі - ДЗ-1) є фрагментом плити, умовно вирізаним із прямокутного у плані перекриття з переважно однонаправленим розташуванням пінополістирольних вставок прямокутного перерізу (рис. 1). Таке перекриття було улаштоване за реконструкції будівлі в с.м.т. В. Любінь Львівської області. Конструктивне вирішення цього перекриття детально описано в попередніх публікаціях [4]. Ширина фрагмента – 0,53 м, довжина – 6,2 м. Загальна висота перерізу 26 см, розміри вставок і відстані між ними (товщина ребер) були такими самими, як і в натурному перекритті.

Як вставки використовували пінополістирольні бруси з розміром поперечного перерізу 160×160 мм. Робоча поздовжня арматура в дослідних зразках однакова – по 5 стрижнів арматури класу А500С діаметром 12 мм.

Після формування з одного замісу дослідного зразка, стандартних зразків-кубів та призм, їх піддавали тепловологісному обробленню. Фактична міцність і деформативність важкого бетону за результатами випробувань стандартних кубів і призм такі: кубова міцність 28,8-29,3 МПа, призмova міцність (23,0 - 23,4) МПа, модуль пружності $32,1 \times 10^3$ МПа.

Механічні характеристики сталі робочої арматури визначено на стандартних зразках, виготовлених безпосередньо з арматурних стрижнів. За отриманими результатами (межа текучості $\sigma_y = 551$ -555 МПа, тимчасовий опір $\sigma_u = 659$ -666 МПа,

видовження $\delta = 14,0$ -14,2%) арматурна сталь відповідає класу А500С за ДСТУ 3760-2006 «Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій».

Випробування дослідного зразка № 1 (рис. 2) проводили після 28 діб з моменту бетонування і тверднення, завантажуючи його поетапно симетрично розкладеними бетонними блоками вагою 300 кг, із витримуванням після кожного ступеня 30 хв.



Рис. 2. Загальний вид випробувань дослідного зразка № 1

Характер руйнування дослідного зразка ДЗ-1 був таким. Після прикладання рівномірно розподіленого навантаження $24,7 \text{ кН/м}^2$ настало більш інтенсивне наростання деформацій арматури, бетону, прогинів і ширини розкриття нормальних тріщин. Деяке витримування під цим навантаженням призвело до розкриття нормальних тріщини до 1-2 мм і прогину понад 15 см, з осіданням зразка на страхувальні підпори. Це свідчило про вичерпання його несучої здатності, що настало за величини згинального моменту $60,9 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Дослідний зразок № 2 (ДЗ-2) є фрагментом перекриття плитної конструкції. Його габаритні розміри прийняті такими: довжина 2050 мм, ширина 355 мм і висота перерізу 180 мм (рис. 3).

Поздовжня робоча арматура - з трьох стрижнів $\varnothing 12$ А500С, поперечна - діаметром 8 мм класу А 500С з кроком 500 мм. Випробуванням на розтяг отримано такі механічні характеристики: межа текучості $\sigma_y = (537$ -541) МПа, межа міцності $\sigma_u = (618$ -630) МПа, відносне видовження (10,9-11,1) %.

Дослідний зразок виготовляли в заводських умовах з ущільненням важкого бетону на вібростолі і подальшим тепловологісним обробленням у пропарювальній камері. Фактична кубова міцність бетону перед випробуванням становила (27,2-31,1) МПа, призмova міцність – (22,9-22,4) МПа, модуль пружності - (27,4-28,8) $\cdot 10^3$ МПа.

Випробовували дослідний зразок ДЗ-2 за схемою чистого згину

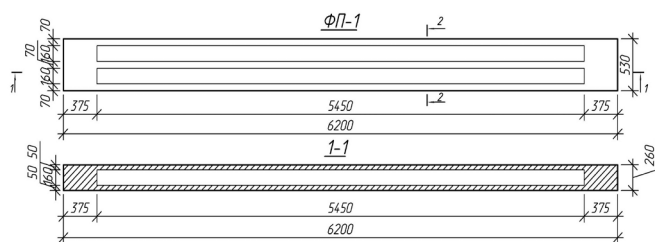
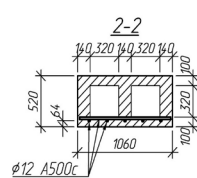


Рис. 1. Конструкція дослідного зразка № 1



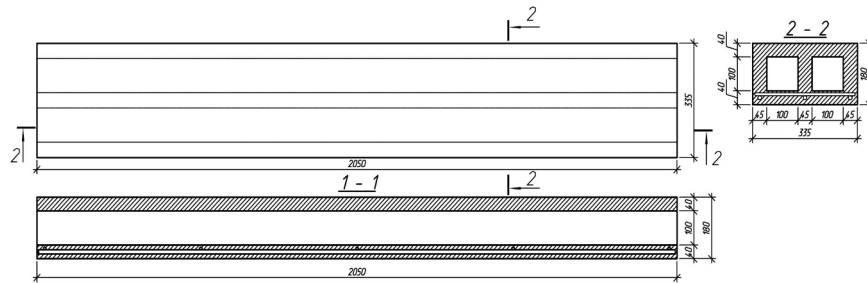


Рис. 3. Конструкція дослідного зразка № 2

двома зосередженими силами, прикладеними на відстані 458 мм від опори. Навантаження виконували гідравлічним домкратом і контролювали попередньо протарованим кільцевим динамометром. Загальний вид випробувань дослідного зразка ДЗ-2 представлено на рис. 4.

Дослідний зразок ДЗ-2 зруйнувався внаслідок виколу бетону в стиснутій зоні бетону в зоні чистого згину з подальшим значним видовженням стрижнів поздовжньої робочої арматури. Повне вичерпання несучої здатності зразка відбулося за навантаження $F=142,2$ кН.

Дослідний зразок № 3 (ДЗ-3) є фрагментом монолітного плоского перекриття з однонаправленим розташуванням вставок. Проте на відміну від дослідних зразків ДЗ-1 і ДЗ-2, вставки були не квадратного, а круглого перерізу. Загальні розміри зразка – ширина 1 м, довжина 5 м, висота 178 мм.

Розміри і конструкцію зразка ДЗ-3 було прийнято з урахуванням наявних вставок – картонних труб із зовнішнім діаметром 110 мм та товщиною стінки 10 мм, достатньою для сприйняття тиску бетонної суміші при бетонуванні дослідного зразка. Вставки – труби розташовані з кроком 139 мм (рис. 5).

За проектного класу бетону С20/25, його фактичні характеристики такі: кубова міцність 28,33-29,0 МПа, призмова міцність 22,55-23,7 МПа, модуль пружності 26,3х28,5 МПа. Арматура з кроком 15 см діаметром 10 мм класу А500С з такими фактичними механічними характеристиками: межа текучості $\sigma_y=515$ -526 МПа,

тимчасовий опір $\sigma_u=583$ -597 МПа, відносне видовження після розриву 12-12,5%, модуль пружності $E_s=19,3$ -19,9х10⁴ МПа.

Випробування дослідного зразка № 3 проводили в лабораторії кафедри «Будівельні конструкції і мости» НУ «Львівська політехніка» як вільно оберту по всій ширині коротких сторін конструкцію з відстанню між осями опор 4,85 м.

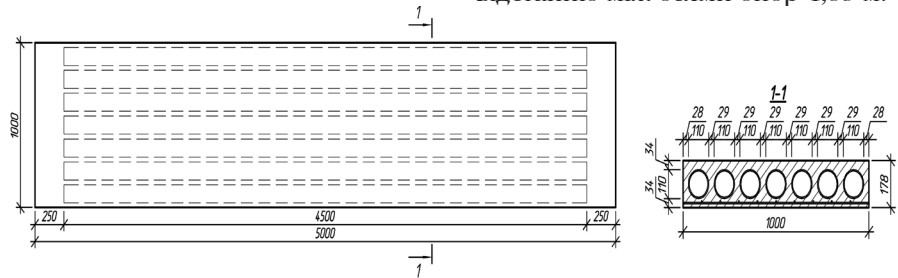


Рис. 5. Конструкція дослідного зразка № 3

Навантажували дослідний зразок поетапно чавунними злитками вагою ~ 50 кг кожен, що вкладали по всій площі плити, моделюючи рівномірне розподілене навантаження. Після кожного етапу завантаження задавали витримування впродовж п'ятнадцяти хвилин. Прогини заміряли з використанням прогиномірів системи 6 ПАО. При цьому контролювали тріщиноутворення, заміряли ширину розкриття тріщин та характер їх розповсюдження. Загальний вид випробувань дослідного зразка подано на рис. 6.

Характер руйнування дослідного зразка ДЗ-3 був аналогічним до руйнування дослідного зразка ДЗ-1. При завантаженні до рівня 8,78 кН/м² почалося більш інтенсивне наростання деформацій арматури, бетону, прогинів і ширини розкриття тріщин. Під таким навантаженням зразок був залишений на 12 днів, прогини при цьому збільшилися, але були в межах допустимих величин і зразок не зруйнувався. Остаточне руйнування відбулося за незначного довантаження конструкції за величини прикладеного рівномірно розподіленого навантаження 10,55 кН/м².



Рис. 4. Загальний вид випробувань зразка № 2



Рис. 6. Загальний вид випробувань дослідного зразка № 3



ТЕОРЕТИЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ

Несучу здатність дослідних зразків визначали за деформаційним методом, аналітичний апарат якого розроблено в ДП НДІБК [8-11] і використано у національному стандарті [1] та державних будівельних нормах [13].

Діаграми деформування бетону були прийняті за виразом (3.14) Єврокоду 2 [14]. У цей вираз підставляли експериментально отримані значення призової міцності і модуля пружності бетону. Деформації ε_{cl} , що відповідають піковій точці діаграми, прийняті рівними 0,002, а граничні деформації ε_{cul} – 0,0035. Отримана таким чином діаграма з метою спрощення інтегрування для визначення зусиль у бетоні стиснутої зони була описана поліномом п'ятого ступеня [9, 13]. Виявлено, що коефіцієнти полінома для бетону класу С20/25, прийняті згідно з табл. Д1 [13], дозволили отримати хорошу збіжність із виразом (3.14) Єврокоду 2 [14].

Відношення напружень бетону, обчислених за Єврокодом 2 і з використанням полінома, знаходяться в межах 0,97 – 1.

Діаграма деформування бетону зразка ДЗ-1 (рис. 7), напруження згідно з якою визначені за державними будівельними нормами [13] і за Єврокодом 2 [14], свідчить про їх добру збіжність. Аналогічні результати отримані для бетону зразків ДЗ-2 та ДЗ-3.

У всіх трьох зразках на стадії, що передувала руйнуванню, нейтральна вісь знаходилася в межах верхньої полиці, тому використана четверта форма рівноваги (рис. 8) за вимогами національного стандарту [1].

Для цієї форми рівноваги чинними є розрахункові залежності за [12]:

$$\frac{f_{cd}}{\xi} \left[(b_w + 2b_{eff}) \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(l)}}{\varepsilon_{cl}} \right)^{k+1} \right] + \sum_{i=1}^n A_s \sigma_s - N = 0; (1)$$

$$\frac{f_{cd}}{\xi^2} \left[(b_w + 2b_{eff}) \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(l)}}{\varepsilon_{cl}} \right)^{k+2} \right] + \sum_{i=1}^n A_s \sigma_s \frac{\varepsilon_{c(l)} - \xi Z_s}{\xi} - M = 0; (2)$$

де: f_{cd} - розрахункове значення міцності бетону на стиск; ξ - відносна кривизна; b_w - ширина стінки; b_{eff} - ширина звису верхньої полиці; a_k - коефіцієнт поліному, що описує нелінійну залежність між напруженнями та деформаціями бетону; $\varepsilon_{c(l)}$ - значення відносних деформацій крайніх стиснутих фібр бетону; ε_{cl} - відносні деформації, що відповідають максимальним напруженням бетону при стисканні; $A_s \sigma_s$ - площа поперечного перерізу і напруження в поздовжній розтягнутій арматурі; N - осьова поздовжня сила; M - згинальний момент; Z_s - відстань від центру ваги розтягнутої арматури до верхньої грані перерізу.

Розрахунок несучої здатності нормальних

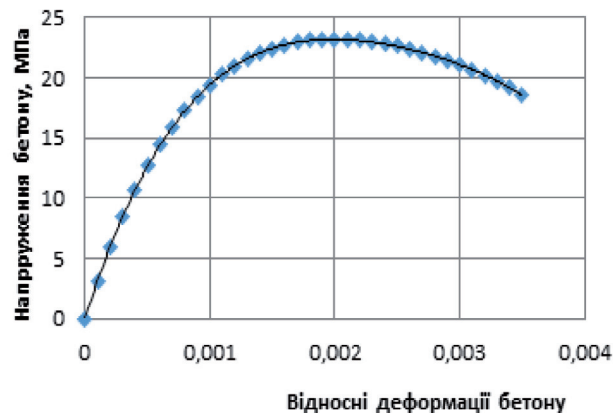


Рис. 7. Діаграма деформування бетону зразка № 1

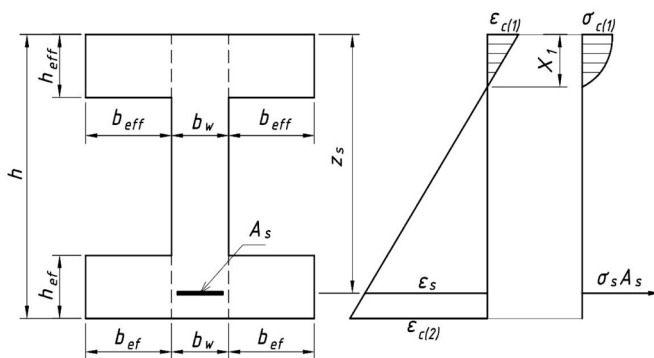


Рис. 8. Розрахункова схема напружено-деформованого стану дослідних зразків на стадії роботи перед руйнуванням

перерізів виконували з використанням табличного процесора Excel за рівняннями (1) і (2).

При цьому задавали геометричні параметри перерізу дослідних зразків та усереднені механічні характеристики арматури і бетону (табл. 1).

Розрахункові параметри дослідних зразків подані в табл. 2.

Несуча здатність зразка ДЗ-1 за деформаційним методом - 67,1 кН·м. За цього моменту висота стиснутої зони $x_l = 3,17$ см, відносні деформації арматури - 0,0173, крайніх стиснутих фібр бетону - 0,0028. Таким чином, граничні деформації в арматурі і бетоні не були досягнуті, і критерієм руйнування є втрата рівноваги зусиль (максимум на кривій "момент-кривизна") (рис. 9). За розрахунком при прямокутній розрахунковій епюрі стиснутої зони бетону за методикою Єврокоду-2 [14] несуча здатність - 70,86 кН·м, а висота стиснутої зони - 2,53 см.

Несуча здатність зразка ДЗ-2 за деформаційним методом - 26,99 кН·м. За цього моменту висота стиснутої зони $x_l = 2,94$ см, відносні деформації арматури - 0,0124, крайніх стиснутих фібр бетону - 0,0028. Граничні деформації в арматурі і бетоні не були досягнуті. Критерій руйнування - втрата рівноваги внутрішніх зусиль (рис.10). За розрахунком при прямокутній епюрі бетону за методикою [14]



несуча здатність – 27,1 кН·м, висота стиснутої фібри – 2,35 см.

Несуча здатність зразка ДЗ-3 за деформаційним методом – 38,55 кН·м. За цього моменту висота стиснутої зони $x_l = 1,38$ см, відносні деформації арматури – 0,025, крайніх стиснутих фібр бетону – 0,0023. Критерій руйнування – досягнення в арматурі граничних деформацій. За розрахунком при прямокутній епюрі бетону за методикою [14] несуча здатність – 38,62 кН·м, висота стиснутої фібри – 1,06 см.

Визначена таким чином несуча здатність дослідних зразків подана в табл. 3 і співставлена з експериментальними значеннями згинальних моментів, за яких зруйнувалися дослідні зразки з урахуванням їх власної ваги.

Як бачимо із співставлення, теоретичні значення несучої здатності нормальних перерізів дослідних зразків визначені за методикою [1] і методикою Єврокоду-2 [14] є близькими з незначним перевищенням M_2^{th} над M_1^{th} .

Експериментальні значення руйнівного моменту M^{exp} для дослідних зразків ДЗ-2, ДЗ-3 перевищують теоретичні величини моментів на (1,6 – 4)%.

Таблиця 1. Механічні характеристики матеріалів дослідних зразків

Марка	Арматура			Бетон		
	межа текучості σ_y , МПа	межа міцності σ_w , МПа	відносне видовження після розриву δ , %	кубова міцність бетону $f_{c,cube}$, МПа	призмova міцність бетону $f_{c,prism}$, МПа	модуль пружності бетону $E_c \times 10^{-3}$, МПа
ДЗ-1	553	663	14,1	29,1	23,20	28,34
ДЗ-2	539	624	11,0	29,0	23,15	28,13
ДЗ-3	520	590	12,3	28,92	23,10	27,49

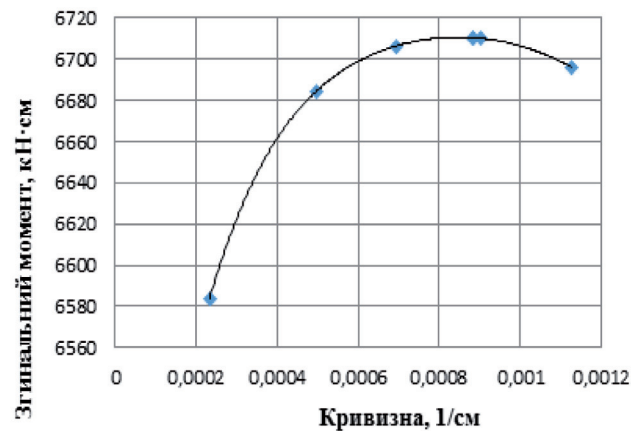


Рис. 9. Діаграма “момент-кривизна” зразка № 1

Таблиця 2. Результати розрахунку дослідних зразків за деформаційним методом

Марка зразка	Деформації бетону стиснутої зони, $\epsilon_{c(1)}$	Усереднені деформації розтягнутої зони бетону, $\epsilon_{c(2)}$	Кривизна вигнутої осі, $N = 1/\rho$, 1/см	Висота стиснутої зони $\chi_l = \epsilon_{c(1)}/N$, см	Напруження в бетоні, σ_s , кН/см ²	Величина несучої здатності за моментом M , кН/см
ДЗ-1	0,0018	-0,011085263	0,000495587	3,632056252	-55,3	6684,3327
	0,0023	-0,015703866	0,000692456	3,321508898	-55,3	6706,269353
	0,0028	-0,02017173	0,000883528	3,169112666	-55,3	6710,360649
	0,002801	-0,020180365	0,000883899	3,168915279	-55,3	6710,355801
	0,00285	-0,020601685	0,000901988	3,159687731	-55,3	6710,061222
	0,0029	-0,02102779	0,0009203	3,151147648	-55,3	6709,646985
ДЗ-2	0,0013	-0,0046	0,000328	3,96676	-53,9	2653,367
	0,0018	-0,00781	0,000534	3,371848	-53,9	2684,48
	0,0023	-0,01113	0,000746	3,083548	-53,9	2696,389
	0,0028	-0,01433	0,000952	2,942075	-53,9	2698,611
	0,002801	-0,01434	0,000952	2,941887	-53,9	2698,608
	0,00285	-0,01464	0,000972	2,933321	-53,9	2698,448
ДЗ-3	0,0018	-0,019321992	0,001187	1,516902	-52	3847,5655
	0,0023	-0,027212594	0,001658	1,387204	-52	3854,7446
	0,00231	-0,027369204	0,001667	1,385415	-52	3854,8185
	0,002315	-0,027447447	0,001672	1,38453	-52	3854,8547
	0,002317	-0,027478723	0,001674	1,384179	-52	3854,869
	0,002319	-0,027509968	0,001676	1,383829	-52	3854,8833



Таблиця 3. Співставлення результатів розрахунку з експериментальними даними

Марка зразка	Момент, визначений за методикою [1], M_1^{th} , кН·м	Момент, визначений за методикою [14], M_2^{th} , кН·м	Експериментальне значення моменту, при якому зразок зруйнувався M^{exp} , кН·м	Співвідношення $\frac{M_1^{th}}{M^{exp}}$	Співвідношення $\frac{M_2^{th}}{M^{exp}}$
ДЗ-1	67,10	70,86	66,57	1,008	1,064
ДЗ-2	26,99	27,10	28,11	0,960	0,964
ДЗ-3	38,55	38,62	39,16	0,984	0,986

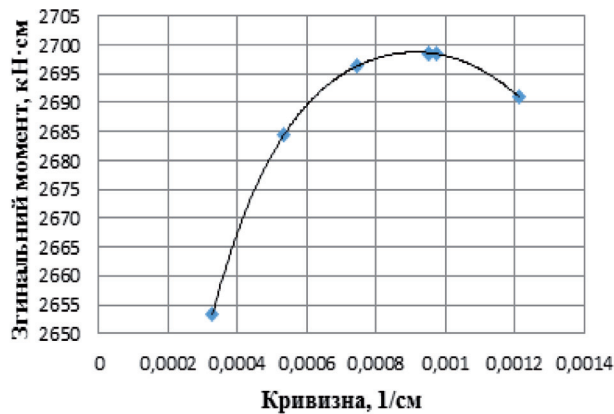


Рис. 10. Діаграма “момент-кривизна” зразка № 2

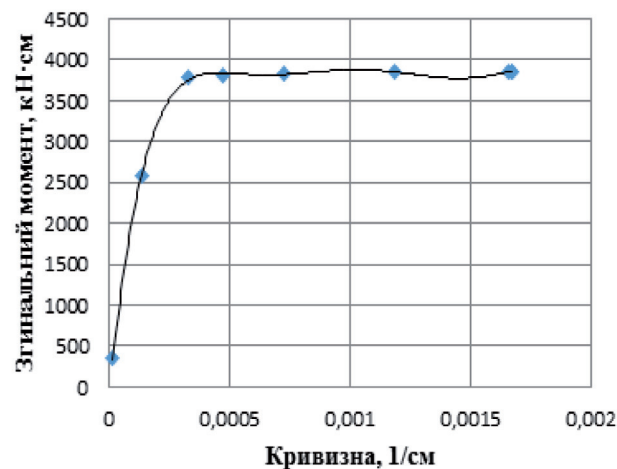


Рис. 11. Діаграма “момент-кривизна” зразка № 3

Для найгабаритнішого зразка ДЗ-1 величина M^{exp} є дещо меншою від теоретичних значень. На величину руйнівного навантаження могло вплинути не зовсім точне розташування вставок по висоті перерізу.

ВИСНОВКИ

Розрахунок несучої здатності дослідних зразків фрагментів плит із вставками за деформаційним методом згідно з [1] достатньо добре відображає модельований процес, як кількісно, так і якісно.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. 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. – 118 с. – (Національний стандарт України).

2. Мельник І.В. Конструктивно-технологічні особливості бетонних і залізобетонних конструкцій з ефективними вставками / І.В. Мельник // Буд. конструкції: міжвідомчий науково-технічний зб. - Київ: НДІБК, 1999. – Вип. 50. – С. 164-171.
3. Пат. 31506А, Україна, МПК Е04В 1/00, Е04В 1/14. Спосіб виготовлення пустотілих бетонних і залізобетонних виробів / Мельник І.В., заявник та патентовласник Державний університет «Львівська політехніка», Мельник Ігор Володимирович. - №98094908; заявл. 18.09.1998, опубл. 15.12.2000., Бюл. № 7-П
4. Мельник І.В. Конструктивні рішення плоских монолітних залізобетонних перекриттів з ефективними вставками і експериментальне дослідження їх фрагментів / І.В. Мельник, В.М. Сорохтей // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наукових пр., вип. 14. – Рівне : Вид-во Рівнен. держ. техн. ун-ту, 2006. – С. 253-260.
5. Євстаф'єв В.І. Полегшені багат шарові перекриття для архітектурно-будівельних систем з широким кроком несучих конструкцій: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. технічних наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / В.І. Євстаф'єв. – Київ, 2004 – 18 с.
6. Артюх В.Г. Практика проектування і зведення великопрольотних монолітних багатопустотних плит перекриття / В.Г. Артюх, Г.М. Тонкачєєв // Сучасне промислове та цивільне буд-во, Т. 1, № 1. – 2005. – С.5-12.
7. Шмуклер В.С. Оценка надёжности железобетонных монолитных облегченных перекрытий / В.С. Шмуклер, М.Д. Помазан // Комунальне господарство міст. - 2013. - № 105. - С. 17-22.
8. Лугченко О.І. Рациональні порожнисті бетонні та залізобетонні конструкції: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. технічних наук:



- спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / О.І. Лугченко. – Харків, 2009. – 22 с.
9. Бамбура А.М. Експериментальні основи прикладної деформаційної теорії залізобетону: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня докт. технічних наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / А.М. Бамбура. – Харків: ХДТУБА, 2006. – 39 с.
 10. Бамбура А.Н. Методические рекомендации по уточненному расчету железобетонных элементов с учетом полной диаграммы сжатия бетона / А.Н. Бамбура, В.Я. Бачинский. – Киев: НИИСК Госстроя СССР, 1987. – 25 с.
 11. Бамбура А.Н. К построению деформационной теории железобетона стержневых систем на экспериментальной основе / А.Н. Бамбура, А.Б. Гурковский // Буд. конструкції: міжвідомчий науково-технічний зб. наукових пр. – Київ: НДІБК, 2003. - № 59. – С. 121-130.
 12. Деформаційна модель та алгоритм визначення напружено-деформованого стану розрахункового перерізу залізобетонних елементів / [А.М. Бамбура, О.Б. Гурківський, М.С. Безбожна, О.В. Дорогова] // Стр-во, матеріалознавство, машинобудування: сб. науч. тр. – Днепропетровск: ПГАСА, 2009. - № 50. – С. 19-25
 13. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-98: 2009. – [Чинні від 2011-06-01]. – Київ: ДП «Укразбудінформ», 2011. – 71 с. (Буд. норми України)
 14. Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1992-1-1:2004, IDT): ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010 – [Чинний від 2013-07-01]. – Київ: ДП «Укразбудінформ», 2012. – VIII, 156 с. (Національний стандарт України)

REFERENCES:

1. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування: DSTU B V.2.6-156:2010. – Введ. в дію 01.06.2011.– Київ: ДП «Укразбудінформ», 2011.– 118 с.
2. Mel'nik I.V. Konstruktivno-tehnologični osoblivosti betonnih i zalizobetonnih konstrukcij z effektivnimi vstavkami / I.V. Mel'nik // Mižvidomčij nauk.-tehn. zb.: Київ, 1999. – Vip. 50. – S. 164-171.
3. Deklariacijnij patent na vinahid 31506A, Ukraïna, MPK E04V 1/00, E04V 1/14. Sposib виготовленнâ pustotilih betonnih i zalizobetonnih virobiv / Mel'nik I.V., zaâvnik ta patentovlasnik Deržavnij uniwersitet «L'viv'ska politehnika», Mel'nik Igor Volodimirovič. #98094908; zaâvl. 18.09.1998, data opubl. 15.12.2000. Bûl. #7-İİ
4. Mel'nik I.V. Konstruktivni rišennâ ploskih monolitnih zalizobetonnih perekritiuv z effektivnimi

- vstavkami i eksperimental'ne doslidžennâ ih fragmentiv / I.V. Mel'nik, V.M. Sorohtej // Resursoekonomni materiali, konstrukcij, budivli ta sporudi: zbîrnik nauk. prac', vip. 14. – Rivne : Vid-vo Rivnen. derž. tehn. un-tu, 2006. – S. 253-260.
5. Êvstaf'ev V.İ. Polegšeni bagatošarovî perekrittâ dlâ arhitektarno-budivel'nih sistem z širokim krokom nesučių konstrukcij: avtoref. dis. na zdobuttâ nauk. stupenâ kand. teh. nauk / V.İ. Êvstaf'ev. – Kiiv, 2004 – 18 s.
6. Artûh V.G. Praktika proektuvannâ i zvedennâ velikoprol'otnih monolitnih bagatopustotnih plit perekrittâ / V.G. Artûh, G.M. Tonkačëev // Sučasne promislove ta civil'ne bud-vo, Tom 1, #1. – 2005. – S. 5-12.
7. Šmukler V.S. Ocenka nadëžnosti železobetonnyh monolitnyh oblegčënyh perekrytij / V.S. Šmukler, M.D. Pomazan // Komunal'ne gospodarstvo mišt. - 2013. - # 105. - S. 17-22.
8. Lugčenko O.İ. Racional'ni porožnistî betonni ta zalizobetonni konstrukcij: avtoref. dis. na zdobuttâ nauk. stupenâ kand. tehničnih nauk: spec. 05.23.01 «Budivel'ni konstrukcij, budivli ta sporudi» / O.İ. Lugčenko. – Harkiv, 2009. – 22 s.
9. Bambura A.M. Eksperimental'ni osnovi prikladnoï deformacijnoï teorii zalizobetonu: avtoref. dis. na zdobuttâ nauk. stupenâ dokt. tehn. nauk: spec. 05.23.01 / A.M. Bambura.– Harkiv: HDTUBA, 2006. – 39 s.
10. Bambura A.N. Metodicheskie rekomendacii po utočnennomu rasčetu železobetonnyh elementov s učetom polnoj diagrammy sžatiâ betona / A.N. Bambura, V.Â. Bačinskij. – Kiev.: NIISK Gosstroâ SSSR, 1987. – 25 s.
11. Bambura A.N. K postroeniû deformaionnoj teorii železobetona steržnevnyh sistem na eksperimental'noj osnove / A.N. Bambura, A.B. Gurkovskij // Bud. konstrukcij: zb. nauk. prac'. – Kiiv: NDİBK, 2003. - #59. – S.121-130
12. Deformacijna model' ta algoritm viznačennâ napružno-deformovanogo stanu rozrahunkovogo pererizu zalizobetonnih elementiv / A.M. Bambura, O.B. Gurkivs'kij, M.S. Bezbožna, O.V. Dorogova // Str-vo, materialovedenie, mašinostroenie: sb. nauč. trudov. – Dnepropetrovsk: PGASA, 2009. -#50. – S.19-25
13. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-98: 2009. – [Чинні від 2011-06-01]. – Київ: ДП «Укразбудінформ», 2011. – 71 с.
14. Êvrokod 2. Proektuvannâ zalizobetonnih konstrukcij. Častina 1-1. Zagal'ni pravila i pravila dlâ sporud (EN 1992-1-1:2004, IDT): DSTU-N B EN 1992-1-1:2010 – Vved. v diu 01.07.2013.– Kiiv: DP «Ukrazbudinform», 2011.– 118 s.

Стаття надійшла до редакції 22.08.2017 р.



УДК 624.012.35:620.173



ПАВЛІКОВ А.М.

Д-р технічних наук, проф.,
зав. каф., Полтавський
національний технічний
університет імені Юрія
Кондратюка,
м. Полтава, Україна,
e-mail: am.pavlikov@gmail.com,
тел. + 38 (066) 301-53-07,
ORCID: 0000-0002-5654-5849



МИКИТЕНКО С.М.

Канд. технічних наук, доц.,
Полтавський національний
технічний університет
імені Юрія Кондратюка,
м. Полтава, Україна,
e-mail: mukutas@gmail.com,
тел. + 38 (099) 658-33-28,
ORCID: 0000-0003-0569-4091



ФЕДОРОВ Д.Ф.

Канд. технічних наук, ст. викл.,
Полтавський національний
технічний університет
імені Юрія Кондратюка,
м. Полтава, Україна,
e-mail: sldimaf@gmail.com,
тел. + 38 (050) 982-15-63,
ORCID: 0000-0002-2591-7291

РОЗРАХУНОК НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОЛОН ЗБІРНОГО БЕЗКАПІТЕЛЬНО-БЕЗБАЛКОВОГО КАРКАСУ ПРИ КОСОМУ СТИСКАННІ

АНОТАЦІЯ

Запропоновано розрахункову схему напружено-деформованого стану косо стиснутих залізобетонних колон безкапітельно-безбалкового каркасу. Досліджено особливості роботи з'єднання перекриття з колонами. Розроблено інженерний метод розрахунку несучої здатності косо стиснутих залізобетонних колон у складі безкапітельно-безбалкового каркасу. Розроблені формули дозволяють оцінювати міцність в перерізах колон на основі розрахованих параметрів міцності при плоскому стисканні в традиційно прийнятих ортогональних площинах. Виведені залежності сприяють значному спрощенню оптимізаційного проектування залізобетонних елементів на дію зусиль в обох площинах. Представлений метод розрахунку залізобетонних колон дозволяє розраховувати не тільки їх несучу здатність, але й підбирати площу поперечного перерізу арматури, необхідну для забезпечення експлуатаційних якостей колон в умовах косоного поздовжнього деформування.

Необхідність розроблення зазначеного розрахунку ґрунтується на факті значного розповсюдження косоного стискання порівняно з позацинтроевим у практиці експлуатації будівельних конструкцій.

Основною ознакою косоного стискання колон із

теоретичного аспекту є наявність ексцентриситетів прикладання поздовжньої сили в обох напрямках у перерізі елемента. Але, як свідчить досвід експлуатації будівельних конструкцій, косий стиск залізобетонних елементів може бути зумовлений більшою кількістю причин. До них, зокрема, найбільш часто відносять такі: допущені похибки при монтажі конструкцій та технологічні неточності при їх виготовленні, неможливість на практиці розташування поздовжнього навантаження в одній з головних площин інерції, пошкодження конструкцій, вплив просторової роботи рамних конструктивних систем тощо. Це вказує на необхідність розв'язання задач із удосконалення методів розрахунку міцності залізобетонних елементів, що зазнають косоного стискання, та подальшого їх експериментального дослідження.

Після аналізу перерозподілу навантаження між плитами в стадії їх граничної рівноваги в складі безкапітельно-безбалкової конструктивної системи, було визначено, що несуча здатність косостиснутих колон доцільно розраховувати залежно від двох випадків їх завантаження: перший – центральне стискання; другий – позацинтроеве (косе) стискання. Крім того, було встановлено, що несуча здатність колон, залежно від переміщення навантаження, змінюється за певним законом. На основі встанов-



леного закону зміни несучої здатності запропоновано загальний метод визначення несучої здатності косо стиснутих елементів. Цей метод пропонується використовувати на практиці для проектування колон безкапітельно-безбалкових каркасів. Користуючись цим методом, можна застосувати повні діаграми деформування бетону та арматури, гіпотезу плоских перерізів та не використовувати жодних емпіричних коефіцієнтів.

На основі проведених досліджень встановлено, що запропонований метод можливо застосовувати при розв'язанні задач двох типів: перша – перевірка міцності нормального перерізу колони; друга – обчислення необхідної площі армування за відомих зусиль, що діють у двох площинах колони. Обидва типи задач розв'язують досить просто, без використання числових ітераційних методів. При розв'язанні другої задачі стає можливим встановлення необхідної кількості арматури у відповідних площинах. Це дозволяє рекомендувати запропонований метод для широкого використання не тільки в розрахунках несучої здатності, але й у розрахунках площі перерізу арматури, необхідної для забезпечення експлуатаційних якостей залізобетонних колон в умовах косоного стиску. До того ж розроблений метод дає можливість виконувати оптимізаційне проектування стиснутих залізобетонних елементів, що зазнають косоного стиснення.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: розрахункова схема, залізобетонна колонна, несуча здатність, косе стиснення.

РАСЧЕТ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН СБОРНОГО БЕЗКАПИТЕЛЬНО-БЕЗБАЛОЧНОГО КАРКАСА ПРИ КОСОМ СЖАТИИ

ПАВЛИКОВ А.Н. Д-р технических наук, проф., зав. каф., Полтавский национальный технический университет имени Юрия Кондратюка, г. Полтава, Украина, e-mail: am.pavlikov@gmail.com, тел. + 38 (066) 301-53-07, ORCID 0000-0002-5654-5849

МИКИТЕНКО С.Н. Канд. технических наук, доц., Полтавский национальный технический университет имени Юрия Кондратюка, г. Полтава, Украина, e-mail: mukutas@gmail.com, тел. + 38 (099) 658-33-28, ORCID 0000-0003-0569-4091

ФЕДОРОВ Д.Ф. Канд. технических наук, ст. преподаватель, Полтавский национальный технический университет имени Юрия Кондратюка, г. Полтава, Украина, e-mail: sldimaf@gmail.com, тел. + 38 (050) 982-15-63, ORCID 0000-0002-2591-7291

АННОТАЦИЯ

Предложена расчётная схема напряженно-деформированного состояния косо сжатых железобетонных колонн безкапитально-безбалочного каркаса. Исследованы особенности работы соединения перекрытия с колоннами. Изложен инженерный метод расчёта несущей способности косо сжатых железобетонных колонн в составе безкапитально-безбалочного каркаса. Разработанные формулы позволяют оценивать прочность в сечении колонн на основе рассчитанных параметров прочности при плоском сжатии в традиционно принятых ортогональных плоскостях. Выведенные зависимости способствуют значительному упрощению оптимизационного проектирования железобетонных элементов на действие усилий в обеих плоскостях. Изложенный метод расчёта железобетонных колонн позволяет рассчитывать не только их несущую способность, но и подбирать площадь поперечного сечения арматуры, необходимую для обеспечения эксплуатационных качеств колонн в условиях косоного продольного деформирования.

На основе приведенных исследований установлено, что предложенный метод может применяться в решении задач двух типов: первая – проверка прочности нормального сечения колонны; вторая – вычисление необходимой площади армирования при известных усилиях, действующих в двух плоскостях колонны. Оба типа задач решаются достаточно просто, без использования числовых итерационных методов. При решении второй задачи становится возможным установление необходимого количества арматуры в соответствующих плоскостях. Это позволяет рекомендовать предложенный метод к широкому использованию не только в расчётах несущей способности, но и в расчётах площади сечения арматуры, необходимой для обеспечения эксплуатационных качеств железобетонных колонн в условиях косоного сжатия. К тому же разработанный метод даёт возможность выполнять оптимизационное проектирование сжатых железобетонных элементов, подвергающихся косому сжатию.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: расчётная схема, железобетонная колонна, несущая способность, косое сжатие.

BEARING CAPACITY ANALYSIS OF OBLIQUE COMPRESSED REINFORCED CONCRETE COLUMNS FOR UNCAPITAL UNGIRDER FRAME

PAVLIKOV A.M. Dr. Head of a chair, Prof., Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University, Poltava, Ukraine, e-mail: am.pavlikov@gmail.com, tel. + 38 (066) 301-53-07, ORCID 0000-0002-5654-5849

MYKYTENKO S.N. PhD, Ass. Prof., Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University, Poltava, Ukraine,



e-mail: mukutas@gmail.com,
tel. + 38 (099) 658-33-28,
ORCID 0000-0003-0569-4091

FEDOROV D.F. PhD, Ass. Prof., senior lecturer, Poltava
National Technical Yuri Kondratyuk University,
Poltava, Ukraine,
e-mail: sldimaf@gmail.com,
tel. + 38 (050) 982-15-63,
ORCID 0000-0002-2591-7291

ABSTRACT

The design scheme of stress-strain state of oblique compressed reinforced concrete columns for uncapital ungirder frame is proposed. Peculiarities of ceiling-column joint acting were studied. The engineering method for strength design of oblique compressed reinforced concrete columns for uncapital ungirder frame is shown. Developed equations allow evaluating column strength parameters in orthogonal sections. Derived equations contribute to the significant simplification of reinforced concrete members optimization design for biaxial action. Described reinforced concrete columns design method allows calculating not only strength capacity, but also required area of longitudinal reinforcement for serviceability oblique longitudinal deformation conditions.

The necessity of developing of shown design based on fact, that oblique compression is much more common than axial compression according to building structures operation experience.

The main peculiarity of column oblique compression, from the theoretical point, is existence of both principal eccentricities of external longitudinal force. But building structures operation experience shows that oblique compression of reinforced concrete columns caused by a lot of other reasons. The most common from that reasons are: installation and technological errors, impossibility of mounting an external load in the one of principal planes, damages of members, spatial structural response of frame structures, etc. That indicates the necessity of solving the improvement problem of oblique compressed reinforced concrete members' strength analysis and further experimental investigation of such members.

After the analysis of stress redistribution in limit equilibrium state of uncapital ungirder structural frame slab, it was noticed, that it is expedient to design the bearing capacity of oblique compressed columns according to two cases: the first one – axial compression; and second one – biaxial (oblique) compression. Moreover, it was established that is a mathematical dependence between columns bearing capacity and the position of loading point. On the basis of that dependence, the general procedure of oblique compressed reinforced concrete members' strength analysis was proposed. This method can be used in the practice of designing columns for uncapital ungirder frame. This procedure allows using full constitutive diagram of concrete and reinforcement and the planar cross-sections hypothesis without any empirical factors.

On the basis of madden research, it was founded that proposed method can be used for both type of design problems: direct – required longitudinal reinforcement area calculation (external forces are known in both principal column planes); and opposite – column's normal section bearing capacity checking. Both of these problem types are solving easily, without using the numerical computational approach. It is possible to design separate reinforcement in appropriate sections according to required amount of longitudinal reinforcement area. It allows recommending of the proposed method for broad implementation not only for strength analysis, but also for oblique compressed reinforced concrete columns reinforcement design.

Moreover, developed method allows providing the optimization design of compressed reinforced concrete column under compression and biaxial bending.

KEY WORDS: reinforced concrete, column, bearing capacity, oblique compression.

ВСТУП

Будівництво сучасних будинків потребує вирішення проблеми їх здешевлення за рахунок зменшення трудомісткості технології зведення, економії витрат матеріалів, застосування енергоефективних огорожувальних конструкцій. Перспективним напрямом розв'язання цієї проблеми є застосування індустріального безкапітельно-безбалкового каркасу (система типу «КУБ»), що активно почав використовуватися в будівництві, зокрема, для будівництва доступного житла.

АНАЛІЗ ОСТАННІХ ДОСЛІДЖЕНЬ І ПУБЛІКАЦІЙ

В основу методів розрахунків монолітних безкапітельно-безбалкових каркасів покладено принципи розрахунку балкових каркасів для загальних випадків. Але такий підхід не враховує особливості перерозподілу навантаження плитами перекриття. Тому, для збірного каркасу слід застосувати окремі підходи з метою урахування наявних відмінностей при розв'язанні окремих задач [1, 2]. Особливо це стосується відповідності прийнятих моделей відображенню дійсної роботи конструктивної системи, що розглядається. Аналіз існуючих методів розрахунку показує, що вони не враховують особливості вузла з'єднання колон з надколонними плитами, а саме, що він може сприймати незначний згинальний момент [3]. Це пояснюється незначною товщиною плити (160 мм), недостатньою якістю зварних швів та бетонування, тому пропонується в'язева система для розрахунку каркаса на дію горизонтальних навантажень із передаванням зусиль на елементи жорсткості у вигляді діафрагм або в'язей. Колони при такій системі будуть сприймати вертикальні зусилля та згинальні моменти від позacentрового прикладання навантаження від плит.

ПОСТАНОВКА ЗАВДАННЯ

Незважаючи на те, що метод розрахунку безкапітельно-безбалкових каркасів викладено в



роботі [4], на сьогодні існує ще багато не вирішених задач. Серед них, як свідчать результати експериментально-теоретичних досліджень [5], не врахування наявності у конструкції безкапітально-безбалкового каркасу значних запасів міцності. Зокрема, запровадження нових норм [6] потребує удосконалення алгоритмів розрахунку косо стиснутих залізобетонних елементів. Тому, у даній роботі за мету дослідження поставлено задачу розроблення розрахунку несучої здатності колон у складі збірного безкапітально-безбалкового каркасу на косий стиск.

ОСНОВНИЙ МАТЕРІАЛ

Якщо проаналізувати схему завантаження колон постійним та тимчасовими навантаженнями в межах одного поверху (рис. 1), то можна виділити два випадки завантаження колон:

- перший – центральне стискання;
- другий – позакентрове (косе) стискання.

Для розрахунку несучої здатності колон у першому та другому випадках необхідні розрахункові значення: постійного g (кН/м²) та тимчасового v (кН/м²) навантажень від перекриття над колоною; повного N (кН) та тривалого N_l (кН) навантаження на колону від усіх розміщених вище поверхів. Також потрібні: висота поверху H_{II} (м); розрахункова довжина колони $l_o = H_{II}$; розміри поперечного перерізу колони $b \times h$ (мм); розрахункові характеристики бетону f_{cd} , E_c , ϵ_{cl} , ϵ_{cul} , розрахункові характеристики арматури f_{yd} , E_s , ϵ_{co} , ϵ_{ud} .

Для розрахунку колон за другим випадком завантаження згинальний момент у площині висоти h від дії повного зовнішнього навантаження $(g+v)$ на

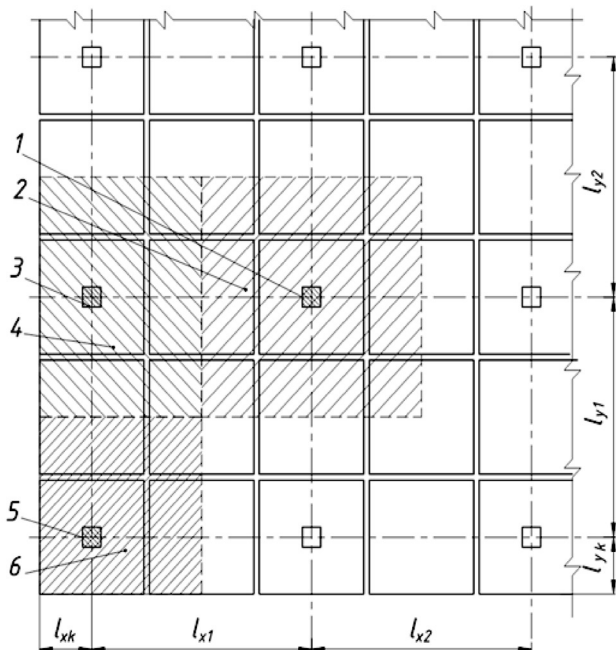


Рис. 1. Фрагмент конструкції перекриття: 1 – центральна стиснута колона; 2 – завантажувальна площа для центрально стиснутої колони; 3 – позакентрово стиснута колона; 4 – завантажувальна площа для позакентрово стиснутої колони; 5 – косо стиснута колона; 6 – завантажувальна площа для косо стиснутої колони

площу перекриття A над колоною визначатиметься за формулою:

$$M = 0,5(g + v)Ah, \quad (1)$$

де h – поперечний розмір колони у площині дії згинального моменту.

Момент від дії постійного та тривалого зовнішнього навантаження на перекриття над колоною визначаємо за формулою:

$$M_l = 0,5(g + v_l)Ah. \quad (2)$$

Розрахунковий ексцентриситет у цій площині для позакентрово стиснутих колон визначаємо за формулою:

$$e_0 = M / N. \quad (3)$$

Для випадку косо стискання колони при $l_{yk} + l_{yl} \leq l_{xk} + l_{xl}$ (рис. 1) ексцентриситети прикладання поздовжнього зусилля для взаємно перпендикулярних площин визначаємо за формулами:

$$\left. \begin{aligned} e_{ox} &= M_x / N \\ e_{oy} &= e_{ox} \frac{l_{y1} - 2l_{yk}}{l_{x1} - 2l_{xk}} \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

Формули (4), отримані з аналізу схеми завантаження колон, дозволяють реалізовувати статичний розрахунок елементів безкапітально-безбалкового каркасу.

Розрахунок міцності на косий позакентровий стиск у загальному випадку з урахуванням п. 3.1.6 [6] рекомендується виконувати із умови рівноваги позакентрово стиснутого елемента згідно з розрахунковою схемою, представленою на рис. 2.

Відповідно до цієї схеми рівноваги системи визначається двома рівняннями:

$$N_0 \cdot e = f_{cd}S_c - \sum k_i \sigma_{si} S_{si}, \quad (5)$$

$$f_{cd}A_c - \sum k_i \sigma_{si} A_{si} - N_0 = 0, \quad (6)$$

де:

e – відстань від лінії дії прикладеної поздовжньої сили N_0 до осі, що проходить через центр ваги

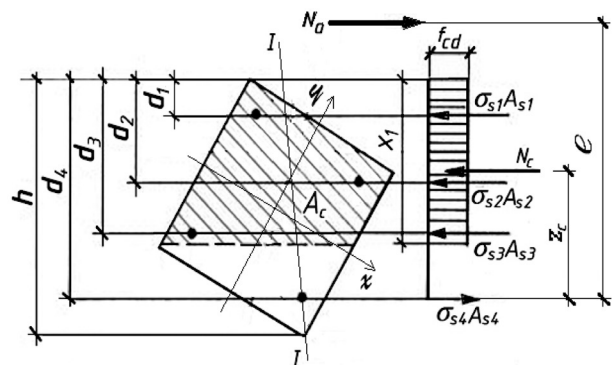


Рис. 2. Розрахункова схема напружено деформованого стану залізобетонного елемента при косому стиску



перерізу найвіддаленішого розтягнутого стрижня;
 S_c – статичний момент площі стиснутої зони бетону відносно того ж стрижня,

$$S_c = A_c z_c; \quad (7)$$

σ_{si} – напруження в i -му стрижні поздовжньої арматури; S_{si} – статичний момент i -го стрижня поздовжньої арматури відносно найвіддаленішого розтягнутого стрижня; z_c – відстань від точки прикладання рівнодійної напружень в бетоні стиснутої зони N_c до найвіддаленішого розтягнутого стрижня.

Знак напруження σ_{si} в стрижнях визначають коефіцієнтом $k_i = (X_i - d_i) / |X_i - d_i|$ і вводять із відповідними знаками: плюс означає розтяг, а мінус – стиск.

Висоту стиснутої зони X_i і напруження σ_{si} визначають шляхом спільного розв'язання рівнянь (5) та (6).

Розв'язання рівнянь (5) та (6) як системи є складною задачею, особливо при використанні в схемі на рис. 2 деформаційної моделі. Визначення положення нейтральної лінії виконується методом послідовних наближень або за допомогою номограм, представлених у [7]. Для визначення положення нейтральної лінії необхідно дотримуватись додаткової умови: точки прикладання зовнішньої сили N_o , рівнодійних зусиль стиску в бетоні N_c , у стиснутій арматурі N_s та в розтягнутій арматурі N_s повинні лежати на одній лінії I – I (рис. 2). З метою спрощення розрахунків у практичних задачах визначення несучої здатності запропоновано здійснювати за спрощеними формулами. Сутність їх полягає в наступному.

Несучу здатність елемента при косому позacentровому стиску можна описати деякою поверхнею (рис. 3). Кожна точка на цій поверхні характеризується трьома змінними N , M_x , M_y та кутом силової площини β . Якщо точка з параметрами N_p , M_{xp} , M_{yp} та β_i потрапляє до середини об'єму, обмеженого поверхнею несучої здатності, то несуча здатність такого елемента буде забезпечена.

Практичні методи розрахунку при косому стиску колон безкапітельно-безбалкового каркасу полягають у розрахунках їх несучої здатності при заданих геометричних розмірах h , b , a_s , a'_s площі арматури A_{si}

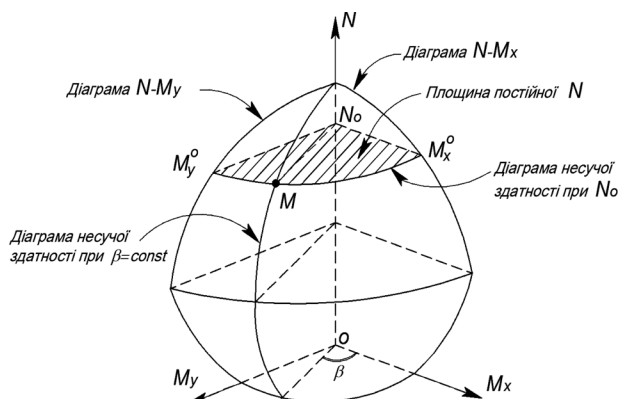


Рис. 3. Поверхня несучої здатності елемента при косому стиску

та характеристиках міцності бетону f_{cd} та арматури f_{yd} .

Використовуючи прийняту модель, перевірку несучої здатності колон прямокутного перерізу з симетрично розташованою арматурою у вигляді 4-х стрижнів у кутах перерізу (рис. 2) можна виконувати за умовою:

$$\left(\frac{M_x}{M_x^0} \right)^k + \left(\frac{M_y}{M_y^0} \right)^k \leq 1, \quad (8)$$

де:

M_x та M_y – моменти від зовнішнього навантаження відносно центра ваги перерізу найбільш розтягнутого стрижня арматури в площинах симетрії x та y ;

M_x^0 та M_y^0 – внутрішні граничні моменти відносно центра ваги перерізу найбільш розтягнутого стрижня арматури в площинах симетрії x та y . Відповідно до схеми на рис. 2 внутрішні граничні моменти визначаємо за формулою:

$$\left. \begin{aligned} M_x^0 &= f_{cd} \cdot b \cdot x_x (d_x - 0,5x_x) + \\ &+ (f_{yd} A'_{sx} - N \cdot \cos \beta) (d_x - a'_s) \\ M_y^0 &= f_{cd} \cdot h \cdot x_y (d_y - 0,5x_y) + \\ &+ (f_{yd} A'_{sy} - N \cdot \sin \beta) (d_y - a'_s) \end{aligned} \right\}, \quad (9)$$

де A'_{sx} , A'_{sy} – площа арматури у стиснутій зоні бетону відносно осей x або y ,

$$\text{при } \alpha_n = \frac{N}{f_{cd} \cdot b \cdot d} \leq \xi_R \rightarrow x = \alpha_n d, \quad (10)$$

$$\text{а при } \alpha_n > \xi_R \rightarrow x = \frac{\alpha_n (1 - \xi_R) + 2\alpha_s \xi_R}{1 - \xi_R + 2\alpha_s} d, \quad (11)$$

$$\text{де } \alpha_s = \frac{f_{yd} A_s}{f_{cd} \cdot b \cdot d}; \quad (12)$$

де A_s – площа арматури у розтягнутій зоні бетону відносно x або y .

Показник степені k рекомендується визначати за формулами:

якщо $\alpha_n \leq 0,4$ то

$$k = \frac{3,44 - 0,023 a_s}{0,254 + a_s} (0,4 - \alpha_n)^2 + \frac{0,275 + a_s}{0,16 + a_s}, \quad (13)$$

якщо $\alpha_n > 0,4$, то

$$\begin{aligned} k &= \left[\frac{(1,7 - a_s)^2}{4} + 0,1775 \right] \times \\ &\times \left(a_n^2 - 0,16 \right) + \frac{0,275 + a_s}{0,16 + a_s} \leq 1,6, \end{aligned} \quad (14)$$



$$\text{де } \alpha_s = \frac{f_{yd} A_{s,tot}}{f_{cd} \cdot b \cdot d}; \quad (15)$$

де $A_{s,tot}$ – сумарна площа арматури у перерізі колони.

ВИСНОВКИ

Розрахунок несучої здатності колон у складі безкапітельно-безбалкового каркасу необхідно виконувати залежно від її завантаження. При цьому можна застосовувати інженерний спрощений метод за формулами (8)–(15). Перевагою запропонованого методу є можливість контролювання міцності колон у кожній з площин перерізу, що дозволяє виконувати їх оптимізаційне проектування з урахуванням складного позовжнього деформування. У подальшому планується поширення запропонованого методу розрахунку на розрахунки перерізів залізобетонних елементів, що зазнають поперечного косого згинання.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Павліков А.М. Безкапітельно-безбалкові конструктивні системи для будівель доступного житла: конструктивні особливості, умовності розрахунків, пропозиції з удосконалення / А.М. Павліков, Є.М. Бабич, С.М. Микитенко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наукових пр. – Рівне: НУВГП, 2014. – Вип. 29. – С. 451-460.
2. Сучасні конструктивні системи будівель із залізобетону. Монографія / А.М. Павліков, Д.К. Балисний, О.В. Гарькава, О.О. Довженко, С.М. Микитенко, Н.М. Пінчук, Д.Ф. Федоров. – м. Горішні Плавні: ФОП Олексієнко В.В., 2017. – 156 с.
3. Микитенко С.М. Аналіз основних розрахункових положень збірно-монолітного безбалкового безкапітельного каркаса / С.М. Микитенко // Зб. наукових пр. (галузеве машинобудування, буд-во). – Вип. 4 (39). – Полтава: ПНТУ ім. Юрія Кондратюка, 2013. – С.171–178.
4. Унифицированная система сборно-монолитного безригельного каркаса. Основные положения по расчету, монтажу и компоновке зданий: рабочий проект в 9-ти выпусках. Серия «КУБ-2,5». Вып. 1-1/Фирма «КУБ» СП «ИН-ЭКС», Науч.-проектно-строит. объединение монолитного домостроения (НСПО «МОНОЛИТ»). – М., 1990. – 49 с.
5. Dorfman A. E. Проектирование безбалочных бескапитальных перекрытий / А. Э. Dorfman, Л. Н. Левонти. – М.: Стройиздат, 1975. – 124 с.
6. Конструкції будинків та 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).

7. Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1992-1-1:2004, IDT): ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010. – [Чинний від 2013-07-01]. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2013. – 144 с. – (Національний стандарт України).

REFERENCES

1. Pavlikov A.M. Bezkapitelno-bezbalkovi konstruktivni systemy dlia budivel dostupnoho zhytla: konstruktivni osoblyvosti, umovnosti rozrakhunkiv, propozyitsii z udoskonalennia /A.M. Pavlikov, Ye.M. Babych, S.M. Mykytenko // Resursoekonomni materialy, konstruktсии, budivli ta sporudy: zb. nauk. pr. – Rivne: NUVHP, 2014. – Vyp. 29. – S. 451-460.
2. Suchasni konstruktivni systemy budivel iz zalizobetonu. Monohrafiia. / A.M. Pavlikov, D.K. Baliasnyi, O.V. Harkava, O.O. Dovzhenko, S.M. Mykytenko, N.M. Pinchuk, D.F. Fedorov – m. Horishni Plavni : FOP Oleksiienko V.V., 2017. – 156 s.
3. Mykytenko S.M. Analiz osnovnykh rozrakhunkovykh polozhen zbirno-monolitnoho bezbalkovoho bezkapitelnoho karkasa / S.M. Mykytenko // Zb. naukovuk pr. (haluzeve mashynobuduvannia, budivnytstvo) / Polt. nats. tekhn. un-t im. Yuriiia Kondratiuka: – Vyp.4(39).- Poltava: PNTU im. Yuriiia Kondratiuka, 2013. – S.171–178.
4. Unifitsirovannaya sistema sborno-monolitnogo bezrigelnogo karkasa. Osnovnyye polozheniya po raschetu. montazhu i komponovke zdaniy: rabochiy proyekt v 9-ti vypuskakh. Seriya «KUB-2.5». Vyp. 1-1. / Firma «KUB» SP «IN-EKS». Nauchno-proyektno-stroitelnoye obyedineniye monolitnogo domostroyeniya (NSPO «MONOLIT»). – M. 1990. – 49 s.
5. Dorfman A.E. Proyektirovaniye bezbalochnykh beskapitelnykh perekrytiy / A.E. Dorfman. L.N. Levontin. – M.: Stroyizdat. 1975. – 124 s.
6. Konstruktсии budynkiv ta sporud. Betonni ta zalizobetonni konstruktсии. Osnovni polozhennia: DBN V.2.6-98:2009 [Chynnyi vid 2011-06-01]. – K.: DP «Ukrarkhbudininform», 2011. – 71 s. – (Bud. normu Ukrainy).
7. Yevrokod 2. Proektuvannia zalizobetonnykh konstruktсии. Chastyna 1-1.Zahalni pravyla i pravyla dlia sporud (EN 1992-1-1:2004, IDT): DSTU-N B EN 1992-1-1:2010 [Chynnyi vid 2013-07-01]. – K.: DP «Ukrarkhbudininform», 2013. – 144 s. – (Natsionalni standarty Ukrainy).

Стаття надійшла до редакції 15.08.2017р.



УДК 624.012:53.09



ФОМІН С. Л. Д-р технічних наук, проф., Харківський національний університет будівництва та архітектури, м Харків, Україна, e-mail: Sfomin@ukr.net, тел. +38 (097) 350-62-47, ORCID: 0000-0001-9146-0464



ІЗБАШ Ю.М. Аспірант, Харківський національний університет будівництва та архітектури, м Харків, Україна, e-mail: izbash91@gmail.com, тел. +38 (050) 402-99-39, ORCID: 0000-0002-0936-0518



ПЛАХОТНИКОВА І.А. Канд. технічних наук, доцент, Харківський національний університет будівництва та архітектури, м Харків, Україна, e-mail: ira5657@gmail.com, тел. +38 (093) 646-59-33, ORCID: 0000-0003-1986-4215

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ МОДЕЛІ ФРАГМЕНТА СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННОЇ МОСТОВОЇ КОНСТРУКЦІЇ ПРИ НАГРІВАННІ

АНОТАЦІЯ

Розроблено метод експериментального дослідження моделі фрагмента сталезалізобетонної мостової конструкції, створена випробувальна установка, на якій проведено комплекс досліджень. Отримано діаграми переміщення верхньої поверхні плити, таблиці розподілу температури в залізобетонних елементах моделі фрагмента мостової конструкції, розподілу температури в елементах сталевих балок моделі, розподілу температури в циліндричних анкерах між сталевими балками і залізобетонною плитою. Визначено розподіл температури по перерізу фрагмента після нагрівання, температурні деформації і вплив нагрівання на напруження і деформації конструкції. Вивчено вплив нагрівання на температурні деформації, досліджено виникнення та розвиток температурного моменту, що вигинає. За отриманими даними проведено чисельне дослідження напружено-деформованого стану в лінійній і нелінійній постановці з використанням комп'ютерних технологій "ПК Ліра". У лінійному розрахунку підтверджені основні тенденції поведінки конструкції, що отримані в експерименті. У нелінійному розрахунку виявлені руйнування у вигляді тріщин в сталевих балках і в залізобетонній плиті.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: сталезалізобетонні мости, температурний і термомеханічний аналіз, лінійне і нелінійне моделювання, модель, фрагмент, сталезалізобетонна мостова конструкція.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ МОДЕЛИ ФРАГМЕНТА СТАЛЕЖЕЛЕЗО- БЕТОННОЙ МОСТОВОЙ КОНСТРУКЦИИ ПРИ НАГРЕВАНИИ

ФОМИН С. Л.

Д-р. технических наук, проф., Харьковский национальный университет строительства и архитектуры, г. Харьков, Украина, e-mail: Sfomin@ukr.net, тел. +38 (097) 350-62-47, ORCID: 0000-0001-9146-0464

ИЗБАШ Ю.М.

Аспирант, Харьковский национальный университет строительства и архитектуры, г. Харьков, Украина, e-mail: izbash91@gmail.com, тел. +38 (050) 402-99-39, ORCID: 0000-0002-0936-0518

ПЛАХОТНИКОВА И.А.

Канд. технических наук, доцент, Харьковский национальный университет строительства и архитектуры, г. Харьков, Украина, e-mail: ira5657@gmail.com, тел. +38 (093) 646-59-33, ORCID: 0000-0003-1986-4215

АННОТАЦИЯ

Разработан метод экспериментального исследования моделей фрагментов сталежелезобетонных мостовых конструкций, создана испытательная



установка, на которой проведен комплекс исследований. Получены диаграммы перемещения верхней поверхности плиты, таблицы распределения температуры в железобетонных элементах модели фрагмента мостовой конструкции, распределения температуры в элементах стальных балок модели, распределения температуры в цилиндрических анкерах между стальными балками и железобетонной плитой. Определено распределение температуры по сечению фрагмента после нагрева, температурные деформации и влияние нагрева на напряжения и деформации конструкции. Изучено влияние нагрева на температурные деформации, исследовано возникновение и развитие температурного изгибающего момента. По полученным данным проведено численное исследование напряженно-деформированного состояния в линейной и нелинейной постановке с использованием компьютерных технологий "ПК Лира". В линейном расчете подтверждены основные тенденции поведения конструкции, полученные в эксперименте. В нелинейном расчете выявлены разрушения в виде трещин в стальных балках и в железобетонной плите.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: сталежелезобетонные мосты, температурный и термомеханический анализ, линейное и нелинейное моделирование, модель, фрагмент, сталежелезобетонная мостовая конструкция.

EXPERIMENTAL STUDY OF THE MODEL OF COMPOSITE BRIDGE STRUCTURE FRAGMENT AT ELEVATED TEMPERATURES

FOMIN S.L. Dr., Prof., Kharkov National University of Civil Engineering and Architecture, Kharkov, Ukraine, e-mail: Sfomin@ukr.net, tel. +38 (097) 350-62-47, ORCID: 0000-0001-9146-0464

IZBASH YU.M. PG student, Kharkov National University of Civil Engineering and Architecture, Kharkov, Ukraine, e-mail: izbash91@gmail.com, tel. +38 (050) 402-99-39, ORCID: 0000-0002-0936-0518

PLAHOTNIKOVA I.A. PhD, Ass. Prof., Kharkov National University of Civil Engineering and Architecture, Kharkov, Ukraine, e-mail: ira5657@gmail.com, tel. +38 (093) 646-59-33, ORCID: 0000-0003-1986-4215

ABSTRACT

Our group from Kharkiv National University of Civil Engineering and Architecture (KNUCEA) conducts research on fire resistance of composite bridges according to Eurocodes and national regulations.

The purpose of experimental studies is to identify the specifics of behaviour of composite steel-concrete

structures of bridge long-span elements at elevated temperatures.

Revision of international data showed that practically in many countries of the world there is no building codes and international fire safety standards that regulate fire protection rules on design of composite bridges. Moreover, there is no determination of the main aspects of their fire safety.

Most common and especially dangerous for the bridges are hydrocarbon fires which temperature can reach and exceed 1000 °C after only several minutes after ignition. Furthermore, no attention paid to the question of passive fire protection of such structures at elevated temperature.

Analytical analysis, as usual, does not take into account the features of the physical and mechanical characteristics of materials in the fire environment: modulus of elasticity, maximal deformations, and complete diagrams of concrete and reinforcement deformation. New method of analysis is developing now by our group.

The results of studies gave us stress-strain state of structures modelled with "PC LIRA" in linear and nonlinear formulations, with consideration of the features of composite steel-concrete structures and their passive protection. The defects of strength and deformation properties of concrete at higher temperature given in EN 1994-1-2:2005 were found, which were reflected in the national standard DSTU-N-P B V.2.6-159:2010 in the course of harmonization. A methodology was developed for determining revised " $\sigma_c, \theta - \epsilon_c, \theta$ " charts for the design of composite steel and concrete structures during a fire. Diagram parameter values were adjusted for concretes based on silicate filler at high temperatures, the mathematical stress-strain model of the concrete under compression and high temperatures was specified.

A new technique for experimental studies, an experimental installation and samples of reinforced concrete and composite beams have been developed.

KEY WORDS: composite bridges, temperature and thermomechanical analysis, linear and nonlinear modeling, model, fragment, composite bridge structure.

ВСТУПЛЕНИЕ

По данным Министерства инфраструктуры Украины [1] всего в стране насчитывается 17 тыс. мостов, из них 4 тыс. требуют неотложного ремонта, 9 тыс. находятся в аварийном состоянии. При этом многие мосты обрушаются вследствие пожаров. Вопросы обеспечения пожарной безопасности мостовых сооружений (далее - мостов) в последнее время становятся все более актуальными.

В мостостроении широко применяются пролетные стальные балки, которые работают совместно с железобетонным покрытием. Сталежелезобетонные конструкции являются



более надежными по сравнению с другими решениями. В этих конструкциях соединение стальных балок с железобетонными покрытиями осуществляют с помощью специальных анкеров. Их применяют также при реконструкции и усилении мостов.

АНАЛИЗ ПРОВЕДЕННЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

Проведенный анализ показывает следующее:

- во многих странах мира на данный момент отсутствуют строительные нормы и правила, а также нормы пожарной безопасности, регламентирующие вопросы противопожарной защиты сталежелезобетонных мостовых конструкций и определяющие основные аспекты комплекса их пожарной безопасности [2];
- особенно опасны углеводородные пожары, температура которых может достигать и превышать 1000°C в течение нескольких минут после воспламенения [3 - 7];
- не уделяют внимания данной проблеме и при разработке наиболее опасных фрагментов мостовых конструкций, требующих пассивной противопожарной защиты;
- при аналитическом анализе, как правило, не учитывают особенности физикомеханических характеристик материалов в условиях пожарной среды: модулей упругости, максимальных и предельных деформаций, полных диаграмм деформирования бетона и арматуры [8 - 11];
- отсутствует метод экспериментальных исследований мостовых конструкций.

РЕЗУЛЬТАТЫ ВЫПОЛНЕННЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

В Харьковском национальном университете строительства и архитектуры проводятся исследования по обеспечению огнестойкости сталежелезобетонных мостовых конструкций с учетом Еврокодов.

Напряженно-деформированное состояние конструкций моделируется на ПК Лира в линейной и нелинейной постановках с учетом особенностей сталежелезобетонных конструкций. Выявлены недостатки приведенных в EN 1994-1-2:2005 Eurocode 4 прочностных и деформационных свойств бетона при повышенных температурах, которые в процессе гармонизации отразились в национальном стандарте ДСТУ-Н-П Б В.2.6-159:2010 [12]. Разработан метод определения уточненных диаграмм « $\sigma_{c,\theta}$ – $\epsilon_{c,\theta}$ » для проектирования сталежелезобетонных конструкций во время пожара. Уточнена математическая модель соотношения "напряжение-деформации" бетона при сжатии и повышенных температурах.

Разработан новый метод экспериментальных исследований, опытная установка и образцы железобетонных и сталежелезобетонных балок.

МЕТОД ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

Целью экспериментальных исследований является выявление особенностей работы модели фрагмента сталежелезобетонной мостовой конструкции при нагреве.

Задачи исследования включали:

- определение характера распределения температуры в сечениях стальных и железобетонных фрагментов сталежелезобетонной мостовой конструкции;
- определение характера деформирования сталежелезобетонной мостовой конструкции при нагреве, при статической нагрузке и при совместном воздействии температуры и нагрузки для различных условиях опирания;
- определение влияния температурных моментов на перераспределение усилий в конструкции;
- изучение характера образования и развития пластических шарниров в опорных и пролетных сечениях в процессе нагрева и трещинообразования бетонной секции;
- исследование снижения прочности при интенсивном высокотемпературном нагреве опорных и пролетных сечений.

В качестве объекта исследований выбрана сталежелезобетонная трехпролетная мостовая конструкция при статической нагрузке и нагреве снизу среднего пролета. Прототипом исследуемой конструкции является сталежелезобетонный мост в Окленде, Сан-Франциско, штат Калифорния, США - BayBridge [13]. Его обрушение произошло из-за аварии движущегося бензовоза, который разбился и загорелся на южном соединении автострад I-80 с I-580 под I-580. Из-за пожара, два пролета моста I-580 обрушились (рис. 1).

Модель фрагмента мостовой конструкции состоит из двух стальных балок длиной 2500 мм из прокатных двутавров серии 2062 высотой $H = 200$ мм, шириной верхней и нижней полок 100 мм, толщиной $T_f = 8,6$ мм, стенки толщиной $T_w = 5,2$ мм, площадью поперечного сечения 27,7 мм. Балки расположены на расстоянии 600 мм в осях друг от друга и объединены с железобетонной плитой размерами 2500 мм длиной, 1200 мм шириной и 100 мм толщи-



Рис. 1. Обрушение моста BayBridge после пожара [3]



ной. Объединение осуществлено с помощью 17 анкеров фирмы Nelson. Для бетонирования в заводских условиях балки собраны в блок посредством установки четырех стальных диафрагм сверху и двух растяжек снизу (рис. 2, 3а). Для предотвращения потери устойчивости в поперечном направлении балки снабжены вваренными стальными пластинами толщиной 4 мм.

Для испытания разработана и изготовлена специальная установка, которая позволяет осуществлять нагрузку и нагрев образцов. Конструктивная схема установки состоит из сталежелезобетонной балочной плиты, средняя часть которой длиной 1200 мм имеет две нижние опоры и загружается равномерно распределенной нагрузкой, нижняя часть подвергается нагреванию. Две крайние консольные части длиной по 650 мм непосредственно не нагреваются и в некоторых вариантах имеют одностороннюю крайнюю верхнюю опору в виде траверсы и тяжей с форкопфами (динамометрами), позволяющими определить величину реакции на опоре, при этом балочная плита становится статически неопределимой (рис. 3б).

В состав установки входит электрическая печь, распределительная система траверс, домкрат, измерительные приборы, термодатчики, вторичные устройства для замера температур (рис. 4). Размещение измерительных приборов, термодатчиков, вторичного устройства для замера температур показано на рис. 5, 6.



Рис. 2. Блок стальных балок

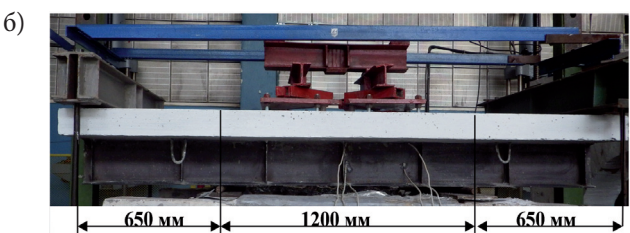


Рис. 3. Модель фрагмента сталежелезобетонной мостовой конструкции (а); трехпролетная сталежелезобетонная балочная плита (б)

Равномерно распределенная нагрузка моделировалась приложением ее в 16 точках с помощью 50-ти тонного домкрата и распределительной системой траверс из треугольных стальных элементов, обеспечивающих точность ее приложения нагрузки при любых деформациях плиты. Система траверс, моделирующая распределенную нагрузку, приведена на рис. 6.

Материалы. Применен тяжелый бетон класса С25/30: расчетная цилиндрическая прочность бетона на сжатие $f_{cd} = 17$ МПа; коэффициент Пуассона $\nu = 0,2$; предельные деформации $\varepsilon_{(-)} = -0,00328$ и $\varepsilon_{(+)} = 0,00164$; объемный вес $R = 0,025$ МН/м³;



Рис. 4. Общий вид установки для испытания модели фрагмента моста при нагреве



Рис. 5. Размещение измерительных приборов, термодатчиков, вторичного устройства для замера температур

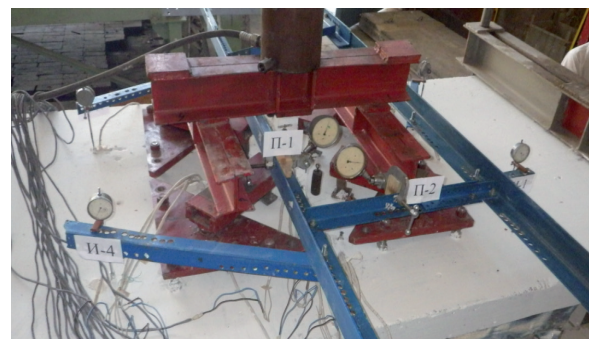


Рис. 6. Система траверс для моделирования равномерно распределенной нагрузки



модуль упругости $E = 32500$ МПа; максимальные напряжения $\sigma_{(-)} = -17$ МПа и $\sigma_{(+)} = 27$ МПа.

Арматура в плите. Продольная диаметром - $\varnothing 10$ мм, шаг стержней 100 мм, А400. Поперечная арматура - $\varnothing 10$ мм, шаг стержней 200 мм, А400.

Прокатный профиль в балках. Двутавр из стали класса $S 235$; предел прочности стали на разрыв $f_v = 235$ Н/мм²; объёмный вес $R_o = 0,0785$ кН/м³; модуль упругости $E = 210000$ МПа; коэффициент Пуассона $\nu = 0,3$; предельные деформации $\varepsilon_n = 0,00112$ и $\varepsilon_c = 0,0168$.

ИССЛЕДОВАНИЕ МОДЕЛИ ФРАГМЕНТА СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ МОСТОВОЙ КОНСТРУКЦИИ ПРИ НАГРЕВАНИИ СНИЗУ

При исследовании сталежелезобетонной фрагментов мостов стальные секции не имели защитного покрытия от огневого воздействия. Испытания проводились в следующей последовательности.

1 ВАРИАНТ - нагрев среднего пролета снизу трехпролетной неразрезной сталежелезобетонной плиты на двух средних опорах. Целью было исследование распределения температуры по сечению стальных секций и железобетонной плиты комбинированной конструкции фрагмента, температурных деформаций балок при незакрепленных крайних опорах. В данном варианте неразрезная плита становилась разрезной в связи с отсутствием верхних опор, - при нагревании крайние ее части поднимались.

2 ВАРИАНТ - нагрузка среднего пролета 16-ю симметрично расположенными сосредоточенными силами P этапами до суммарной нагрузки $\Sigma P = 16$ т, затем нагрев со стороны нижней границы до температуры 400°C на поверхности стальных балок. Целью было исследование напряженно-деформированного состояния при нагрузке, распределения температуры по сечению фрагмента после сушки при первом нагревании, ее температурных деформаций и влияние нагрева на напряжения и деформации конструкции.

3 ВАРИАНТ - нагрев среднего пролета снизу неразрезных сталежелезобетонных балок при наличии связей с верхними крайними опорами. Целью было исследование влияния нагрева на температурные деформации, возникновение и развитие температурного изгибающего момента.

РЕЗУЛЬТАТЫ ЭКСПЕРИМЕНТОВ ИССЛЕДОВАНИЯ МОДЕЛИ ФРАГМЕНТА СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ МОСТОВОЙ КОНСТРУКЦИИ ПРИ НАГРЕВАНИИ

В первом варианте проведено исследование распределения температуры по сечению стальной секции и железобетонной плиты модели фрагмента сталежелезобетонной мостовой конструкции, температурных деформаций балки при незакрепленных крайних опорах. Нагревание длилось 90 мин с фиксацией информации через каждые 15 мин. Распределение температуры по высоте стальной балки, температуры в анкерах, температуры по высоте железобетонной плиты показано на рис. 7 - 10.

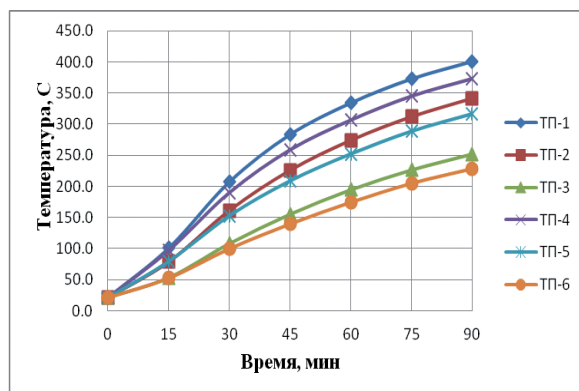


Рис. 7. Распределение температуры по высоте стальной балки 1

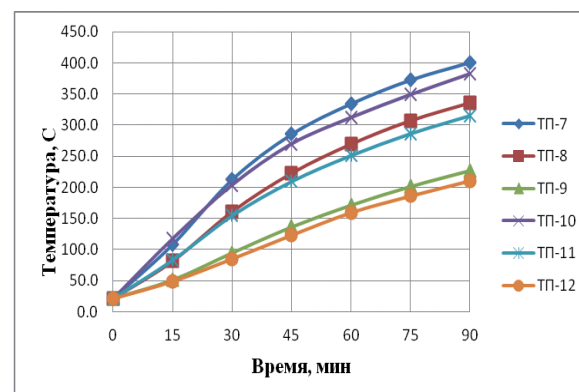


Рис. 8. Распределение температуры по высоте стальной балки 2

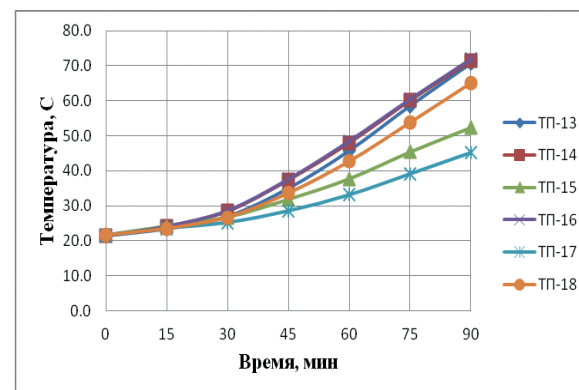


Рис. 9. Распределение температуры в анкерах

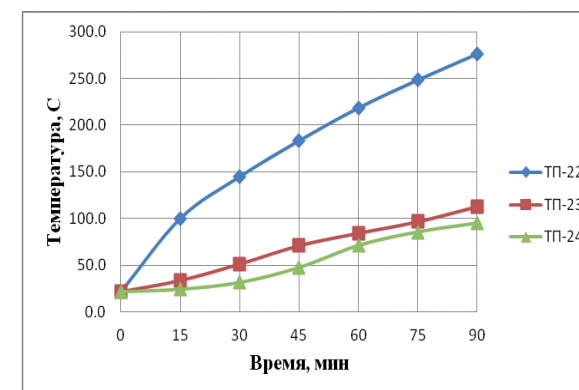


Рис. 10. Распределение температуры по высоте железобетонной плиты



Диаграммы перемещения верхней поверхности плиты представлены на рис. 11.

Получены графики распределения температуры в железобетонных элементах модели фрагмента сталежелезобетонной мостовой конструкции, распределения температуры в элементах стальных балок модели, распределения температуры в цилиндрических анкерах между стальными балками и железобетонной плитой.

Во втором варианте поэтапно прикладывали нагрузку в среднем пролете 16-ю сосредоточенными силами P при суммарной нагрузке $\Sigma P = 16$ т, затем производили нагревание со стороны нижней грани до температуры 400°C на поверхности стальных балок. Определено распределение температуры по сечению модели фрагмента после сушки при первом нагреве, ее температурные деформации и влияние нагрева на напряжения и деформации конструкции.

В третьем варианте осуществляли нагревание среднего пролета снизу модели фрагмента сталежелезобетонной мостовой конструкции при наличии связей с крайними опорами. Определено влияние нагрева на температурные деформации, исследовано возникновение и развитие температурного изгибающего момента.

По полученным данным проведено численное исследование напряженно-деформированного состояния в линейной и нелинейной постановках с использованием компьютерных технологий ПК Лира.

ОБЪЕМНОЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ МОДЕЛИ ФРАГМЕНТА СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ МОСТОВОЙ КОНСТРУКЦИИ

В основу расчета положен метод конечных элементов в перемещениях. Объемная модель фрагмента моста составлена из 2900 пространственных восьми-узловых изопараметрических элементов типа КЭ36 и имеет 3900 узлов.

Особенностью данной модели является неравномерный шаг сетки конечных элементов, связанный с конструкцией экспериментальной модели, размещением узлов для приложения сосредоточенных усилий и положением стальных балок. Поэтому затруднена процедура образования пространственных конечных элементов путем перемещения образующей. Для каждого последующего слоя требуется

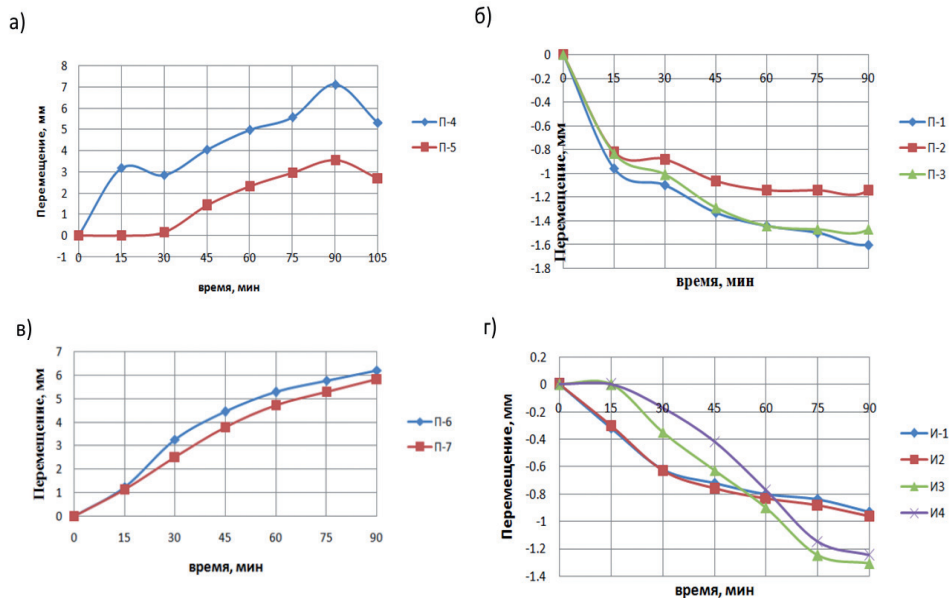


Рис. 11. Перемещения верхней поверхности плиты в процессе прогревания снизу (а, б, в – данные прогибомеров, г – данные индикаторов)

своя образующая (в данном случае пластина), которую требуется своевременно удалять, что приводит к большой громоздкости и требует особой тщательности. На рис. 12 приведена построенная таким способом модель.

ЛИНЕЙНЫЙ РАСЧЕТ МОДЕЛИ ФРАГМЕНТА СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ МОСТОВОЙ КОНСТРУКЦИИ

Расчет проведен на два нагружения: 1 нагружение – собственный вес модели фрагмента; 2 нагружение – 16 узловых сосредоточенных усилий, моделирующих равномерно распределенное нагружение.

Второе нагружение проведено из условия суммарной нагрузки $\Sigma P = 50$ т, одна шестнадцатая которого составляет узловую нагрузку $P = 31,35$ кН.

Основные результаты КЭ моделирования, отображающие поведение КЭ модели, приведены на рис. 13, 14.

Получены также изополя напряжений по N_y , N_z , τ_{xy} , τ_{xz} , τ_{yz} .

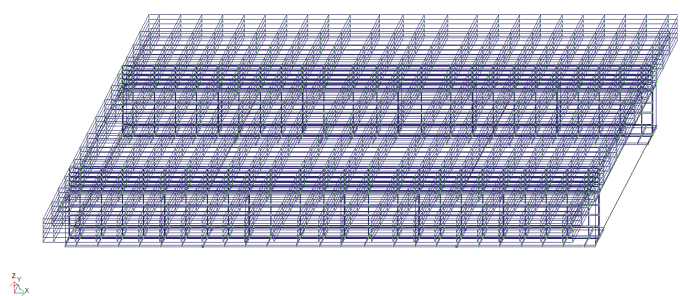


Рис. 12. Расчетная конечно-элементная модель фрагмента сталежелезобетонной мостовой конструкции

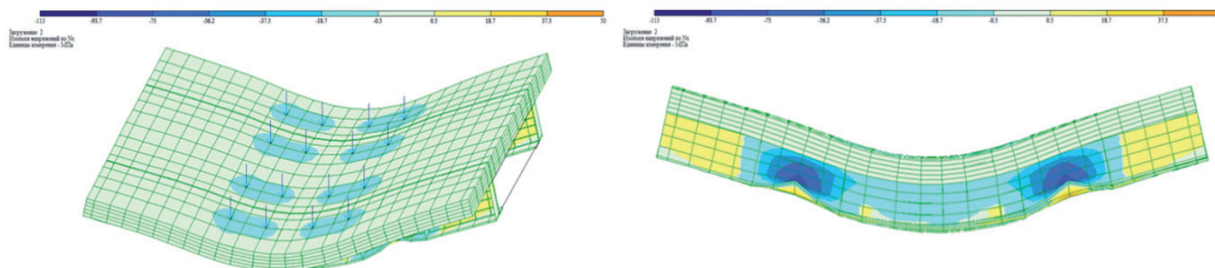


Рис. 13. Изополя напряжений по N_x в модели фрагмента сталежелезобетонной мостовой конструкции при действии суммарной нагрузки на плиту 50 т

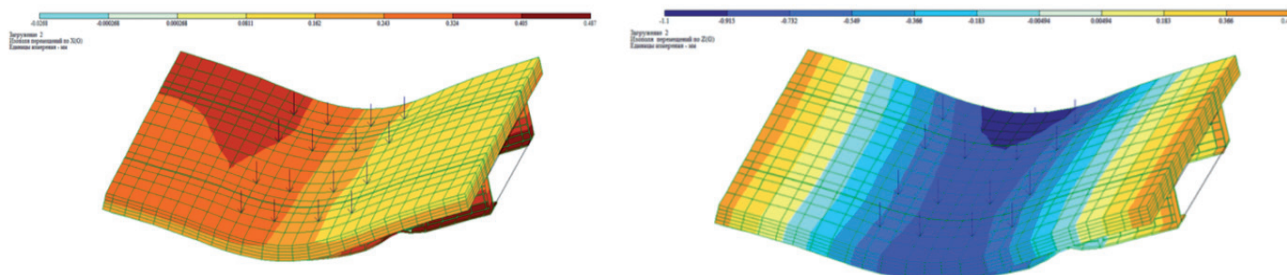


Рис. 14. Изополя перемещений по X и Z в модели фрагмента сталежелезобетонной мостовой конструкции при действии суммарной нагрузки на плиту 50 т

При втором нагружении подтверждены основные тенденции поведения конструкции, полученные в эксперименте, описанном выше.

НЕЛИНЕЙНЫЙ РАСЧЕТ МОДЕЛИ ФРАГМЕНТА СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ МОСТОВОЙ КОНСТРУКЦИИ

Проведена смена конечных элементов с КЭ36 на нелинейный элемент КЭ236 – физически нелинейный универсальный пространственный восьми-узловой изопараметрический. При назначении жесткости КЭ заданы: модуль упругости $E=32500$ МПа, коэффициент Пуассона $\nu=0.3$, объёмный вес $R=0,025$ МН/м³.

Приняты следующие законы и параметры нелинейности материалов (рис. 15).

Модель фрагмента сталежелезобетонной мостовой конструкции рассчитывали на 3 нагружения:

- 1) нагружение – собственный вес модели фрагмента;
- 2) нагружение – 16 узловых сосредоточенных усилий, моделирующих равномерно распределенное нагружение;
- 3) нагружение – температурное воздействие. По результатам эксперимента в каждом конечном элементе задавалось значение средних температур.

РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТА МОДЕЛИ ФРАГМЕНТА СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ МОСТОВОЙ КОНСТРУКЦИИ В ПК ЛИРА

При втором локальном нагружении зафиксировано разрушение в виде трещин (рис. 16).

Основные результаты КЭ моделирования, отображающие поведение КЭ модели, приведены на рис. 17 – 18.

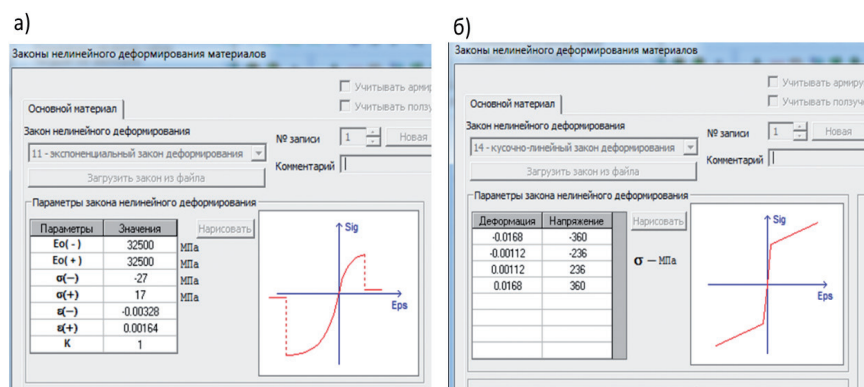


Рис. 15. Законы и параметры нелинейности (а – бетон; б – сталь)

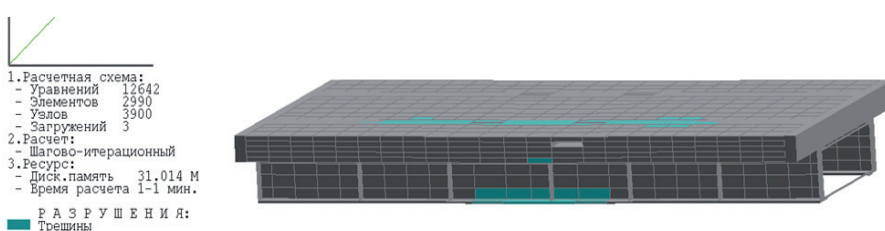


Рис. 16. Образование трещин в моделируемой модели фрагмента сталежелезобетонной мостовой конструкции

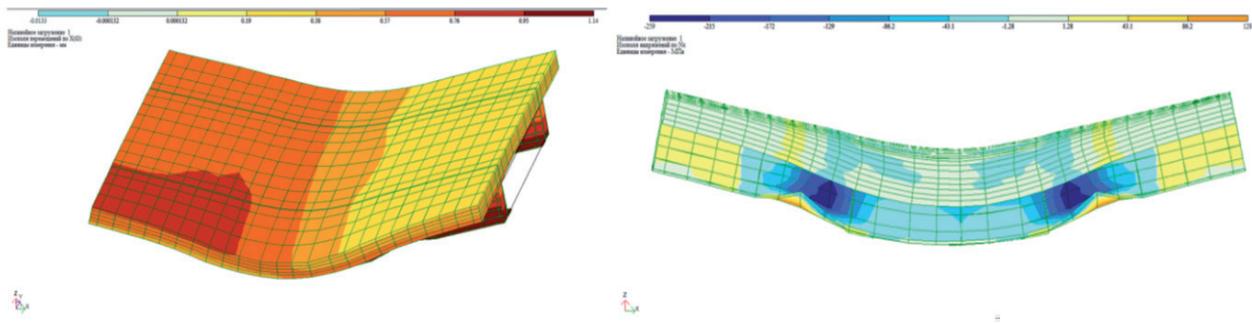


Рис. 17. Изополя перемещений по X и напряжений по N_x в модели фрагмента сталежелезобетонной мостовой конструкции при действии суммарной нагрузки на плиту 50 т

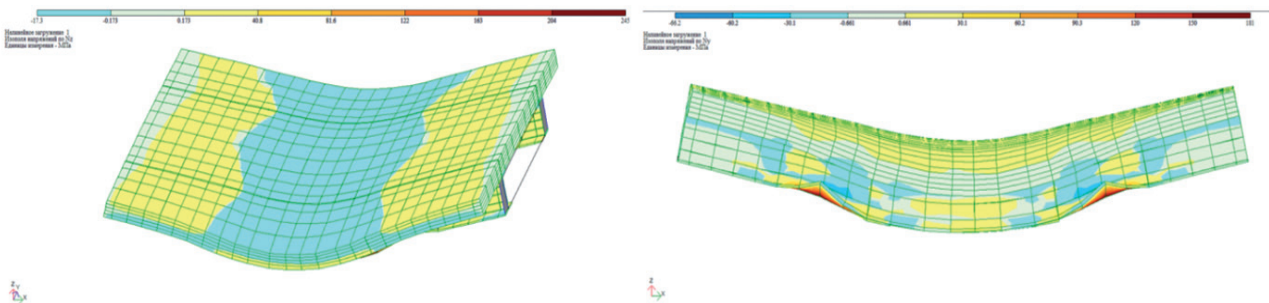


Рис. 18. Изополя напряжений по N_y и N_z в модели фрагмента сталежелезобетонной мостовой конструкции при действии суммарной нагрузки на плиту 50 т

ВЫВОДЫ

1. Разработан метод экспериментального исследования сталежелезобетонных фрагментов мостов, создана испытательная установка, на которой проведен комплекс исследований.
2. Получены диаграммы распределения температуры по высоте стальной балки, температуры в цилиндрических анкерах между стальными балками и железобетонной плитой, температуры по высоте железобетонной плиты, диаграммы перемещения верхней поверхности плиты, таблицы распределения температуры в железобетонных элементах модели фрагмента моста по термопарам.
3. Определено распределение температуры по сечению фрагмента после сушки при первом нагреве, ее температурные деформации и влияние нагревания на напряжения и деформации конструкции. Изучено влияние нагревания на температурные деформации, исследовано возникновение и развитие температурного изгибающего момента.
4. Выявлено, что максимальная температура нижних граней стальных балок равна 401°C (максимально допустимая), а температура в печи при этом зафиксирована $305,2^{\circ}\text{C}$. Повышенная температура нижних граней балок возникла от воздействия лучистого потока.

5. По полученным данным проведено численное исследование напряженно-деформированного состояния в линейной и нелинейной постановке с использованием компьютерных технологий ПК Лири. При втором загрузении в линейном расчете подтверждены основные тенденции поведения конструкции, полученные в эксперименте. В нелинейном расчете выявлены разрушения в виде трещин в стальных балках и в железобетонной плите.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. ТСН.ua [Электронный ресурс] // <https://ru.tsn.ua/ukrayina/ministr-infrastruktury-ozvuchil-neveroyatnuyu-cifru-avariynyh-mostov-v-ukraine-814603.html> (дата обращения: 01.03.2017)
2. В. Мурашка. Огнезащита мостов: проблемы и выводы. Противопожарные и аварийно-спасательные средства № 4, 2006. – 4 с.
3. Consolazio, G.R., Davidson, M.T. & Getter, D.J. "Vessel crushing and structural collapse relationships for bridge design." Structures Research Report No.72908/74039, Engineering and Industrial Experiment Station (EIES), University of Florida (UF), Gainesville, Florida, 2010. – 35 p.
4. Kodur, V.K., Garlock, M.E. & Iwanikiw, N. "National Workshop on Structures in Fire: State-of-the-Art, Research and Training Needs." Report CEE-RR- 2007/03, National



Inst. of Standards and Technology (NIST), U.S., 2007. – 852 p.

5. WHAS11 [Електронний ресурс] // http://www.whas11.com/home/Semi-truck-catches-fire-on-I-71-N_123395278.html (дата обращения: 07.11.2012).
6. Stoddard, R. "Inspection and Repair of a Fire Damaged Prestressed Girder Bridge." Report IBC-04-17, Washington State DOT, Olympia, WA, 2004. – 155 p.
7. Ham, D.B. & Lockwood. "National Needs Assessment for Ensuring Transportation Infrastructure Security." American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Washington, D.C., 2002. – 84 p.
8. Roberts, J.E., Kulicki, J.M. & Beranek, D.A. "Recommendations for Bridge and Tunnel Security." Report FHWA-IF-03-036. (FHWA)/AASHTO Blue Ribbon Panel, 2003. – 55 p.
9. Beard, A. & Carvel, R. "The Handbook of Tunnel Fire Safety." Thomas Telford Press, London, 2005. – 22 p.
10. Payá-Zaforteza, I. & Garlock, M.E. "A 3D Numerical Analysis of a Typical Steel Highway Overpass Bridge Under a Hydrocarbon Fire." Structures in Fire, Proc. of the 6th Intern. Conf., 2010. – 11-18 pp.
11. Choi, J. "Concurrent Fire Dynamics Models and Thermomechanical Analysis of Steel and Concrete Structures." Doctoral dissertation, Georgia Institute of Technology, Atlanta, Georgia, 2008. – 247 p.
12. С.Л. Фомін, Касем Шейхмус, О.І. Давиденко, В.Г. Поклонський. Міцнісні та деформаційні властивості бетону за підвищених температур сталезалізобетонних конструкцій // Вісник Національного університету «Львівська політехніка» № 755. Теорія і практика будівництва. – Львів: Вид. - Львівської політехніки, 2013. – 435 – 441 с.
13. Astaneh-Asl, A., Noble, C.R., Son, J., Wemhoff, A.P., Thomas, M.P. & McMichael, L.D. "Fire Protection of Steel Bridges and the Case of the MacArthur Maze Fire Collapse." TCLEE 2009: Life line Earthquake Engineering in a Multi Hazard Environment, Oakland, CA, June 28th-July 1st, 2009. – 132 p.

REFERENCES

1. TSN.ua // <https://ru.tsn.ua/ukrayina/ministr-infrastruktury-ozvuchil-neveroyatnuyu-cifru-avariynyh-mostov-v-ukraine-814603.html> (last accessed: 01.03.2017)
2. V. Murashka. Ognezaschita mostov: problemy i vyivodyi. Protivopozharnye i avariynospasatelnye sredstva #4, 2006. – 4 p.
3. Consolazio, G.R., Davidson, M.T. & Getter, D.J. "Vessel crushing and structural

collapse relationships for bridge design." Structures Research Report No.72908/74039, Engineering and Industrial Experiment Station (EIES), University of Florida (UF), Gainesville, Florida, 2010. – 35 c.

4. Kodur, V.K., Garlock, M.E. & Iwanikiw, N. "National Workshop on Structures in Fire: State-of-the-Art, Research and Training Needs." Report CEE-RR- 2007/03, National Institute of Standards and Technology (NIST), U.S., 2007. – 852 p.
5. WHAS11//http://www.whas11.com/home/Semi-truck-catches-fire-on-I-71-N_123395278.html (last accessed: 07.11.2012).
6. Stoddard, R. "Inspection and Repair of a Fire Damaged Prestressed Girder Bridge." Report IBC-04-17, Washington State DOT, Olympia, WA, 2004. – 155 p.
7. Ham, D.B. & Lockwood. "National Needs Assessment for Ensuring Transportation Infrastructure Security." American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Washington, D.C., 2002. – 84 p.
8. Roberts, J.E., Kulicki, J.M. & Beranek, D.A. "Recommendations for Bridge and Tunnel Security." Report FHWA-IF-03-036. (FHWA)/AASHTO Blue Ribbon Panel, 2003. – 55 p.
9. Beard, A. & Carvel, R. "The Handbook of Tunnel Fire Safety." Thomas Telford Press, London, 2005. – 22 p.
10. Payá-Zaforteza, I. & Garlock, M.E. "A 3D Numerical Analysis of a Typical Steel Highway Overpass Bridge Under a Hydrocarbon Fire." Structures in Fire, Proc. of the Sixth International Conference, 2010. – 11-18 pp.
11. Choi, J. "Concurrent Fire Dynamics Models and Thermomechanical Analysis of Steel and Concrete Structures." Doctoral dissertation, Georgia Institute of Technology, Atlanta, Georgia, 2008. – 247 p.
12. S.L. Fomin, Kasem Sheyhmus, O.I. Davidenko, V.G. Poklonskiy. Mitsnisni ta deformatsiyni vlastivosti betonu za pidvischenih temperatur stalezalizobetonnih konstruktsiy // Visnik Natsionalnogo universitetu «Lvivska politehnika» # 755. Teoriya i praktika budivnitstva. – Lviv: Vidavnitstvo Lvivskoyi Politehniki, 2013. – 435 – 441 pp.
13. Astaneh-Asl, A., Noble, C.R., Son, J., Wemhoff, A.P., Thomas, M.P. & McMichael, L.D. "Fire Protection of Steel Bridges and the Case of the MacArthur Maze Fire Collapse." TCLEE 2009: Life line Earthquake Engineering in a Multi Hazard Environment, Oakland, CA, June 28th-July 1st, 2009. – 132 p.

Стаття надійшла до редакції 05.09.2017р.



УДК 666.972.16



УШЕРОВ-МАРШАК О.В.

Д-р технічних наук, проф.,
Харківський національний
університет будівництва та
архітектури,
м. Харків, Україна,
e-mail: a.v.usherov@gmail.com,
тел.: (067) 573-49-09,
ORCID: 0000-0001-9590-8537



КАБУСЬ О.В.

Канд. технічних наук, доц.,
Харківський національний
університет будівництва
та архітектури,
м. Харків, Україна,
e-mail: calorimetry_centra@ukr.net,
тел.: (057) 706-18-25,
ORCID: 0000-0002-2940-0513

ФУНКЦІОНАЛЬНА СУМІСНІСТЬ

КОМПОНЕНТІВ – ФАКТОР РОЗВИТКУ СУЧАСНОГО БЕТОНУ (НА ПРИКЛАДІ ДОБАВОК ДО БЕТОНУ)

АНОТАЦІЯ

Розглядається проблема забезпечення ефективності рецептурно-технологічних рішень у сучасних бетонах. Констатується експоненціальний характер розвитку технології бетону, обумовлений зростанням числа компонентів, особливо в цементах і добавках. Обґрунтована доцільність вирішення задач оцінювання ефективності добавок у багатокомпонентних цементних системах із застосуванням методів калориметрії. Наводяться приклади проведення функціонально-кінетичного аналізу ефективного застосування добавок до бетонів різного призначення.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: добавки в бетон, функціональність, калориметрія, оцінювання ефективності, термокінетичний аналіз.

ФУНКЦИОНАЛЬНАЯ СОВМЕСТИМОСТЬ КОМПОНЕНТОВ – ФАКТОР РАЗВИТИЯ СОВРЕМЕННОГО БЕТОНА (НА ПРИМЕРЕ ДОБАВОК В БЕТОН)

УШЕРОВ-МАРШАК А.В. Д-р технических наук, проф., Харьковский национальный университет строительства и архитектуры, г. Харьков, Украина, e-mail: a.v.usherov@gmail.com, тел.: (067) 573-49-09, ORCID: 0000-0001-9590-8537

КАБУСЬ А.В. Канд. технических наук, доц., Харьковский национальный университет строительства и архитектуры, г. Харьков, Украина, e-mail: calorimetry_centra@ukr.net, тел.: (057) 706-18-25, ORCID: 0000-0002-2940-0513

АННОТАЦИЯ

Рассматривается проблема обеспечения эффективности рецептурно-технологических решений в современных бетонах. Констатируется экспоненциальный характер развития технологии бетона, обусловленный ростом числа компонентов, особенно в цементах и добавках. Обоснована целесообразность решения задач оценки эффективности добавок в многокомпонентных цементных системах с применением методов калориметрии. Приводятся примеры проведения функционально-кинетического анализа эффективности применения добавок в бетонах различного назначения.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: добавки в бетон, функциональность, калориметрия, оценка эффективности, термокинетический анализ.

FUNCTIONAL COMPATIBILITY OF COMPONENTS – FACTOR OF THE DEVELOPMENT OF MODERN CONCRETE (ON THE EXAMPLE OF ADMIXTURES FOR CONCRETE)

USHEROV-MARSHAK A.V. Dr., Prof., Kharkiv National University of Civil Engineering and Architecture, Kharkiv, Ukraine, e-mail: a.v.usherov@gmail.com, tel.: (067) 573-49-09, ORCID: 0000-0001-9590-8537

KABUS A.V. PhD, Ass. Prof., Kharkiv National University of Civil Engineering and Architecture, Kharkiv, Ukraine, e-mail: calorimetry_centra@ukr.net, tel.: (057) 706-18-25, ORCID: 0000-0002-2940-0513



Саморегулирование – отнюдь не новое качество цемента и бетона, а важное технологическое свойство, закладываемое ещё на стадии выбора компонентов и проектирования составов. Регулированию подлежат любые самопроизвольные элементарные, термодинамически обоснованные, процессы гидратационного взаимодействия и даже старения бетона. К ним, как известно, относятся – адсорбция, смачивание, химические реакции, зародышеобразование, кристаллизация и др. Эти непрерывные процессы и достигаемые эффекты взаимодействия накладываются друг на друга. Реальные технологические эффекты есть результат функционирования компонентов.

АНАЛИТИЧЕСКИЙ ОБЗОР ИСТОЧНИКОВ ИССЛЕДОВАНИЙ. ТЕРМИНОЛОГИЧЕСКИЙ АСПЕКТ

Функция и функциональность

Функция – двояко трактуемое понятие. С физико-химических позиций – это явление и свойство, изменяющееся под влиянием взаимосвязанных, одновременно протекающих превращений в бетонных смесях, твердеющем и затвердевшем бетоне. С технологических позиций – это назначение компонентов, смесей и самих бетонов – характеризуемых количественно показателями нормируемых технологических эффектов.

Понятие «функция» органично встраивается в известную концептуально-познавательную систему, определяемую понятиями «состав-структура-процесс-свойство» [4]. Их взаимосвязь и взаимовлияние можно представить в виде схемы (рис. 2).

С технологической точки зрения всё достаточно очевидно. Классификации добавок, к примеру, в нормативных документах базируются на признаке назначения, а эффективность оценивается по технологически важным показателям – водоредуцирования, удобоукладываемости, ускорения или замедления твердения, прочности и др. [5]. В этом плане добавки следует рассматривать в роли носителей функций в цементных системах, различая и оценивая при этом главные, вторичные, нейтральные и др. функции.

Функциональность – собирательный термин, означающий способность материала и его компонентов к реализации одной или нескольких функций на технологических и эксплуатационных стадиях.

Потенциал функциональности компонентов и их смесей определяет результативность рецептурно-технологических решений.

Полифункциональность – свойство взаимодействующих компонентов, в т.ч. добавок, при обеспеченной

совокупности, целостности и адаптивности выполняемых функций подчиняться правилам аддитивности, синергетики, суперпозиций в случае отсутствия антагонизма явлений во взаимодействующих системах под влиянием внутренних и внешних факторов.

Бетон высокой функциональности (High-Performance Concrete – HPC)

Генеральная концепция современного бетона сформулирована П.-К. Айчиным [6]. «High-Performance Concrete» (HPC) или «высокофункциональный бетон», по определению автора, – это материал со специальными комбинациями функций и свойств, которые труднодостижимы традиционными способами. Высокие показатели технологичности бетонных смесей, прочности (200 МПа и выше), плотности, стойкости и долговечности бетона достигаются за счет хороших совместимых компонентов, адекватных методов приготовления, формирования, ухода и контроля за твердеющим бетоном.

Лексическая неопределенность толкования объектов бетоноведения присуща отечественной литературе. Можно встретить – «высококачественный», «высокотехнологичный», «высокодолговечный» и даже «высокороботоспособный» бетоны. Но бесспорный факт, что понятие HPC воспринято мировым технологическим сообществом и постоянно развивается (табл. 1).

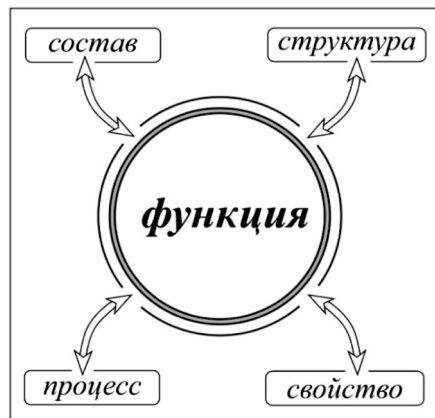


Рис. 2. Функции добавок в системе «состав – структура – процесс – свойство»

Таблица 1. Линейка высокофункциональных бетонов

Аббревиатура	Название, язык	
	английский	русский
HPC	high performance concrete	высокофункциональный бетон
UHPC	ultra-high performance concrete	ультравысокофункциональный бетон
HSNPC	high strength high performance concrete	высокопрочный высокофункциональный бетон
SCHPC	self-compacting high performance concrete	самоуплотняющийся высокофункциональный бетон
LWHPHPC	lightweight aggregate high performance concrete	высокофункциональный бетон на легких заполнителях
FRHPC	fiber reinforced high performance concrete	высокофункциональный фибробетон



Понятия, приведенные в табл. 1, по своей сути являются словосочетаниями, сложными из традиционного лексикона и дополнений. Термин высокофункциональный бетон как-бы подчеркивает «претензии» на новизну и технологическую значимость.

Performance в переводе на русский язык имеет ряд толкований. Применительно к материаловедению – это, на наш взгляд, наиболее профессионально и адекватно – функционирование, функциональность.

Заданная функциональность

Стремление к высокой, надежно обеспечиваемой функциональности обусловило смену концепции бетонов с заданными свойствами (НРС) на концепцию бетонов заданной функциональности – «Defined Performance Concrete» (DPC), которая предусматривает осуществление непрерывного, регулируемого, не ограниченного определенными показателями выполнения высоких заданных функций. В этом коренное отличие концепции DPC от концепции НРС с заложенной в нее ориентацией на совокупность высоких свойств бетона.

Функциональная совместимость

По сути, вся история бетона – это поиски и находки совместимых компонентов применительно к конкретным задачам и решениям. Например, технологии бетона ускоренного твердения, нейтрализации внутренних и внешних негативных влияний коррозионного типа и др. В последние десятилетия актуальность совместимости растёт пропорционально увеличению числа компонентов, снижению доли клинкерной составляющей в цементе и, особенно, росту эффективности добавок в бетоне.

Решение проблемы гораздо сложнее, чем представлялось ранее. В национальном стандарте [7] вводится понятие технической совместимости применительно к системам – «изделие-среда», «изделие-материал», экологическая, функциональная и др. виды совместимости. Функциональная совместимость, в соответствии со стандартом – «есть пригодность к совместному использованию по видам функций и значениям параметров».

В зарубежном дополнении к термину «functional compatibility» используется более строгое понятие – «interoperability» с целесообразностью полной (full) совместимости взаимозависимых элементов сложных систем.

Сформулирован принцип сосредоточения или согласования функций для поддержания их целостности. Его реализация – не простая, но решаемая в принципе научно-технологическая задача.

Яркий пример – основные функции ПАВ-суперпластификаторов: водоредуцирующая и реологическая налагаются на функции твердеющих цементов, в большинстве случаев замедляя начальную гидратацию, увеличивая сохранность удобоукладываемости бетонных смесей и часто способствуя воздухововлечению. В ходе гидратации

меняется фазовый состав и структура новообразований за счет встраивания органоминеральных мотивов в микроструктуру цементного камня. По мере гидратации меняются значения потенциала функциональности с возможным снижением прочностных и др. характеристик.

Иной пример – функции тонкодисперсных минеральных добавок. Помимо их влияния на формирование плотной структуры цементного камня и участия в пуццолановых реакциях, установлено позитивное действие на реологию цементных паст и бетонных смесей. А негативная функция, в связи с ростом водопотребности, легко устранима в комплексе с ПАВ нового поколения. Согласование функций обоих видов добавок положено в основу получения высокопрочных, самоуплотняющихся, реакционно-порошковых и др. современных бетонов.

Конфликт функций – дисфункция (функциональная несовместимость)

Многокомпонентность, различия в природе и механизмах действия компонентов, взаимовлияние состояний и характеристик твердой, жидкой и воздушной, изменяющихся в ходе взаимодействия фаз, продуктов гидратации – причины конфликта функций в технологии бетона и даже деградиационных последствий. Примеры общеизвестны – влияние хлорида кальция на коррозию металлической арматуры, реакции «щелочь – заполнитель» и др.

ПОСТАНОВКА ЗАДАЧИ

Принцип функциональной совместимости

Совместимость – системная, в общем, пока на эмпирическом уровне достаточно глубоких знаний проблема бетоноведения.

На основании анализа результатов собственных, проводимых с начала 2000-х годов исследований, и огромного объема зарубежных публикаций в этом направлении нами сформулирован принцип функциональной совместимости, который предполагает целостность и беспрепятственное выполнение установленных основных и дополнительных функций отдельными взаимодействующими, совместимыми компонентами (элементами) систем без проявления дисфункций (негативных последствий) при решении конкретных задач, определяемых технологическими регламентами, нормативными документами и пр. [4].

Применительно к технологии бетона основную роль в функциональной совместимости, а значит и технологической эффективности, играет совместимость «цемент-добавка», трактуемая как способность добавки обеспечивать и поддерживать требуемое время заданные свойства бетонной смеси и бетона [4].

Количественная оценка функциональной совместимости, как неоднократно отмечалось, – серьезная и не решенная до сего времени задача бетоноведения.



Практически все евронормы и стандарты определяют только правила контроля свойств и качества продукции. Но любые требования к процедурам приведены к конкретным срокам их проведения и несут дискретный характер. Вместе с тем известно, что реакции гидратации и процессы формирования составов, структуры и свойств твердеющих материалов – непрерывны. Отсюда вывод о необходимости разработки научно-обоснованного методологического аппарата оценки функциональной совместимости с целью обеспечения и поддержания высокой эффективности в технологии бетона.

ОСНОВНОЙ МАТЕРИАЛ И РЕЗУЛЬТАТЫ Методологический аспект

Принцип непрерывности (continuity), вытекающий из общей теории взаимодействия, применительно к химии и технологии вяжущих веществ и бетонов, провозглашает непрерывность времени, энергии (температуры) и информации о параметрах взаимосвязанных самопроизвольных процессов твердения и сопровождающих их явлений. Непрерывность предусматривает в этом случае, что предыдущее или текущее состояние твердеющих систем есть причина последующих непрерывных изменений свойств отдельных фаз и системы в целом. Все превращения должны описываться непрерывными, кинетическими, а не дискретными физико-химическими и физико-математическими моделями-уравнениями.

Как отмечено выше, наложение достигаемых технологических эффектов влияния добавок, особенно комплексных, на свойства и твердение бетонных смесей и бетонов затрудняет количественную оценку и даже понимание во многих случаях причин колебаний эффективности принимаемых рецептурных решений и регулирования технологических процессов от ряда важных факторов, в т.ч. температурных.

Сложный характер взаимодействий с учетом сложных действий добавок в твердеющих дисперсных системах не позволяет представить их однозначными, простыми концептуальными зависимостями. Такие попытки неоднократно принимались исследователями разных стран, начиная с очень известной работы Р. Кондо и Ш. Уэда [8].

В общем, ситуация характерна для любых, даже более простых объектов гетерогенной кинетики. В классическом труде Б. Дельмона [9] отмечена в этом плане перспективность «анализа не отдельных реакций, а установлением общих

кинетических закономерностей».

Экзотермический характер гетерогенных взаимодействий при твердении цемента и бетона обуславливает целесообразность использования калориметрии либо температурных измерений для кинетического моделирования и построения непрерывных схем влияния добавок с акцентом на решение задач их функциональности, эффективности и совместимости с цементами. Тепловые эффекты, как результат взаимодействия добавок с вяжущими веществами, совокупно характеризуют изменения скорости и полноты элементарных актов гидратации.

Калориметрия – инструмент непрерывного термокинетического анализа и оценки функциональности и совместимости добавок с цементами

Методы калориметрии позволяют с высокой степенью достоверности и информативности фиксировать эффекты влияния добавок в виде показателей скорости тепловыделения, теплоты гидратации и температуры. Это далеко не новый факт. Во многих масштабных «добавочных» работах приводятся калориметрические данные, правда, в большинстве своем носящие описательно-иллюстративный характер [10].

В начале 2000-х годов на основании анализа состояния проблемы количественной оценки эффективности добавок и их совместимости с цементами была сформулирована концепция феноменологического подхода к её решению по данным калориметрии [4].

Изотермический и полуадиабатический методы калориметрии позволяют количественно анализировать функциональное влияние добавок на характерные кинетические зависимости согласно табл. 2.

Разработанный методологический аппарат обеспечивает возможность вычислять по термокинетическим и температурно-временным зависимостям технологически значимые кинетические параметры цемента в присутствии добавок. Это – длительность индукционного периода (τ_i), максимум интенсивности (q_{max} и ΔT_{max}) и полноты (Q_n и $T\tau_n$) процессов твердения к заданному моменту времени (n) (рис. 3). В основу проведения функционального анализа положены кинетические закономерности.

Таблица 2. Характерные аналитические зависимости взаимодействия в системе «цемент-вода-добавка»

Зависимость	Процесс, реакция	Аналитическая функция процесса	
		полнота (завершенность)	интенсивность
кинетическая	превращение	$\alpha = f(\tau)$	$d\alpha/d\tau = f(\tau)$
термокинетическая	гидратация	$Q = f(\tau)$	$dQ/d\tau = f(\tau)$
температурно-временная	твердение	$T\tau = f(\tau)$	$T = f(\tau)$



тические схемы влияния добавок с учетом ускоренного, замедленного или нейтрального их действия [11].

Эксперименты могут выполняться на двух типах калориметров – изотермическом и полуадиабатическом (рис. 3). Термокинетический модуль предпочтительней использовать на поисковом, научно-исследовательском этапе при исследовании цементных паст, а температурно-временной – для решения прикладных задач в производственных условиях при оценке влияния добавок на твердение растворов и бетонов.

В качестве примера результативности критерия функционально-кинетического анализа эффективности влияния добавок на твердение цементно-песчаных растворов приводятся дан-

ные, представленные на рис. 4.

Калориметрическая информация (рис. 4) показывает последовательное приближение к рекомендациям по предварительному выбору концентрации добавок в соответствии с обоснованной технологической схемой влияния типа «ускорение-замедление», «ускорение» и «замедление» для бетонов различного назначения.

Последовательность непрерывного анализа названная температурно-временным мониторингом (ТВМ), включает шаги, отражаемые в левой части рис. 4. Можно отнести ТВМ к вспомогательной информационной системе технологии бетона. Её задача – измерение, регистрация, обработка, хранение, анализ, прогноз и поддержание параметров эффективных рецептурно-технологических решений. В

какой-то степени можно сравнить подобную систему, к примеру, с системами обеспечения беспилотного транспорта – авиации, автотранспорта и др. ТВМ должен базироваться на теоретических и экспериментальных методах и средствах получения информации по специальной прикладной программе. Непрерывность и объективность информации о показателях и изменяющихся во времени свойствах бетона при изготовлении и эксплуатации железобетонных изделий и конструкций – условие результативности



Рис. 3. Алгоритм получения калориметрической информации

Тип бетона	Товарный бетон «Лето»			Массивный бетон			ЖБИ		
Тип влияния	Замедление-ускорение			Замедление			Ускорение		
Схема эффективного влияния									
Цемент	ПЦ П/Б-Ш-400			ПЦ П/Б-Ш-400			ПЦ I-500		
Добавка	СП поликарбоксилатного типа			Пластификатор ЛСТ			Na ₂ SO ₄	CaCl ₂	Ca(NO ₃) ₂
Концентрация, %	0,25	0,5	1	0,25	0,5	1	1	1	1
Критерии эффективности									
Схема влияния (эксперимент)									
Уровень влияния	Высокий	Средний	Низкий	Низкий	Высокий	Отрицательный	Средний	Средний	Высокий
Рекомендация	Концентрация добавки: 0,5%			Концентрация добавки: 0,5%			Добавка: Ca(NO ₃) ₂		

Рис. 4. Функционально-кинетический анализ эффективности влияния добавок



мониторинга.

ВЫВОДЫ

Высокая информационная емкость, технологическая целесообразность и результативность калориметрии как метода непрерывного контроля и количественной оценки влияния добавок на твердение цементов и бетона обуславливает в разных странах мира, включая США, разработку специальных калориметров в этих целях. Накопленный нами опыт убеждает в результативности развития функционально-кинетического анализа в химии и технологии цемента и бетона.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Concrete. Specification, performance, production and conformity: EN 206:2013+A1:2016. – [Effective from 2016-06-01] – Brussels: CEN, 2016. – 106 p. – (European standard).
2. Czarnecki L. Future developments in concrete / L. Czarnecki, W. Kurdowski // Developments in the Formulation and Reinforcement of Concrete. / Ed. S. Mindess. – London: Woodhead Publishing in Materials, 2008. – P. 270-284.
3. Лем С. Сумма технологий / С. Лем. – М.: Мир, 1968. – 608 с.
4. Ушеров-Маршак А. Бетонovedeniye. Sovremennyye etyudy / А. Ушеров-Маршак – Харьков: Раритеты Украины, 2016. – 135 с.
5. Łukowski P. Modyfikacja materiałowa betonu / P. Łukowski. – Kraków: Stowarzyszenie Producentów Cementu, 2016. – 355 s.
6. Mehta P. Principles underlying production of high-performance concrete / P. Mehta, P.-C. Aïtcin // Cement, Concrete and Aggregates. – Vol. 12, № 2. – 1990. – P. 70-78.
7. Технічна сумісність. Терміни та визначення (ГОСТ 30709-2002, IDT): ДСТУ ГОСТ 30709:2004. – [Чинний від 2005-07-01]. – Київ: Держспоживстандарт України, 2005. – 11 с. – (Державний стандарт України).
8. Кондо Р. Кинетика и механизм гидратации цемента / Р. Кондо, Ш. Уеда // Пятый международный конгресс по химии цемента. – М.: Стройиздат, 1973. – С. 185–206.
9. Дельмон Б. Кинетика гетерогенных реакций / Б. Дельмон. – М.: Мир, 1971. – 308 с.
10. Cheung J. Impact of admixtures on the hydration kinetics of Portland cement / J. Cheung, A. Jeknavorian, L. Roberts, D. Silva // Cement and Concrete Research. V. 41, № 12. – 2011. – P. 1289-1309.
11. Usherov-Marshak A.V., Kabus A.V. Functional kinetic analysis of the effect of admixtures on

cement hardening. // Inorganic Materials. – Vol. 52, №4. – 2016. – P. 479–484.

REFERENCES

1. Concrete. Specification, performance, production and conformity. (2016). EN 206:2013+A1:2016 from 1st June 2016. Brussels: CEN [in English].
2. Czarnecki L., Kurdowski W. (2008). Future developments in concrete // Developments in the Formulation and Reinforcement of Concrete. / Ed. S. Mindess. – London: Woodhead Publishing in Materials, pp. 270-284 [in English].
3. Lem S. (1968). Summa tekhnologiy [The amount of technology]. – M.: Mir, p. 608 [in Russian].
4. Usherov-Marshak A. (2016). Betonovedeniye. Sovremennyye etyudy [The science of concrete. Contemporary etudes] – Kharkov: Rarities of Ukraine, p. 135 [in Russian].
5. Lukowski P. (2016). Modyfikacja materiałowa betonu [Modification of concrete material] – Krakow: Association of Cement Manufacturers, p. 355 [in Poland].
6. Mehta P., Aïtcin P.-C. (1990). Principles underlying production of high-performance concrete // Cement, Concrete and Aggregates, Vol. 12 (2), pp. 70-78 [in English].
7. Tekhnichna sumisnist. Terminy ta vyznachennya [Technological compatibility. Terms and definitions] (2005). GOST 30709–2002 IDT from 1st Juli 2005. – Kiev: Derzhspozhyvstandart of Ukraine [in Ukrainian].
8. Kondo R. Ueda Sh. (1973). Kinetika i mekhanizm gidratatsii tsementa [Kinetics and Mechanism of Cement Hydration] // The Fifth Intern. Cong. on Chemistry of Cement. – M.: Stroyizdat, pp. 185–206 [in Russian].
9. Delmon B. (1971) Kinetika geterogennykh reaktsiy [Kinetics of heterogeneous reactions]. – M.: Mir, p. 308 [in Russian].
10. Cheung J., Jeknavorian A., Roberts L., Silva D. (2011). Impact of admixtures on the hydration kinetics of Portland cement // Cement and Concrete Research. V. 41(12), pp. 1289-1309 [in English].
11. Usherov-Marshak A.V., Kabus A.V. (2016). Functional kinetic analysis of the effect of admixtures on cement hardening // Inorganic Materials. Vol. 52 (4), pp. 479–484 [in English].

Стаття надійшла до редакції 05.09.2017р.

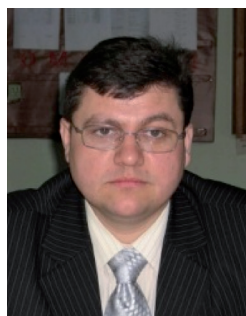


УДК 624.012.35:624.072.221



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



ЖИТКОВСЬКИЙ В.В.

Канд. технічних наук, доц.,
Національний університет
водного господарства та
природокористування,
м. Рівне, Україна,
e-mail: zhitk@ukr.net,
тел. +38 (096) 564-00-27
ORCID: 0000-0003-1710-6082



СКРИПНИК М.М.

Аспірант, Національний
університет водного господарства
та природокористування,
м. Рівне, Україна,
e-mail: sk.mykola@gmail.com,
тел. +38 (096) 655-88-18
ORCID: 0000-0003-4947-3477

ВИСОКОМІЦНИЙ ДРІБНОЗЕРНИСТИЙ БЕТОН НА ВІДСІВАХ ПОДРІБНЕННЯ ГРАНІТУ

АНОТАЦІЯ

У статті досліджено застосування гранітних відсівів, що містять пиловату фракцію як заповнювача для високоміцного дрібнозернистого бетону. Експериментально обґрунтовано позитивний вплив фракції відсіву розміром менше 0,16 мм як активного наповнювача бетону, що сприяє підвищенню його міцності при введенні в бетонну суміш суперпластифікаторів полікарбоксилатного типу. На основі отриманих математичних моделей запропоновано методологію проектування складів бетону із застосуванням гранітних відсівів.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: гранітні відсиви, полікарбоксилатний суперпластифікатор, наповнювач, пилові частинки, метакаолін, мікрокремнезем, міцність, експериментально-статистичні моделі, проектування складу.

HIGH-STRENGTH FINE-GRAINED CONCRETE WITH GRANITE CRUSHING SIFTINGS

DVORKIN L.Ye. Dr, Prof., Head of Department, National University of Water Management and Nature Resources Use, Rivne, Ukraine,
e-mail: l.i.dvorkin@nuwm.edu.ua,
tel. +38 (068) 353-33-38,
ORCID: 0000-0001-8759-6318

ZHYTKOVSKYY V.V. PhD, Ass. Prof., National University of Water Management and Nature

Resources Use,
Rivne, Ukraine,
e-mail: zhitk@ukr.net,
тел. +38 (096) 564-00-27,
ORCID: 0000-0003-1710-6082

SKRYPNYK M.M. PG student, National University of Water Management and Nature Resources Use, Rivne, Ukraine,
e-mail: sk.mykola@gmail.com,
тел. +38 (096) 655-88-18,
ORCID: 0000-0003-4947-3477

ABSTRACT

The article shows the possibility of using granite siftings containing a dust fraction as a filler for high-strength fine-grained concrete.

The positive effect of the siftings fraction with a particle size of less than 0.16 mm is experimentally justified as an active filler of concrete, which contributes to its strength increase when introducing polycarboxylate type superplasticizers into the concrete mixture. The effectiveness of different types of polycarboxylate superplasticizers for obtaining high-strength concretes on granite siftings has been studied.

The possibility of enhancing the positive effect of silty particles contained in siftings with the additional introduction of highly active additives of metakaolin and microsilica is shown. The optimal number of superplasticizers is established, which ensures the



maximum effectiveness of mineral additives.

With the help of mathematical planning, a set of adequate experimental and statistical models of water demand and strength characteristics of fine-grained concrete was obtained, which allows to quantitatively evaluate the effect of the consumption of superplasticizer and filler additives, as well as their optimum content, ensuring the production of high-strength concretes. A quantitative and qualitative analysis of the investigated factors and their interactions is carried out. Based on the obtained models, the coefficients of cementing efficiency of various types of mineral fillers were calculated and their interrelation with the superplasticizer consumption was shown. A technique for designing the composition of concrete mixtures for the production of high-strength fine-grained concrete on granite siftings is proposed, which provides the necessary strength characteristics of concrete, the water demand of the concrete mix and takes into account the amount of polycarboxylate superplasticizer, active mineral additive, and the content of silty impurities in the crushing siftings. An example of designing a composition of high-strength fine-grained concrete is considered.

KEY WORDS: granite siftings, polycarboxylate superplasticizer, filler, dust particles, metakaolin, microsilica, strength, experimental-statistical models, design of composition.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Однією з найбільш актуальних проблем промислового комплексу та будівельної галузі України є забезпечення раціонального застосування матеріалів та енергоресурсів. Ефективним шляхом вирішення цієї проблеми є комплексне безвідходне застосування природної сировини. До 50 % матеріальних ресурсів, що споживає будівельна галузь, припадає на продукцію промислових нерудних матеріалів (щебінь та пісок).

Технологія переробки природного каменю на кінцеві продукти супроводжується виходом 25-30% відходів кам'яних відсівів подрібнення гірських порід. Частково ці відходи використовують у дорожньому будівництві. Впроваджуються також технології збагачення відсівів і вироблення на їх основі штучного піску. Велику кількість відсівів направляють у відвали. Досить потужні відвали відсівів накопичені на кар'єрах Рівненської обл.

Поряд з цим будівельна галузь відчуває гостру потребу в кондиційних заповнювачах. Зокрема, в Рівненській області піски для бетонів і розчинів переважно дрібні, що викликає значну перевитрату цементу при виготовленні бетону.

Важливою проблемою є забезпечення будівництва високоміцними бетонами, що відповідають класам за міцністю С60-С80. Такі бетони особливо необхідні для споруд спеціального призначення (тунелі, мостові конструкції, тощо). Зазвичай отримання бетонів підвищеної міцності пов'язане з необхідністю використан-

ня високоякісних заповнювачів, що характеризуються високою міцністю зерен, та забезпечують мінімальні водопотребу та пустотність. Тому, розроблення технології отримання високоміцних бетонів на некондиційних заповнювачах із відходів (відсівах подрібнення гірських порід) є досить актуальним.

АНАЛІЗ ОСТАННІХ ПУБЛІКАЦІЙ

Відсіви подрібнення гірських порід є найбільш розповсюдженим і крупнотонажним відходом каменеподрібнення, вихід яких становить близько 25% від маси вихідної сировини. На території Рівненської та сусідніх областей (Хмельницької та Житомирської) утворюються каменеобробувальними підприємствами і накопичуються у відвалах відсіви граніту, грано-діориту та базальту [1]. За зерновим складом основна маса відсівів являє собою подрібнений пісок із розмірами частинок від 0 до 5 мм з модулем крупності 2,8-3,6. У зв'язку з тим, що деякі підприємства виготовляють збагачені (фракціоновані) відсіви з розмірами зерен (0,63-2,5) мм, (2,5-5) мм чи інших, відходи можуть мати розмір частинок (0-0,63) мм, (0-2,5) мм [2].

Відсіви подрібнення характеризуються підвищеним вмістом частинок менше 0,16 мм (до 20%). Ці частинки здебільшого представлені дисперсною фракцією вихідної породи, однак можуть містити і домішки супутніх порід (наприклад, глини). Частинки менше 0,16 мм викликають підвищення водопотреби бетонної суміші та, відповідно, водоцементного відношення (В/Ц) бетону, тому на міцність впливають негативно. Значна кількість досліджень свідчить про негативний вплив цих частинок на властивості бетонних сумішей (підвищення водопотреби, зменшення легкоукладальності) [3], тому перспективним вважається використання відсівів після додаткової переробки – збагачення з виділенням частинок менше 0,16 мм, а в деяких випадках також частинок менше 0,315 мм. Однак за деякими даними міцність бетонів на відсівах подрібнення практично не відрізняється від міцності бетону на природному кварцовому піску [4].

Дані деяких дослідників [4] свідчать, що високодисперсна фракція, що міститься у відсівах щебеню, також може чинити позитивний вплив на структуру і властивості цементного каменю. Зокрема, отримання легкоукладальних сумішей і сумішей, що не розшаровуються на відсівах подрібнення, можливо лише при наявності підвищеної кількості дрібних фракцій [5], або за рахунок введення дрібних чи дуже дрібних пісків. Також, підвищений вміст частинок менше 0,16 мм у ряді випадків може впливати позитивно, як активний мінеральний наповнювач [6]. Такий ефект більш помітний у випадку нейтралізації негативного впливу дисперсних частинок на водопотребу, наприклад, шляхом



введення добавок-суперпластифікаторів. Так, отримані склади бетонів марок С15-С40 із пластифікуючими добавками на незбагачених відсівах подрібнення гранітів у суміші з дрібним піском в присутності пластифікатора витримали 500 циклів заморожування і відтавання без ознак руйнування і зниження маси за міцністю [6]. Таким чином, підвищена водопотреба може бути компенсована за рахунок застосування пластифікуючих добавок, у багатьох випадках без таких добавок застосування відсівів у бетоні є не раціональним [7]. Особливу ефективність, у цьому випадку, можуть показати суперпластифікатори полікарбоксилатного типу, для яких характерний водоредуруючий ефект (на 20-30%).

Зважаючи на те, що одним із найважливіших факторів для отримання високоміцних бетонів, здатних забезпечити і механічні властивості, і довговічність конструкції, є низьке (в межах 0,25-0,35) водоцементне відношення (В/Ц). При забезпеченні необхідних значень В/Ц, можливе отримання бетонів підвищеної міцності і на заповнювачах нижчої якості при деякій нейтралізації негативного впливу пиловатих частинок на водопотребу. Таким чином, як показують дослідження [6], раціональне застосування відсівів подрібнення одночасно з сучасними методами зниження водопотреби бетонних сумішей дає можливість використовувати їх для отримання навіть високоміцних бетонів і може перетворити відсіви на цінний продукт, здатний забезпечити необхідні вимоги до бетону.

МЕТА І ЗАДАЧІ ДОСЛІДЖЕННЯ

Метою досліджень є визначення технологічних параметрів, що забезпечують отримання високоміцних бетонів при використанні як основного заповнювача відсівів подрібнення вивержених гірських порід, що містять значну кількість пиловатих зерен та розроблення методології проектування складів високоміцних бетонів на відсівах.

Задачі дослідження:

- вивчити вплив хімічних та мінеральних добавок на властивості бетонних сумішей та міцність бетону;
- отримати математичні моделі водопотреби бетонної суміші та міцності бетону у різному віці, що враховують особливості впливу відсівів подрібнення та вмісту добавок;
- розробити методологію проектування складу

бетонів на основі отриманих математичних моделей.

РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕНЬ

У досліджах використовували портландцемент ПЦ І-А-500, полікарбоксилатні суперпластифікатори Melflux 2651F і Sika Viscocrete 225P (табл. 1), а також високоактивні мінеральні добавки – метакаолін (ООО "Західна каолінова компанія") та мікрокремнезем (відхід виробництва Стаханівського заводу феросплавів). Для коригування зернового складу незбагачених відсівів з $M_{кр}=3,23$ та вмістом частинок $<0,16$ мм 17% до них добавляли пісок з відсівів фракції (2,5-5) мм у кількості 20%.

Бетони характеризувались однаковим масовим співвідношенням кількості заповнювача і цементу (З/Ц=3). Рухомість бетонної суміші змінювали у межах марки Р3 (9-15) см. Визначали міцність бетону при стиску у віці 3, 7, 28 діб шляхом випробувань зразків-кубів (100×100×100) мм. Результати випробувань представлено в табл. 1.

Максимальні значення міцності при стиску дрібнозернистого бетону на гранітних відсівах, що отримані в результаті експериментів, склали (85-90) МПа. Найбільш впливовим фактором, що забезпечує отримання підвищеної міцності, виявилось низьке В/Ц бетону (0,32-0,37), що досягається при використанні суперпластифікаторів. Так, при введенні добавки Melflux 2651F у кількості 0,5% від маси цементу задана рухомість бетонної суміші була досягнута при В/Ц = 0,32, а в сумішах з добавкою Sika Viscocrete 225P (0,5%) – при В/Ц = 0,34. Значення міцності у віці 28 діб для зазначених добавок становили – 78 і 76 МПа, відповідно. Введення високоактивних мінеральних добавок (метакаоліну і мікрокремнезему) при незмінній кількості суперпластифікатора (Melflux 2651F) підвищило В/Ц (до 0,37 і 0,35, відповідно). Підвищення водопотреби бетонних сумішей мінеральними добавками практично не спостерігалось при збільшенні вмісту суперпластифікатора до

Таблиця 1. Вплив добавок на міцність дрібнозернистих бетонів на гранітних відсівах

№ серії	Суперпластифікатор, мас. %	Мінеральна добавка, мас. %	Водоцементне відношення	Осадка конуса, см	Міцність при стиску (МПа), у віці (діб)		
					3	7	28
0	-	-	0,5	12	25	34	45
1	Melflux 2651F, 0,5%	-	0,32	12	63	71	78
2	Sika VC 225P, 0,5%	-	0,34	14	45	69	76
3	Melflux 2651F, 0,5%	метакаолін, 5%	0,37	12	43	48	53
4	Melflux 2651F, 0,5%	мікрокремнезем, 5%	0,35	13	40	56	62
5	Melflux 2651F, 1%	метакаолін, 5%	0,35	13	60	75	85
6	Melflux 2651F, 1%	мікрокремнезем, 5%	0,33	14	58	80	90



1%. Підвищення міцності бетону, що викликане високоактивними мінеральними добавками при низьких значеннях В/Ц, підтверджують дані [8].

Для кількісного оцінювання впливу факторів складу на властивості високоміцного дрібнозернистого бетону на гранітних відсівах були реалізовані алгоритмізовані досліди за планом ВЗ [9]. В якості варійованих факторів вибрані: витрата суперпластифікатора полікарбоксилатного типу Melflux 2651f (Д, % (x_1)), вміст частинок менше 0,16 мм у відсівах ($m_{0,16}$, % (x_2)), витрата метаксаоліну (МК, % (x_3)). Умови планування експериментів приведені в табл. 2. В дослідках використовували відсів з відкоригованим зерновим складом. Склад бетону, за виключенням варійованих добавок, при проведенні експериментів був прийнятий постійним (Ц=545 кг/м³, З=1640 кг/м³). Визначали такі параметри: В/Ц бетонної суміші, що необхідне для досягнення марки за рухомістю Р4 (ОК=16-21 см) і границя міцності бетону при стиску у віці 1 (f_c^1) і 28 (f_c^{28}) діб.

Рівняння регресії для зазначених параметрів залежно від значення варійованих факторів мають вид:

$$B/C = 0,35 - 0,079x_1 + 0,02x_2 + 0,052x_3 + 0,026x_1^2 - 0,014x_2^2 + 0,011x_3^2 - 0,018x_1x_2 - 0,03x_1x_3 + 0,003x_2x_3; (1)$$

$$f_c^1 = 21,99 + 2,71x_1 + 0,34x_2 + 0,19x_3 - 0,828x_1^2 + 0,022x_2^2 - 2,37x_3^2 + 0,538x_1x_2 - 0,063x_1x_3 - 0,113x_2x_3; (2)$$

$$f_c^{28} = 64 + 6,64x_1 + 2,7x_2 + 6,3x_3 - 1,1x_1^2 - 4,724x_2^2 - 8,326x_3^2 + 4,1x_1x_2 + 6,8x_1x_3 - 4,0x_2x_3. (3)$$

Усі варійовані фактори, як слідує з аналізу рівнянь (1 і 2), викликають суттєві зміни водопотреби бетонної суміші і, як наслідок, В/Ц і міцності бетону. За величиною досягнутого ефекту фактори можна проранжувати у послідовності:

$$x_1 (Д) > x_3 (МК) > x_2 (m_{0,16}).$$

Найбільш значними взаємодіями факторів у рівнянні (1) є «витрата суперпластифікатора – вміст метаксаоліну» і «витрата суперпластифікатора – вміст частинок <0,16 мм», що підтверджують можливість нівелювання негативного впли-

Таблиця 2. Умови планування експериментів для отримання рівнянь (1-3)

№ з/п	Фактори		Рівні варіювання			Інтервал варіювання
	Натуральний вид	Кодований	-1	0	1	
1	витрата суперпластифікатора Melflux 2651f, (Д, %)	x_1	0	0,35	0,7	0,35
2	вміст частинок менше 0,16 мм у відсівах ($m_{0,16}$, %)	x_2	0	6	12	6
3	вміст метаксаоліну (МК, %)	x_3	0	4	8	4

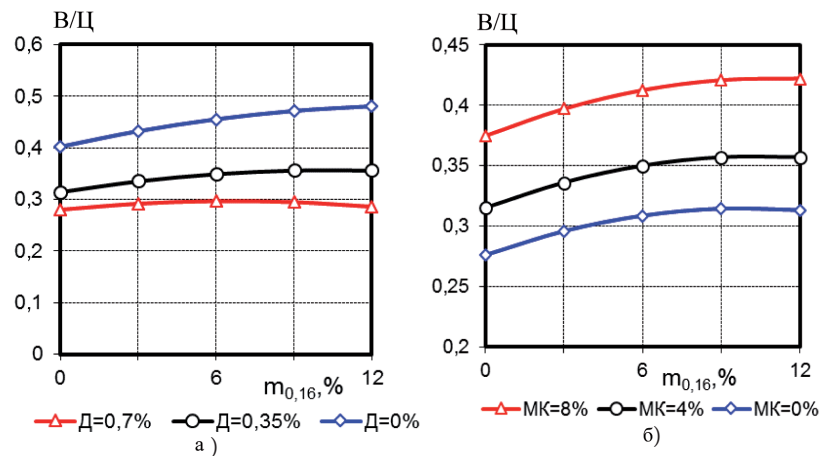


Рис. 1. Залежність водоцементного відношення бетону від: вмісту частинок <0,16 та вмісту суперпластифікатора (а); вмісту частинок <0,16 та вмісту метаксаоліну (б)

ву у відсівах дисперсних частинок за рахунок суперпластифікатора при низьких значеннях В/Ц (рис. 1).

Графічні залежності (рис. 2), що отримані аналізом відповідної експериментально-статистичної моделі, свідчать про можливість отримання при заданих умовах дрібнозернистого бетону на гранітних відсівах з максимальною міцністю у віці 28 діб 72-75 МПа. Максимальне підвищення міцності спостерігається при оптимальних значеннях факторів x_1 і x_2 . При

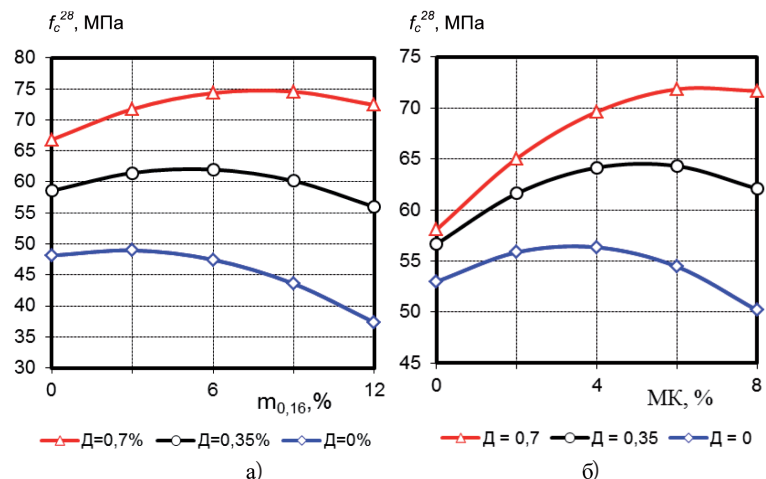


Рис. 2. Залежність міцності дрібнозернистого бетону у віці 28 діб від кількості суперпластифікатора і вмісту частинок <0,16 мм у відсівах (а), метаксаоліну (б)



цьому ефект зміни фактора x_2 вмісту частинок $< 0,16$ мм у варійованих границях майже у 2 рази менше ніж витрати суперпластифікатора. Збільшення вмісту суперпластифікатора (x_1) призводить до практично лінійного зростання міцності, що, в основному, відповідає характеру зміни досягнутого В/Ц бетонної суміші. Для факторів x_2 і x_3 (вплив дисперсних мінеральних наповнювачів) характерна наявність у рівняннях міцності суттєвих квадратичних ефектів зі знаком «-», що свідчить про наявність граничної області їх ефективної дії. Зі збільшенням вмісту суперпластифікатора ефект дисперсних мінеральних компонентів (гранітного пилу і метакаоліну) суттєво зростає. В складах, що не містять добавку суперпластифікатора, збільшення частинок $< 0,16$ мм у відсівах до (4-5)% практично не впливає на міцність бетону. При подальшому підвищенні вмісту пиловидних частинок міцність знижується на (23-25)%.

Введення добавки Melflux 2651F сприяє позитивному впливу гранітного наповнювача, що викликає при оптимальному поєднанні факторів підвищення міцності бетону на (12-16)%. Ефективний вміст гранітного пилу у відсівах зростає зі збільшенням вмісту суперпластифікатора: при вмісті добавки Melflux 2651F 0,35% позитивний ефект зберігається до (6-7)% вмісту пилу, при максимальному вмісті Melflux 2651F (0,7% від маси цементу) – до (8-9)% вмісту пилу. Метакаолін (фактор x_3), внаслідок високої дисперсності і пуцоланової активності, забезпечує більшу ефективність ніж гранітний пил. Підвищення міцності дрібнозернистого бетону за рахунок метакаоліну становить (35-38)%, що узгоджується з відомими даними [10]. Як і для пиловатої фракції відсівів, ефективність добавки метакаоліну суттєво зростає при введенні суперпластифікатора, хоча підвищення міцності до (8-10)% спостерігається і для непластифікованих сумішей.

Ефект взаємодії факторів (x_2 і x_3) у рівняннях (1)-(3), що характеризують вміст наповнювачів, негативний, що свідчить про зниження їх ефективності при одночасному збільшенні вмісту метакаоліну і кількості гранітних частинок $< 0,16$ мм. У цьому випадку помітне суттєве підвищення водопотреби суміші, що не вдається нейтралізувати за рахунок стеричного ефекту полікарбоксилатного суперпластифікатора при визначеній його кількості. Для проявлення максимального ефекту метакаоліну при отриманні високоміцного дрібнозернистого бетону на гранітних відсівах необхідно, щоб вміст частинок $< 0,16$ мм у відсівах не перевищував (4-5)%, що, узгоджується з вимогами чинного національного стандарту [11].

Найбільшим впливом на досягнення максимальної ранньої міцності (у віці 1 доби) відрізняється фактор x_1 (вміст

суперпластифікатора), вплив інших факторів незначний, він проявляється практично тільки при максимальній кількості пластифікуючої добавки.

Таким чином, при умові використання ефективних суперпластифікаторів полікарбоксилатного типу і додатковому введенні високоактивних мінеральних добавок можна отримати високоміцні дрібнозернисті бетони з використанням як основного заповнювача гранітних відсівів.

Отримані експериментально-статистичні моделі (1-3) дають можливість запропонувати методику розрахунку високоміцного дрібнозернистого бетону з використанням як заповнювача гранітних відсівів.

Для розрахунку Ц/В, що забезпечує задану границю міцності бетону при стиску у певному віці можна використати модифіковане рівняння [12], що враховує вплив активних мінеральних наповнювачів:

$$f_{cm} = AR_u \left(\left(\frac{C}{B} \right)_{np} - b \right), \quad (4)$$

де:

A – коефіцієнт, що враховує якість заповнювача, b – коефіцієнт, що враховує тип бетонної суміші (табл. 3),

$\left(\frac{C}{B} \right)_{np}$ – приведені Ц/В бетону, що враховує кількість і активність мінерального наповнювача.

$\left(\frac{C}{B} \right)_{np}$ розраховується за формулою:

$$\left(\frac{C}{B} \right)_{np} = \frac{C + K_{ц.е.} \cdot H}{B}, \quad (5)$$

де:

C , B , H – витрати (кг/м³) цементу, води і мінерального наповнювача, відповідно,

$K_{ц.е.}$ – коефіцієнт цементуючої ефективності мінерального наповнювача.

В якості наповнювачів бетонної суміші розглядають дисперсні компоненти – вміст пиловидних ($< 0,16$ мм) частинок у відсівах і активні мінеральні добавки.

Показник $K_{ц.е.}$ залежить від особливостей (хіміко-мінералогічного складу, дисперсності, гідралічної активності) наповнювачів, що застосовуються, і зазвичай визначається експериментально. Отримані математичні моделі міцності високоміцного дрібнозернистого бе-

Таблиця 3. Усереднені значення коефіцієнтів рівняння (4)

Характеристика якості заповнювача	Рухомі бетонні суміші	Жорсткі бетонні суміші
висока	$A=0,52$ $b=0,65$	$A=0,52$ $b=0,55$
середня	$A=0,48$ $b=0,65$	$A=0,48$ $b=0,55$
низька	$A=0,44$ $b=0,65$	$A=0,44$ $b=0,55$



тону на гранітних відсівах із застосуванням метакаоліну і ефективного полікарбоксилатного суперпластифікатора (2, 3) дозволили розрахувати відповідні значення $K_{ц.е.}$ (табл. 4).

Для визначення витрати води у високоміцному дрібнозернистому бетоні була побудована номограма, що враховувала вплив суперпластифікатора, активної мінеральної добавки і вмісту частинок $<0,16$ мм (рис. 3).

Витрати цементу знаходимо з виразів:

– без застосування мінеральних наповнювачів:

$$Ц = (Ц / В) \cdot В, \quad (6)$$

– із застосуванням мінеральних наповнювачів:

$$Ц = (Ц / В)_{np} \cdot В - K_{ц.е.} \cdot Н, \quad (7)$$

де:

$Ц, В, Н$ – витрати ($\text{кг}/\text{м}^3$) цементу, води і мінерального наповнювача, відповідно,

$K_{ц.е.}$ – коефіцієнт цементуючої ефективності мінерального наповнювача.

Витрату заповнювачів (гранітних відсівів) знаходимо з рівняння абсолютних об'ємів, враховуючи розрахункові значення витрати цементу і води.

Приклад. Розрахувати склад дрібнозернистого бетону класу за міцністю при стиску В60. Рухомість суміші – Р4 (15-21 см). Матеріали: портландцемент СЕМ І 42,5 (активність цементу $R_{ц} = 50$ МПа, дійсна густина $\rho_{ц} = 3,1$ $\text{г}/\text{см}^3$), гранітний відсів із вмістом пиловатих частинок 10%, (дійсна густина $\rho_{з} = 2,7$ $\text{г}/\text{см}^3$), суперпластифікатор Melflux 2651F.

1. Розраховуємо необхідну середню міцність бетону при стиску у віці 28 діб, що забезпечує клас бетону В60 (при нормативному коефіцієнті варіації 13,5%). З цією метою використовуємо формулу (8):

$$f_{cm}^{28} = В \left(1 - 1,64 \cdot \frac{C_v}{100} \right), \quad (8)$$

де:

C_v – коефіцієнт варіації, %.

$$f_{cm}^{28} = 60 / (1 - 1,64 \cdot 0,135) = 77 \text{ МПа.}$$

2. Враховуючи активність цементу і необхідне значення міцності бетону у віці 28 діб, за формулою (5) находимо необхідне $(Ц/В)_{np}$. Коефіцієнти у формулі приймаємо рівними $A=0,44$, $b=0,65$ – як для заповнювача

Таблиця 4. Розрахунково-експериментальні значення коефіцієнтів цементуючої ефективності метакаоліну і пилу гранітних відсівів при використанні полікарбоксилатного суперпластифікатора

Вміст суперпластифікатора Melflux 2651F, %	Коефіцієнт цементуючої ефективності мінеральних наповнювачів	
	пил гранітного відсіву	метакаолін
0	-0,08	0,12
0,35	0,11	3,22
0,7	0,58	5,89

Кількість суперпластифікатора, %

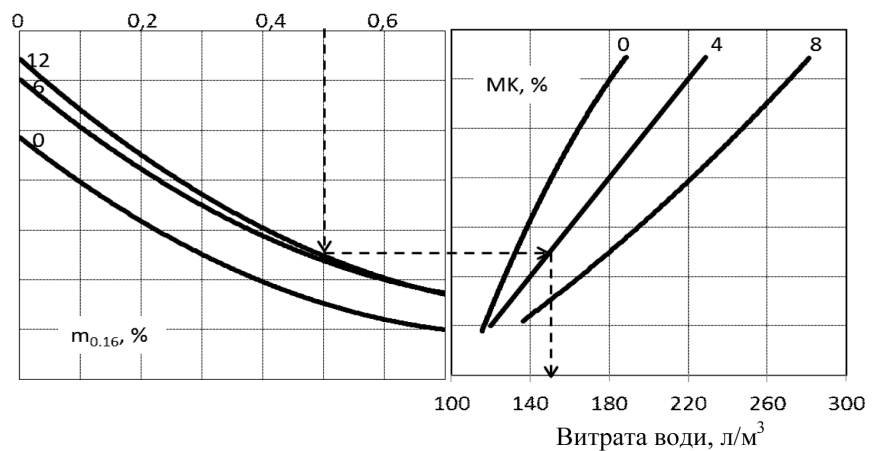


Рис. 3. Номограма для визначення витрати води для дрібнозернистого бетону з використанням гранітних відсівів (ОК=15-21 см)

низької якості при відповідній рухомості суміші (табл. 3).

$$f_{cm}^{28} = 0,44 R_{ц} \left((Ц / В)_{np} - 0,65 \right).$$

$$(Ц / В)_{np} = \left(\frac{f_{cm}^{28}}{0,44 R_{ц}} \right) + 0,65 =$$

$$= \left(\frac{77,1}{0,44 \cdot 50} \right) + 0,65 = 4,16.$$

3. За номограмою (рис. 3) знаходимо витрату води, враховуючи кількість пиловатих частинок у відсівах $В = 185$ $\text{л}/\text{м}^3$.

4. За формулою (6), знаючи витрату води і $(Ц/В)_{np}$ знаходимо витрату цементу без врахування наповнювача:

$$Ц = (Ц / В)_{np} \cdot В = 4,16 \cdot 185 = 768 \text{ кг} / \text{м}^3.$$

5. За формулами (8), (9), (10) знаходимо об'єм цементного тіста, об'єм і масу заповнювача:

$$V_{ц.т.} = \frac{Ц}{\rho_{ц}} + В = \frac{768}{3,1} + 185 = 433 \text{ л;}$$



$$V_3 = 1000 - 433 = 567 \text{ л};$$

$$З = 567 \cdot 2,7 = 1531 \text{ кг} / \text{м}^3.$$

6. Проводимо уточнення складу високоміцного дрібнозернистого бетону при використанні суперпластифікатора Melflux 2651F і враховуємо дисперсну фракцію відсівів як мінеральний наповнювач:
- 6.1. Знаходимо орієнтовну кількість дисперсної фракції відсівів (10% від кількості заповнювача):

$$Н = 0,01 \cdot З = 0,01 \cdot 1531 = 153 \text{ кг}.$$

- 6.2. За номограмою (рис. 3) знаходимо витрату води, що забезпечує задану рухомість, підбираючи ефективну кількість суперпластифікатора.

При кількості суперпластифікатора 0,5% від маси цементу потрібна витрата води складає 135 л.

За табл. 4 знаходимо коефіцієнт цементуючої ефективності для пилюватої фракції відсівів при прийнятій кількості суперпластифікатора: $K_{ц.е.} = 0,35$.

- 6.3. Приймаючи вміст мінерального наповнювача (Н) 153 кг/м³ за формулою (7) розраховуємо уточнену витрату цементу:

$$\begin{aligned} Ц &= (Ц / B)_{np} \cdot B - K_{ц.е.} \cdot Н = \\ &= 4,16 \cdot 135 - 0,35 \cdot 153 = 508 \text{ кг} / \text{м}^3. \end{aligned}$$

- 6.4. Знаходимо витрату заповнювача:

$$V_{ц.т.} = \frac{Ц}{\rho_{ц.т.}} + B = \frac{508}{3,1} + 185 = 433 \text{ л};$$

$$V_3 = 1000 - 433 = 567 \text{ л};$$

$$З = 567 \cdot 2,7 = 1531 \text{ кг} / \text{м}^3.$$

Розрахунковий склад бетону на 1 м³ становить:

- цемент – 508 кг;
- заповнювач (відсіви) – 1893 кг;
- вода – 135 л;
- суперпластифікатор – 2,54 кг.

ВИСНОВКИ

1. Експериментально встановлено, що при використанні суперпластифікаторів полікарбоксилатного типу і додатковому введенні високоактивних мінеральних добавок можна отримати високоміцні дрібнозернисті бетони класів за міцністю до С50/60 з використанням як основного заповнювача гранітних відсівів.
2. На основі отриманих експериментально-статистичних моделей розроблено

методологію, що дає можливість розрахувати склад високоміцного дрібнозернистого бетону з використанням гранітних відсівів як основного заповнювача.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Доповідь про стан навколишнього природного середовища в Рівненській області у 2011 році / Державне управління охорони навколишнього природного середовища. – Рівне, 2011. – 208 с.
2. Использование отсевов дробления изверженных горных пород при производстве щебня / [Нисневич М.А., Легкая Л.П., Торлопова Г.Б. и др.] // Строительные материалы. – 1982. – № 6. – С. 6–7.
3. Павленко С.И. Мелкозернистые бетоны из отходов промышленности / С.И. Павленко. Учеб. пос. – М.: АСВ, 1997. – 176 с.
4. Притула С.Ф. Снижение расходов цемента в бетонах при использовании добавок отсева / С.Ф. Притула // Изв. вузов. Строительство. – 1993. – № 2. – С. 50 – 53.
5. Шейкин А.М. Применение мелких и очень мелких песков в цементном бетоне / А.М. Шейкин // Автомобильные дороги. – 1985. – № 5. – С. – 12-14.
6. Левин Л.И. Применение отсевов дробления в бетонах с эффективными пластификаторами / Л.И. Левин, В.Н. Тарасова, Левина Е.И. // Малоотходная технология при производстве нерудных строительных материалов и облицовочных материалов из природного камня. Материалы семинара. – М.: МДНТП. – 1987. – С. 128 – 134.
7. Ланге Ю.Г. Технология применения в цементобетоне песков с повышенным содержанием тонкодисперсных частиц / Ю.Г. Ланге // Автомобильные дороги. – 1995. – №12. – С. 18 – 20.
8. Батраков В.Г. Модифицированные бетоны / В.Г. Батраков. – М.: Стройиздат, 1990. – 400 с.
9. Вознесенский В.А. Численные методы решения строительно-технологических задач на ЭВМ / В.А. Вознесенский, Т.В. Ляшенко, Б.А. Огарков ; ред. В.А. Вознесенский. – Киев : Вища школа, 1989. – 327 с.
10. Caldarone M.A., Gruber K.A., Burg R.G. High-reactivity metakaolin: a new generation mineral admixture // Conc. Int. – 1994. – № 11. – P. 37-40.
11. Пісок із відсівів дроблення вивержених гірських порід для будівельних робіт. Технічні умови: ДСТУ Б В.2.7-210:2010. – [Чинний від 2011-08-01]. – Київ:



ДП «Укрархбудінформ», 2011. – III, 13 с. – (Національний стандарт України).

12. Дворкин Л.И. Расчетное прогнозирование свойств и проектирование составов бетона / Дворкин Л.И., Дворкин О.Л. - М.: Инфра-Инженерия, 2016. - 386 с.

REFERENCES

1. Dopovid pro stan navkolyshnoho pryrodnoho seredovyshcha v Rivnenskkii oblasti u 2011 rotsi [Report on the state of the environment of Rivne region in 2011]. DUONPS. – 208 p.
2. M. Nysnevych, L. Lehkaia, H. Torlopova. (1982). Yspolzovanye otsefov drobleniyia yzverzhennykh hornykh porod pry proyzvodstve shchebniia. [The use crushed siftings of igneous rocks in the stone production]. Stroytelnye materyaly. #6 – 6-7 p.
3. S. Pavlenko (1997). Melkozernistye betony iz othodov promyshlennosti [Fine-grained concrete from waste industry]. - M.: ASV. - 176 p.
4. S. Pritula (1993). Snizhenie rashodov cementa v betonah pri ispol'zovanii dobavok otseva [Reducing the consumption of cement in concrete by using dropout supplements]. Izv. vuzov. Stroitel'stvo. #2. – 50 – 53 p.
5. A. Shejkin (1985). Primeneniia melkikh i ochen' melkikh peskov v cementnom betone. [The use of fine and very fine sand in the cement concrete]. Avtomobil'nye dorogi. № 5. – 12-14 p.
6. L. Levin, V. Tarasova, E. Levina (1987). Primenenie otsefov drobleniia v betonah s jeffektivnymi plastifikatorami. [The use crushed siftings in concrete with effective plasticizers]. Maloootnodnaja tehnologija pri proizvodstve nerudnykh stroitel'nykh materialov i oblicovochnykh materialov iz prirodnogo kamnja. Materialy seminarov. – M.: MDNTP. – 1987. – S. 128 – 134.
7. Ju. Lange (1995). Tehnologija primineniia v cementobetonne peskov s povyshennym soderzhaniem tonkodispersnykh chastic. [Technology of application in cement concrete of sands with an increased content of fine particles]. Avtomobil'nye dorogi. #12 – 18-20 p.
8. V. Batrakov (1990). Modificirovannye betony. [Modified Concretes]. - M.: Strojizdat. – 400 p.
9. V. Voznesenskij, T. Ljashhenko, B. Ogarkov (1989). Chislennye metody resheniia stroitel'no-tehnologicheskikh zadach na JeVM. [Numerical methods for solving construction-technological problems on a computer]. red. V. A. Voznesenskij. - Kiev: Vishha shkola - 327 p.
10. M. Caldarone, K. Gruber, R. Burg (1994). High-reactivity metakaolin: a new generation mineral admixture // Conc. Int. – № 11. - 37-40 p.
11. Pisok iz vidsiviv droblennja viverzhenih girs'kih porid dlja budivel'nih robit. Tehnichni umovi: DSTU B V.2.7-210:2010 [Sand from the crushed siftings of eruptive rocks for construction work. Specifications]. – [Chunnyi vid 2011-08-01]. – Kyiv: DP “Ukrarhbudininform”, 2011. – III, 13 s. – (Nathionalnyi standart of Ukraine).
12. L. Dvorkin, O. Dvorkin (2016). Raschetnoe prognozirovanie svojstv i proektirovanie sostavov betona [Estimated forecasting of properties and design of concrete compositions].- M.: Infra-Inzhenerija. - 386 p.

Стаття надійшла до редакції 10.08.2017р.



УДК 624.012.45



КОЛЧУНОВ В.І.

Д-р технічних наук, проф.,
Національний авіаційний
університет, м. Київ, Україна,
e-mail: vlik52@ukr.net,
тел. +38 (099) 555-35-14,
ORCID: 0000-0002-8983-521X



ДЕМ'ЯНОВ О.І.

Канд. технічних наук, доц.,
Південно-Західний державний
університет, м. Курськ, Росія,
e-mail: speccompany@gmail.com,
тел. +7 (4712) 22-24-31



ЯКОВЕНКО І.А.

Канд. технічних наук, доц.,
Національний авіаційний
університет, м. Київ, Україна,
e-mail: i2103@ukr.net,
тел. +38 (067) 440-19-39,
ORCID: 0000-0003-4256-9855



ГАРБА М.О.

Аспірант, Національний
авіаційний університет,
м. Київ, Україна,
e-mail: garmih0@gmail.com,
тел. +38 (068) 842-31-80

ПРИВЕДЕННЯ У ВІДПОВІДНІСТЬ ДОСЛІДНИХ ДАНИХ ТРІЩИНОСТІЙКОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ЇХ ТЕОРЕТИЧНИМ ЗНАЧЕННЯМ

АНОТАЦІЯ

У статті поставлено проблему приведення у відповідність значень дослідних і теоретичних параметрів тріщиноутворення залізобетонних конструкцій на прикладі проведених експериментальних досліджень залізобетонних конструкцій при крученні зі згином з урахуванням деформаційних впливів. Отримано дослідні дані тріщиноутворюючого навантаження, значень ширини розкриття тріщин по всьому профілю тріщин, відстаней між ними, що доповнюють наявний експериментальний матеріал. При цьому основний акцент зроблено на основні положення, робочі гіпотези і тонкий інструментарій механіки руйнування, адаптований до залізобетону. Як трансформаційний елемент між залежностями механіки руйнування та теорії залізобетону було обрано двоконсольний елемент. Розроблення такого двоконсольного елемента дозволить уникнути громіздких математичних перетворень із використанням комплексних чисел при виведенні розрахункових залежностей, прийнятних для практичного використання.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: залізобетонні конструкції, тріщиностійкість, ширина розкриття тріщин, експериментальні дослідження, кручення зі згином.

ПРИВЕДЕНИЕ В СООТВЕТСТВИЕ ОПЫТНЫХ ДАНЫХ ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИХ ТЕОРЕТИЧЕСКИМ ЗНАЧЕНИЯМ

КОЛЧУНОВ В.И. Д-р технических наук, проф.,
Национальный авиационный университет,
г. Киев, Украина,
e-mail: vlik52@ukr.net,
тел. +38 (099) 555-35-14,
ORCID: 0000-0002-8983-521X

ДЕМ'ЯНОВ А.И. Канд. технических наук, доц.,
Юго-Западный государственный университет,
г. Курск, Россия,
e-mail: speccompany@gmail.com,
тел. + 7 (4712) 22-24-31

ЯКОВЕНКО И.А. Канд. технических наук,
доц., Национальный авиационный университет,
г. Киев, Украина,
e-mail: i2103@ukr.net,
тел. + 38 (067) 440-19-39,
ORCID: 0000-0003-4256-9855

ГАРБА М.О. Аспирант, Национальный авиационный университет, г. Киев, Украина,
e-mail: garmih0@gmail.com,
тел. + 38 (068) 842-31-80



АННОТАЦИЯ

Поставлена проблема приведения в соответствие значений опытных и теоретических параметров трещинообразования железобетонных конструкций на примере проведенных экспериментальных исследований железобетонных конструкций при кручении с изгибом с учетом деформационных воздействий. Получены опытные данные трещинообразующей нагрузки, значений ширины раскрытия трещин по всему профилю трещин, расстояний между ними, которые дополняют имеющийся экспериментальный материал. При этом основной упор сделан на основные положения, рабочие гипотезы и тонкий инструментарий механики разрушения, адаптированных применительно к железобетону. В качестве трансформационного элемента между зависимостями механики разрушения и теории железобетона был выбран двухконсольный элемент. Разработка такого двухконсольного элемента позволит избежать громоздких математических преобразований с использованием комплексных чисел при выводе расчетных зависимостей, приемлемых для практического использования.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: железобетонные конструкции, трещиностойкость, ширина раскрытия трещин, экспериментальные исследования, кручение с изгибом.

BRINGING THE EXPERIMENTAL DATA OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES CRACK RESISTANCE IN CORRESPONDENCE WITH THEIR THEORETICAL VALUES

KOLCHUNOV V.I. Dr. Prof., National Aviation University, Kyiv, Ukraine,
e-mail: vlik52@ukr.net,
tel.: + 38 (099) 555-35-14,
ORCID: 0000-0002-8983-521X

DEMIANOV A.I. PhD, Ass. Prof., South-West State University, Kursk, Russia,
e-mail: speccompany@gmail.com,
tel. +7 (4712) 22-24-31

IAKOVENKO I.A. PhD, Ass. Prof., National Aviation University, Kyiv, Ukraine,
e-mail: i2103@ukr.net,
tel. + 38 (067) 440-19-39,
ORCID: 0000-0003-4256-9855

GARBAM.O. PG student, National Aviation University, Kyiv, Ukraine
e-mail: garmih0@gmail.com,
tel. + 38 (068) 842-31-80,

ABSTRACT

The problem of bringing the experimental values of crack resistance parameters of reinforced concrete structures into compliance with the theoretical ones is stated as exemplified by the conducted research of reinforced concrete structures in torsion with

bending taking into account the deformation effects. The experimental data of the crack-forming load, the values of crack opening width along the entire profile of cracks, the distances between them which substantially supplement the existing experimental material are obtained. At the same time, the main emphasis is made on the general principles, working hypotheses and precise tools of fracture mechanics applied to reinforced concrete. A two-console element was chosen as a transformational element between the dependencies of fracture mechanics and the dependencies of the reinforced concrete theory. The development of such a two-console element allows avoiding lengthy mathematical transformations using complex numbers in deriving computational dependencies acceptable for practical use.

KEY WORDS: reinforced concrete structures, crack resistance, crack opening width, experimental studies, torsion with bending.

ВВЕДЕНИЕ

Проблема приведения в соответствие значений опытных и теоретических параметров определяется целями и задачами экспериментальных исследований и связана с инструментарием измерения опытных значений исследуемых параметров.

Использование базовых положений сопротивления материалов, теории упругости и пластичности, строительной механики, математического анализа, а также теории железобетона обеспечивает достоверность искомых параметров.

Применительно к интегральным параметрам, например, прогибам теории железобетона, их опытные и теоретические значения при сопоставлении дают вполне удовлетворительные результаты, но, рассматривая такой дифференциальный параметр как ширина раскрытия трещин, этого не наблюдается, различия могут достигать 400% и более. Приборный инструментарий для измерения трещин, прошедший метрологическую поверку и калибровку (микроскоп), позволяет получить опытные значения ширины раскрытия трещин на порядок точнее по сравнению с методами теории железобетона.

До настоящего времени целым рядом исследователей сделано множество корректировок такого несоответствия с помощью введения многочисленных коэффициентов и эмпирических зависимостей. Нормативные документы по расчету железобетонных конструкций, которые работают лишь в узком диапазоне изменения расчетных параметров, требуют постоянного и трудоемкого экспериментирования.

Решение обозначенной проблемы постоянно откладывалось на протяжении многих десятилетий, в виду чрезвычайной сложности и неразработанности механики железобетона, а также по причине того, что трещиностойкость относится ко второй, менее опасной группе предельных состояний.



В силу вышеизложенных причин, указанная, давно созревшая проблема не считалась первоочередной.

В действующих нормативных документах, расчет по ширине раскрытия трещин в целом ряде случаев становится определяющим даже при подборе рабочего армирования. Обеспечение соответствующей категории трещиностойкости необходимо при эксплуатации железобетонных конструкций в средах различной агрессивности, т. к. трещины приводят к существенному увеличению скорости коррозии.

Таким образом, откладывание решения поставленной проблемы приводит к существенным затратам. Проблема требует комплексного экспериментально-теоретического решения в условиях не только силового, но и деформационного нагружения.

АНАЛИЗ ПРОВЕДЕННЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ И ПУБЛИКАЦИЙ

При постановке экспериментальных исследований в условиях деформационного воздействия, авторы выполнили анализ проведенных в последние годы экспериментов в условиях силового нагружения, увязывая их с актуальными задачами современного капитального строительства. При повышении этажности и архитектурной выразительности зданий и сооружений, большинство железобетонных конструкций работают в условиях сложного напряженно-деформированного состояния – кручения с изгибом.

Проведенный анализ показывает, что под руководством Демьянова А.И. (Юго-Западный государственный университет (ЮЗГУ), г. Курск) [1, 2], такие исследования выполнены в Брянской государственной инженерно-технологической академии [3–5], Российском университете транспорта (МИИТ), г. Москва [1, 2], Испытательном центре г. Орла и др. В ЮЗГУ проводят исследования [6] железобетонных конструкций прямоугольного сечения на силовые воздействия при варьировании длины, соотношений изгибающего и крутящего момента и поперечных сил, классов бетонов (в том числе составных).

ПОСТАНОВКА ЗАДАЧИ

При разработке программы и метода исследований железобетонных конструкций, испытываемых на деформационные воздействия, за основу были приняты геометрические раз-

меры, классы бетонов и армирования, совпадающие с указанными исследованиями. Такой подход дает возможность кроме экономии, связанной с затратами на многочисленные эксперименты, существенно увеличить статистическую выборку при проведении анализа результатов экспериментов. Экспериментальные исследования на деформационные воздействия выполняли на кафедре компьютерных технологий строительства Национального авиационного университета. В лаборатории строительных конструкций разработана экспериментальная установка (рис. 1, 2), позволяющая проводить экспериментальные исследования с заданием деформационного воздействия.

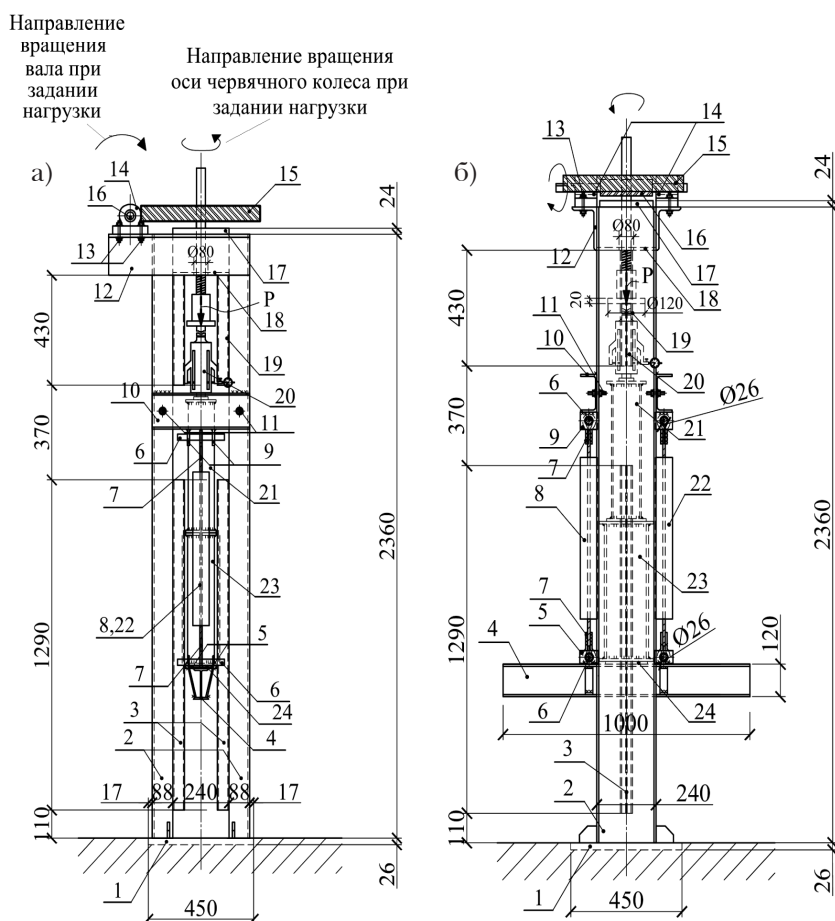


Рис. 1. Экспериментальная установка для проведения исследований с заданием деформационного воздействия:
а – боковой вид; б – фронтальный вид;

1 – опорная стальная плита; 2 – стойка, выполненная из швеллера № 24; 3 – уголок стальной равнополочный; 4 – траверса для передачи нагрузки на двутавр № 12; 5 – уголок стальной равнополочный; 6 – стальной круг; 7 – петля, приваренная к концу арматурного стержня конструкции; 8 – пример центрально-растянутой конструкции; 9 – пластина; 10 – швеллер № 14; 12 – уголок стальной неравнополочный; 13 – шпилька, закрепленная; 14 – опоры для червячного вала системы передачи нагрузки; 15 – червячное колесо со стальным цилиндром; 16 – червячный стальной вал; 17 – пластина (220×24×260 мм); 18 – пластина (240×20×240 мм с отверстием Ø80 мм); 19 – уголок равнополочный (50×5, l=430 мм); 20 – динамометр (50 тс) механический, работающий на сжатие с ИЧТ-10; 21 – штамп (l=700 мм); 22 – конструкция серии ЦР-VII-2; 23 – штамп; 24 – стальная пластина



– **I группа** – тензорезисторы, устанавливали по высоте поперечного сечения экспериментальных железобетонных конструкций (в том числе составных) основных серий в фибровых волокнах, в местах определения нулевой точки, т. е. перехода от удлинения к укорочению, а также на берегах шва (на расстоянии 5 мм от шва) между разными бетонами и в слоях, прилегающих к шву между бетонами на расстоянии 10 мм между их центрами;

– **II группа** – розетки (рис. 3), образованные четырьмя тензорезисторами под углом 45° , устанавливались в зоне сечения конструкций, расположенных на расстоянии 40 мм от шва между бетонами и на удалении 40 мм от вертикальной оси симметрии конструкции;

– **III группа** – тензорезисторы,

Рис. 2. Экспериментальная установка (с заданием деформационного воздействия) для проведения исследований железобетонных конструкций (в том числе составных) прямоугольного сечения при кручении с изгибом: а – фронтальный вид; б – боковой вид

ОСНОВНОЙ МАТЕРИАЛ И РЕЗУЛЬТАТЫ

Основным рабочим органом этой установки является зубчатый упорный редуктор, развитый в радиальном направлении, позволяющий плавно и фиксировано осуществлять задание деформационных воздействий, замеряемых с помощью индикатора часового типа с ценой деления 0,001 мм (рис. 2). Жесткость установки значительно выше (позиции 1, 2, 14, 15 и др., рис. 1) жесткости железобетонной конструкции.

Железобетонные образцы испытывали в горизонтальном положении (со свободным доступом к растянутой зоне), что позволяет детально изучить картину образования, развития и раскрытия трещин. Испытательная установка позволяет реализовывать намеченную схему нагружения с заданной длиной и варьированием плеча приложения нагрузки (рис. 2).

Исследования такого дифференциального параметра, как ширина раскрытия трещин, проводили с позиции механики разрушения, что находит отражение в проведении эксперимента.

При разработке метода экспериментальных исследований были предусмотрены четыре группы тензорезисторов на основные опытные железобетонные составные конструкции и на вспомогательные составные призмы из бетонов различных классов:

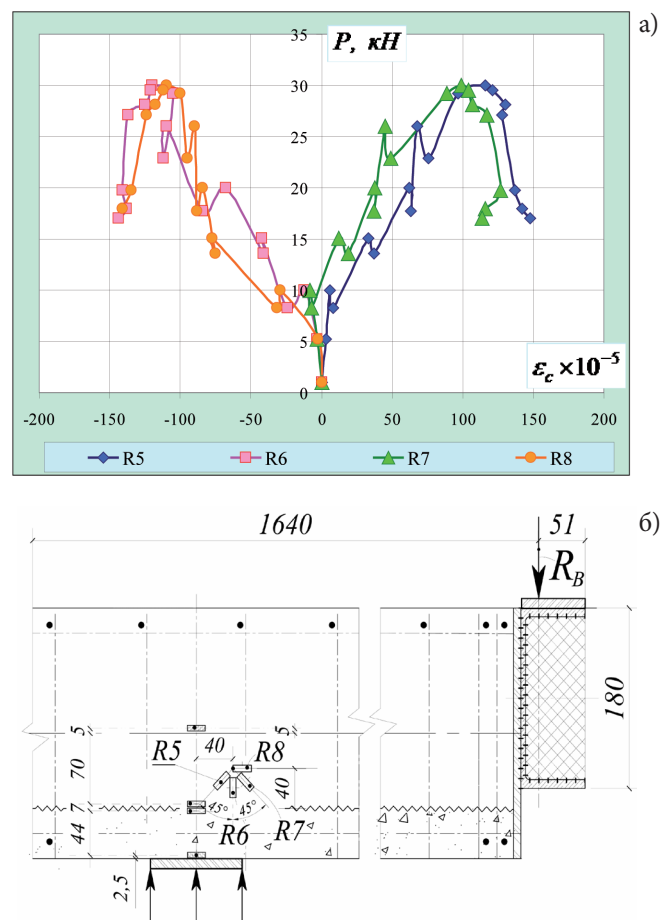


Рис. 3. Графики зависимости деформаций сжатого бетона (а) по показаниям розетки тензорезисторов от нагрузки в (б) на удалении 40 мм от шва между бетонами и средней вертикальной оси опытной составной конструкции второй серии ИКПС-П-1,6(2)



установленные на берегах образованных трещин на уровне оси растянутой арматуры и на уровне нейтральной оси между бетонами;

– **IV группа** – тензорезисторы, устанавливаемые на вспомогательные составные призмы).

Целью установки электротензорезисторов (рис. 3) является изучение распределения деформаций по высоте сжатой зоны и в окрестности, прилегающей к шву, определения размеров сжатой зоны и фактической высоты развития трещин.

Для повышения достоверности экспериментальных данных работа тензорезисторов дублируется (там, где это возможно) с помощью механических приборов (с ценой деления 0,001 мм) (рис. 4). При этом также устанавливаются механические приборы вдоль оси наиболее растянутой арматуры (рис. 4, б), которые дают возможность определить средние деформации арматуры и в сочетании с другими механическими приборами и тензорезисторами, – проверить гипотезу плоских сечений в сечении 3–3 для средних деформаций в пределах каждого из составляющих стержней.

Для измерения максимальных прогибов устанавливали прогибомеры (с ценой деления 0,01 мм). С целью исключения влияния окружающего бетона на положение гаек при деформациях, на гайки надевали специальные резиновые трубки перед бетонированием, а торцы гаек фиксировали герметиком.

Перед началом испытаний производили тщательное освидетельствование конструкции, т.е. отмечали начальные трещины, раковины, искривления и пр. В процессе кратковременного нагружения отсчеты по механическим приборам и датчикам снимали дважды: сразу после приложения нагрузки и после ее выдерживания.

Перед ожидаемым моментом трещинообразования (рис. 5) растянутую зону каждой балки тщательно осматривали, появление трещин фиксировали визуально и с помощью микроскопа МПБ-2 с 24-х кратным увеличением и ценой деления 0,05 мм с точностью до 0,025 мм. По мере дальнейшего нагружения проводили наблюдения за появлением новых трещин и развитием уже имеющихся; замеряли ширину раскрытия трещин на двух боковых гранях в выше отмеченных уровнях вдоль всего профиля трещины. По результатам исследований построены графики зависимости трещинообразующей нагрузки экспериментальных образцов сплошного и составного поперечного сечения от их длины (рис. 5, табл. 1).

Их анализ показывает, что с увеличением длины образца (и увеличением приложения силы, т.е. плеча крутящего момента), значение трещинообразующей нагрузки уменьшается как для образцов сплошного, так и для образцов составного сечения.

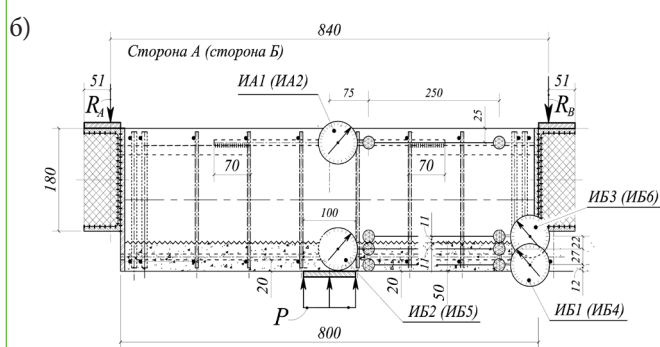
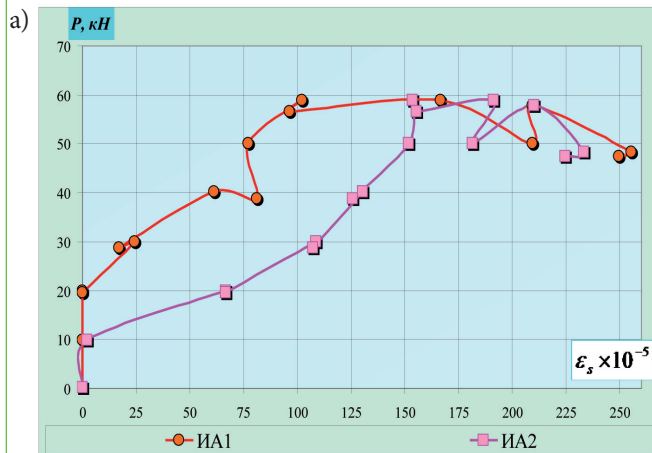


Рис. 4. Графики зависимости деформаций растянутой арматуры (а) по показаниям механических приборов ИА1(ИА2) от нагрузки в $\text{кН} \times 10^{-3}$ (б) в опытной составной конструкции первой серии ИКПС–I–0,8(2)

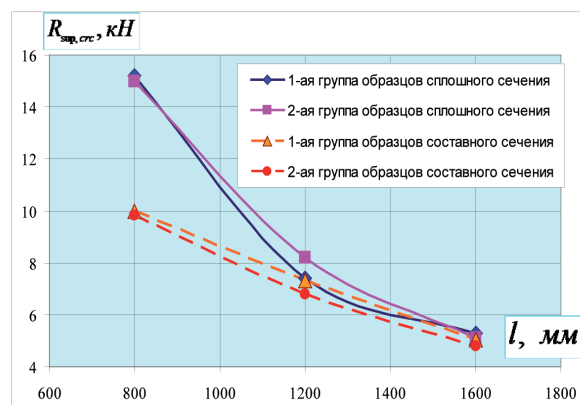


Рис. 5. Графики зависимости трещинообразующей нагрузки $R_{sup,срс}$ экспериментальных образцов сплошного и составного поперечного сечения от их длины

Зарисовки трещин производили на специальных планшетах. Во время проведения экспериментальных исследований, с помощью микроскопа МПБ-2 замеряли ширину раскрытия трещин на уровне оси продольной рабочей арматуры и поперечных стержней, а также в нескольких местах по направлению развития трещины (табл. 1).



Таблица 1. Экспериментальные параметры трещиностойкости железобетонных конструкций (в том числе составных) при кручении с изгибом

Шифр образца	$R_{sup, crc}$, кН	$R_{sup, max}$, кН	P_{max} , кН	Степень нагружения, $\frac{P_i}{P_{max}}$	Трещины первого уровня (значения в мм)					Трещины второго уровня (значения в мм)				
					$a_{crc.1}$	$a_{crc.2}$	$a_{crc.3}$	$a_{crc.4}$	l_{crc}^I	$a_{crc.1}$	$a_{crc.2}$	$a_{crc.3}$	$a_{crc.4}$	l_{crc}^{II}
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
ИКП-I-0,8(1)	15,02	34,25	69,5	0,58	0,05	0,1	0,075	—	433	—	—	—	—	—
				0,72	0,1	0,15	0,15	—	236	0,05	0,075	0,15	—	161
				0,86	0,15	0,2	0,25	—	236	0,1	0,1	0,15	—	88
ИКП-I-0,8(2)	15,0	31,95	63,9	0,47	0,1	0,05	—	—	456	—	—	—	—	—
				0,63	0,1	0,1	0,1	—	212	0,1	0,15	0,15	—	172
				0,78	0,3	0,3	0,4	—	212	0,15	0,2	0,2	—	102
ИКПС-I-0,8(1)	10,0	24,32	48,6	0,41	—	0,05	0,1	—	340	—	—	—	—	—
				0,62	0,15	0,3	0,2	0,2	192	—	0,1	0,1	0,05	124
				0,82	0,2	0,35	0,45	0,	192	0,05	0,1	0,15	0,1	76
ИКПС-I-0,8(2)	9,82	29,46	58,9	0,51	—	0,1	0,15	0,05	424	—	—	—	—	—
				0,68	0,05	0,15	0,3	0,1	158	—	0,05	0,15	0,075	136
				0,85	0,25	0,4	1,05	0,25	158	0,15	0,3	0,35	0,3	75
ИКП-II-1,6(1)	5,3	15,85	31,7	0,33	—	0,1	0,1	—	470	—	—	—	—	—
				0,46	0,05	0,15	0,2	—	174	0,05	0,15	0,25	—	165
				0,67	0,2	0,25	0,4	—	174	0,15	0,25	0,4	—	85
ИКП-II-1,6(2)	5,1	16,4	32,8	0,61	0,075	0,1	—	—	470	0,05	0,1	0,2	—	226
				0,76	0,15	0,2	0,2	—	106	0,1	0,15	0,2	—	226
				0,91	0,8	1,0	0,7	—	106	0,6	0,5	0,5	—	144
ИКПС-II-1,6(1)	5,0	12,0	24,0	0,42	—	0,05	0,1	—	229	—	—	—	—	—
				0,66	0,1	0,2	0,2	0,1	94	—	0,1	0,1	0,1	116
				0,83	0,25	0,25	0,25	0,35	94	0,1	0,2	0,1	0,25	48
ИКПС-II-1,6(2)	5,0	15,0	30,0	0,50	0,05	0,1	0,15	0,05	242	—	—	—	—	—
				0,67	0,1	0,3	0,2	0,05	242	—	0,05	0,1	0,05	96
				0,87	0,1	0,2	0,2	0,2	242	0,05	0,2	0,2	0,1	55
ИКП-III-1,2(1)	7,4	18,2	36,4	0,41	—	0,05	0,1	—	315	—	—	—	—	—
				0,55	0,1	0,2	0,2	—	248	—	0,1	0,1	—	135
				0,82	0,25	0,4	0,5	—	248	0,1	0,25	0,3	—	71
ИП-III-1,2(2)	19,8	63,7	127,4	0,46	0,05	0,05	0,1	—	577	—	—	—	—	—
				0,71	0,1	0,25	0,1	—	577	—	0,1	0,1	—	324
				0,86	0,15	0,3	0,1	—	577	—	1,2	0,8	—	115
ИКПС-III-1,2(1)	7,3	16,7	33,4	0,44	0,05	0,1	0,1	0,05	—	—	—	—	—	—
				0,60	0,15	0,2	0,1	0,075	162	0,05	0,15	0,15	—	134
				0,90	0,2	0,3	0,4	0,2	162	0,1	0,2	0,3	0,2	68
ИКПС-III-1,2(2)	6,8	17,5	35,1	0,28	—	—	0,05	—	492	—	—	—	—	—
				0,57	0,1	0,2	0,1	0,1	492	—	0,1	0,05	—	244
				0,88	0,2	0,5	0,35	0,3	492	0,15	0,25	0,8	0,2	165

Примечание: $a_{crc.1}$ – ширина раскрытия трещин на уровне оси рабочей арматуры, мм; $a_{crc.2}$ – то же, на удалении трех диаметров от оси рабочей арматуры, мм; $a_{crc.3}$ – то же, на уровне середины высоты сечения, мм; $a_{crc.4}$ – то же, на уровне шва между разными бетонами; l_{crc}^I – расстояние между трещинами первого уровня на ступени нагружения на уровне оси рабочей арматуры, l_{crc}^{II} – расстояние между трещинами второго уровня на ступени нагружения на уровне оси рабочей арматуры, мм



Примеры картины трещин, их раскрытие и распространение на каждой ступени показаны на рис. 6, 7.

ВЫВОДЫ И ПЕРСПЕКТИВЫ ДАЛЬНЕЙШИХ РАЗРАБОТОК.

1. Проведенные экспериментальные исследования позволили получить опытные данные трещинообразования, схемы развития и раскрытия трещин, опытные деформации рабочей арматуры, бетона, ширину раскрытия трещин вдоль всего профиля развития трещины, расстояния между трещинами при действии сложного сопротивления – кручения с изгибом, что дополняет имеющийся экспериментальный материал.

2. Обозначены пути приведения в соответствие опытных параметров трещиностойкости железобетона, определяемых с помощью микроскопа их теоретическим значениям, получаемых на основе разрабатываемых расчетных моделей сопротивления. При этом основной упор сделан на основные положения,

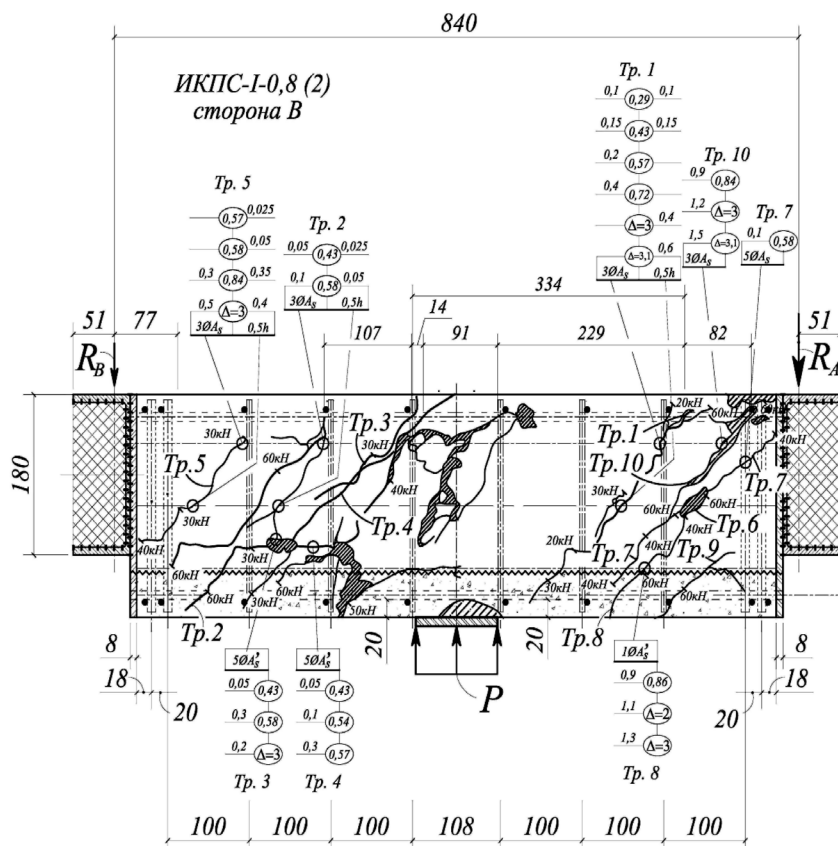


Рис. 6. Схема трещин опытной конструкции первой серии ИКПС-I-0,8 (2) на стороне В (в овалах показаны отношения между нагрузкой на ступени и разрушающей нагрузкой, а также перемещения Δ в мм, задаваемые конструкции после прохождения разрушения – ниспадающая ветвь деформирования на диаграмме σ - ϵ)

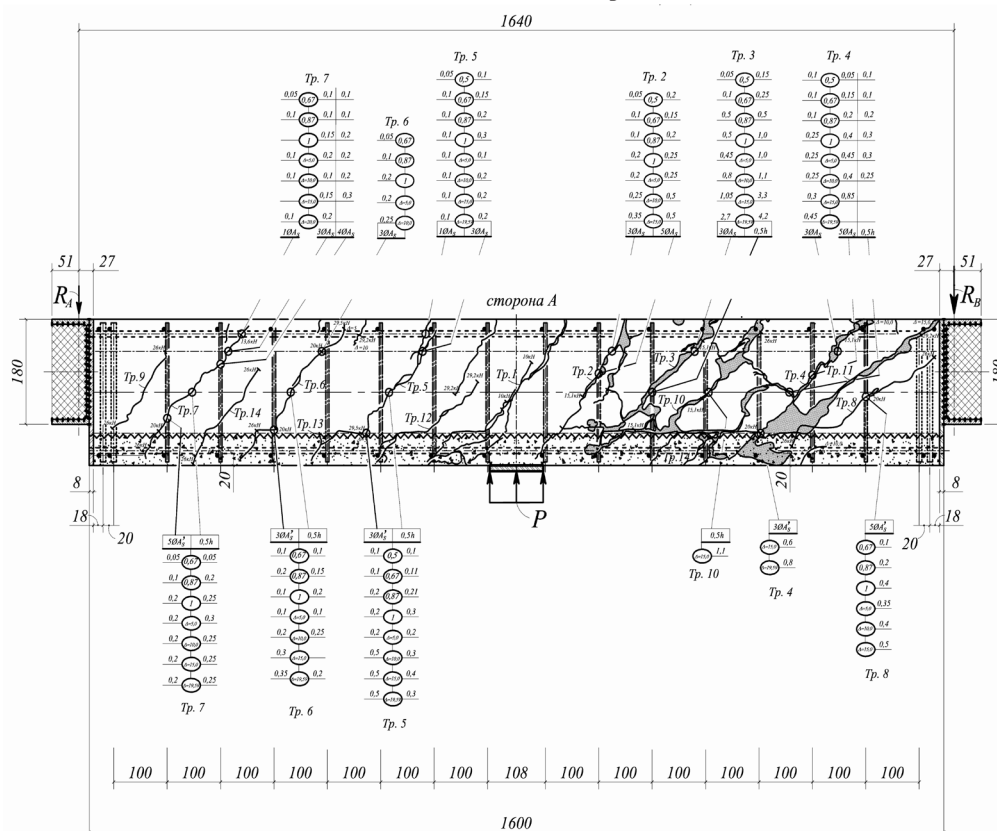


Рис. 7. Схема трещин опытной конструкции второй серии ИКПС-I-1,6 (2) на стороне А (в овалах показаны отношения между нагрузкой на ступени и разрушающей нагрузкой, а также перемещения Δ в мм, задаваемые конструкции после прохождения разрушения – ниспадающая ветвь деформирования на диаграмме σ - ϵ)



рабочие гипотезы и тонкий инструментарий механики разрушения, адаптированные применительно к железобетону. В качестве трансформационного элемента между зависимостями механики разрушения и теории железобетона был выбран двухконсольный элемент. Разработка такого двухконсольного элемента позволит избежать громоздких математических преобразований с использованием комплексных чисел при выводе расчетных зависимостей, приемлемых для практического использования.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Демьянов А.И. Экспериментальные исследования деформирования железобетонных конструкций при кручении с изгибом / А.И. Демьянов, В.И. Колчунов, А.А. Покусаев // Строит. механика инженерных конструкций и сооружений. – 2017. – № 6. – С. 37–44.
2. Демьянов А.И. Экспериментальные исследования железобетонных конструкций при кручении с изгибом / А.И. Демьянов, А.С. Сальников, В.И. Колчунов // Стр-во и реконструкция. – 2017. – № 4 (72). – С. 17–26.
3. Колчунов В.И. Экспериментальные исследования трещинообразования железобетонных конструкций при кручении с изгибом / В.И. Колчунов, А.С. Сальников // Стр-во и реконструкция. – 2016. – № 3 (65). – С. 24–32.
4. Сальников А.С. Расчетная модель образования пространственных трещин первого вида при кручении с изгибом / А.С. Сальников, В.И. Колчунов, И.А. Яковенко // Пром. и гражданское стр-во. – 2015. – № 3. – С. 35–40.
5. Salnikov A., Kolchunov V., Yakovenko I. (2015). The computational model of spatial formation of cracks in reinforced concrete constructions in torsion with bending. Applied Mechanics and Materials. - Vols. 725-726. - pp. 784–789.
6. Расчетные модели статико-динамического деформирования железобетонной конструкции при кручении с изгибом в момент образования пространственной трещины / [А.И. Демьянов, В.И. Колчунов, А.С. Сальников, М.М. Михайлов] // Стр-во и реконструкция. – 2017. – № 3 (71). – С. 13–22.

REFERENCES

1. Demianov A.I., Kolchunov V.I., Pokusaev A.A. (2017). The experimental studies of deformation of reinforced concrete structures in torsion with bending. Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings. Vol. 6, pp. 37–44 (in Russian).
2. Demianov A.I. Pokusaev A.A., Kolchunov V.I. (2017). The experimental studies of reinforced concrete structures in torsion with bending. Buildings and Reconstruction. Vol. 4 (72), pp. 17–26 (in Russian).
3. Kolchunov V.I. Salnikov A.S. (2016). The experimental studies of cracking of reinforced concrete structures under torsion with bending. Buildings and Reconstruction. Vol. 3 (65), pp. 24–32 (in Russian).
4. Salnikov A.S., Kolchunov V.I., Yakovenko I.A. (2015). The calculation model of the first type spatial cracks formation under the action torsion with bending. Industrial and Civil Engineering. Vol.3, pp. 35–40 (in Russian).
5. Salnikov A., Kolchunov V., Yakovenko I. (2015). The computational model of spatial formation of cracks in reinforced concrete constructions in torsion with bending. Applied Mechanics and Materials. - Vols. 725-726. - pp. 784–789 (in English).
6. Demianov A.I, Kolchunov V.I., Salnikov A.S, Mihailov M.M. (2017). The calculation models of static and dynamic deformation reinforced concrete constructions in torsion with bending at the time of the spatial crack formation. Buildings and Reconstruction. Vol. 3 (71), pp. 13–22 (in Russian).

Статья поступила в редакцию 04.09.2017 г.



УДК 624.012.36/46



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



КАРПЮК В.М.

Д-р технічних наук, проф.,
Одеська державна академія
будівництва та архітектури,
м. Одеса, Україна,
e-mail: v.karpiuk@ukr.net,
тел. +38 (067) 486-56-74,
ORCID: 0000-0002-4088-6489



АГАЄВА О.А.

Аспірант, Одеська державна
академія будівництва та
архітектури,
м. Одеса, Україна,
e-mail: o.ahaieva@gmail.com,
тел. +38 (063) 726-17-13,
ORCID: 0000-0003-0346-0806

РОЗРАХУНОК НАДІЙНОСТІ ПРОГІННИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ ЗА МІЦНІСТЮ НОРМАЛЬНИХ ПЕРЕРІЗІВ

АНОТАЦІЯ

Статтю присвячено проблемі управління надійністю попередньо напружених згинальних залізобетонних елементів на стадії проектування з метою досягнення її оптимального рівня. Відповідно до цього, надійність конструкції пропонується розглядати з імовірісно-статистичних позицій, вважаючи фізико-механічні характеристики матеріалів випадковими величинами. В якості змінюваних вихідних даних були прийняті клас бетону, клас і кількість арматури. Граничний згинальний момент, що сприймається нормальним перерізом елемента, визначали на підставі деформаційно-силової моделі опору залізобетону. Для отримання значень коефіцієнта варіації несучої здатності та показника надійності використовували метод статистичних випробувань (метод Монте-Карло). За результатами числового експерименту було проведено комплексний аналіз впливу параметрів, що варіюються, на мінливість міцності та надійності прогінних залізобетонних конструкцій. Визначено, що обидві величини в достатній мірі залежні як від класу та кількості робочої арматури, так і від класу бетону. Ступінь ефективності кожного фактора в управлінні надійністю кількісно визначали її відносним показником, що вказує напрямок необхідної зміни вихідних характеристик з метою наближення розрахункового значення надійності до оптимального. Крім того, було досліджено спільну спрямованість зміни несучої здатності та надійності попередньо напруженого елемента при зростанні або спаданні того чи іншого

параметра. Встановлено, що збільшення граничного згинального моменту за рахунок підвищення міцності бетону, класу та кількості робочої арматури не завжди супроводжується збільшенням показника надійності елемента за міцністю нормальних перерізів, а в окремих випадках призводить до його суттєвого зменшення. Отримані дані збіглися з результатами, наявними для згинальних залізобетонних конструкцій з ненапруженою арматурою. Зазначений підхід, у підсумку, дозволяє отримувати раціональні проектні рішення, забезпечуючи необхідну надійність споруд без перевитрат матеріалів і коштів.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: проектна надійність, управління, оптимальний рівень, ймовірнісний розрахунок, несуча здатність, коефіцієнт варіації, метод Монте-Карло, попередньо напружена арматура, прогінні конструкції.

РАСЧЕТ НАДЕЖНОСТИ ПРОЛЕТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ПРОЧНОСТИ НОРМАЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ

КЛИМЕНКО Є.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

КАРПЮК В.М. Д-р технических наук, проф., Одесская государственная академия строительства и архитектуры, г. Одесса, Украина,



e-mail: v.karpiuk@ukr.net,
тел. +38 (067) 486-56-74,
ORCID: 0000-0002-4088-6489

АГАЕВА О.А. Аспирант, Одесская государственная академия строительства и архитектуры, г. Одесса, Украина,
e-mail: o.ahaieva@gmail.com,
тел. +38 (063) 726-17-13,
ORCID: 0000-0003-0346-0806

АННОТАЦИЯ

Статья посвящена проблеме управления надежностью предварительно напряженных изгибаемых железобетонных элементов на стадии проектирования с целью достижения ее оптимального уровня. В соответствии с этим, надежность конструкции предлагается рассматривать с вероятностно-статистических позиций, считая физико-механические характеристики материалов случайными величинами. В качестве изменяемых исходных данных были приняты класс бетона, класс и содержание арматуры. Предельный изгибающий момент, воспринимаемый нормальным сечением элемента, определяли на основании деформационно-силовой модели сопротивления железобетона. Для получения значений коэффициента вариации несущей способности и показателя надежности использовали метод статистических испытаний (метод Монте-Карло). По результатам численного эксперимента был проведен комплексный анализ влияния варьируемых параметров на изменчивость прочности и надежность пролетных железобетонных конструкций. Обе величины оказались в достаточной мере зависящими как от класса и содержания рабочей арматуры, так и от класса бетона. Степень эффективности каждого фактора в управлении надежностью численно определяли ее относительным показателем, который характеризует направление необходимого изменения исходных характеристик с целью приближения расчетного значения надежности к оптимальному. Кроме того, была исследована сонаправленность изменения несущей способности и надежности преднапряженного элемента при возрастании или убывании того или иного параметра. Установлено, что увеличение предельного изгибающего момента за счет повышения прочности бетона, класса и содержания рабочей арматуры не всегда сопровождается увеличением показателя надежности элемента по прочности нормальных сечений, а в отдельных случаях приводит к его существенному уменьшению. Полученные данные совпали с результатами, имеющимися для изгибаемых железобетонных конструкций с ненапрягаемой арматурой. Используемый подход, в итоге, позволяет добиться рациональных проектных решений, обеспечивая необходимую надежность сооружений без перерасхода материалов и денежных средств.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: проектная надежность, управление, оптимальный уровень, вероятностный расчет, несущая способность, коэффициент вариации, метод

Монте-Карло, предварительно напряженная арматура, пролетные конструкции.

RELIABILITY CALCULATION OF SPAN REINFORCED CONCRETE ELEMENTS ON THE STRENGTH OF NORMAL SECTIONS

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

KARPIUK V.M. Dr, Prof., Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture, Odessa, Ukraine,
e-mail: v.karpiuk@ukr.net,
tel. +38 (067) 486-56-74,
ORCID: 0000-0002-4088-6489

АНАЕВА О.А. PG student, Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture, Odessa, Ukraine,
e-mail: o.ahaieva@gmail.com,
tel. +38 (063) 726-17-13,
ORCID: 0000-0003-0346-0806

ABSTRACT

The article is devoted to the problem of managing the reliability of bent prestressed reinforced concrete elements at the design stage to obtain its optimal level. Therefore the authors suggest to consider the reliability of structures from the probabilistic point of view, taking into account the fact that the physical and mechanical characteristics of materials are the random variables. As a regulated initial data, a concrete class, a class of reinforcement and a reinforcement ratio were taken. The ultimate bending moment perceived by the normal section of the element was determined on the basis of the deformation-force model of reinforced concrete resistance. To obtain the values of the reliability index and the load-bearing capacity coefficient of variation, the method of statistical tests (the Monte Carlo method) was used. As a result of the numerical experiment the complex analysis of the influence of controlled parameters on to the strength variability and reliability of span reinforced concrete structures was carried out. Both quantities proved to be sufficiently dependent on the class and content of main reinforcement as well as the concrete class. The effectiveness degree of each factor for reliability management was quantitatively determined by the relative index, which shows the way of essential variation of initial characteristics in order to approximate the calculated reliability value to the optimal level. Moreover, the co direction of the load-bearing capacity and reliability behavior of prestressed elements with the specific parameters increasing or decreasing has been investigated. The study shows that the ultimate bending moment increment due to the increment of concrete strength, reinforcement class and main reinforcement ratio is not always accompanied by the increasing of the element reliability index on the strength of normal sections, and in some cases leads to its significant reduction.



The obtained data qualitatively coincided with the results available for non-prestressed bent reinforced concrete structures. In general, the presented approach would allow to achieve the rational design solutions providing the necessary reliability of structures without overrun of materials and fund.

KEYW ORDS: design reliability, management, optimal level, probabilistic calculation, load-bearing capacity, coefficient of variation, Monte-Carlo method, prestressed reinforcement, span structures.

ВВЕДЕНИЕ

Пролетные строения являются основными несущими элементами транспортных сооружений (например, мостов), промышленных и других ответственных зданий, определяющих национальное достояние Украины. Мосты – это одна из важнейших составляющих инфраструктуры, которая требует постоянного внимания со стороны государственных органов и направления соответствующих бюджетных ассигнований. Многолетние наблюдения выявили недостатки надежности и долговечности железобетонных конструкций таких объектов [1-3]. В процессе эксплуатации элементов мостов в результате воздействия временной подвижной нагрузки и внешних факторов окружающей среды их техническое состояние ухудшается, что является серьезной угрозой нормальному функционированию дорожной сети, приводит к большим социально-экономическим потерям.

Причины снижения надежности имеют место на всех стадиях жизненного цикла сооружения. Неудовлетворительное техническое состояние и малая долговечность объясняются, в первую очередь, низким качеством строительства и отсутствием надлежащей системы эксплуатации. Однако, уже сегодня известно [1, 2, 4, 5], что снижение срока службы в значительной степени закладывается еще на стадии изыскания и проектирования. В связи с этим возникает необходимость использовать практические, научно обоснованные подходы и алгоритмы, позволяющие управлять надежностью железобетонных элементов мостов еще на этапе разработки проекта.

К тому же, в настоящее время ученые прилагают множество усилий для того, чтобы проектируемые конструкции одновременно соответствовали всем эксплуатационным требованиям и были наиболее эффективными с точки зрения использования ресурсов. Перспективным математическим аппаратом, позволяющим реализовать эту научную задачу, является аппарат теории вероятностей, который дает возможность применять методологию системного анализа и с большой достоверностью определять надежность железобетонных конструкций, в том числе пролетных строений мостов.

АНАЛИЗ ПОСЛЕДНИХ ИСТОЧНИКОВ ИССЛЕДОВАНИЙ И ПУБЛИКАЦИЙ

Становление и развитие основ, а также общепринятая трактовка понятий надежности в сфере строительства связаны, прежде всего, с именами Н.С. Стрелецкого, А.Р. Ржаницына и В.В. Болотина.

Отдельные аспекты указанной проблемы в разное время рассматривались А.Н. Бамбурой [6], М.М. Заставой [7], А.С. Лычевым [8], С.Ф. Пичугиным [9], В.Д. Райзером [10], Н.В. Савицким [11], А.В. Семко [12], С.А. Cornell [13], О. Ditlevsen [14], R.E. Melchers [15] и другими.

Разнообразные способы применения вероятностно-статистического подхода к надежности транспортных сооружений изучали Л.И. Иосилевский [1], А.И. Лантух-Лященко [2], С.Б. Усаковский [3], B.R. Ellingwood [16], D.M. Frangopol [4], A.S. Nowak [5] и другие.

Следует отметить, что большинство исследований ориентировано на оценку технического состояния и прогнозирование остаточного ресурса эксплуатируемых конструкций, в том числе мостовых сооружений [3, 16]. Тем не менее, в современных условиях существует необходимость совершенствования методов определения их надежности в процессе проектирования с целью принятия рациональных проектных решений.

Проблема управления надежностью ненапрягаемых железобетонных элементов по несущей способности нормальных сечений решалась в работе [7]. Однако, для предварительно напряженных конструкций, в которых используется более прочная рабочая арматура, этот вопрос еще недостаточно изучен.

ПОСТАНОВКА ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЙ

В соответствии с вышеизложенным главная цель статьи заключается в определении факторов, варьирование которых позволило бы изменять величину характеристики надежности, удерживая ее в некоторых оптимальных пределах. Полученные результаты, в свою очередь, могут послужить основой для разработки практических методов регулирования расчетной надежности изгибаемых преднапряженных железобетонных элементов по прочности нормальных сечений.

ОСНОВНОЙ МАТЕРИАЛ И РЕЗУЛЬТАТЫ

Необходимым условием при определении надежности конструкции, является расчет коэффициента вариации C_v того или иного параметра его напряженно-деформированного состояния.

Для получения значений коэффициента вариации $C_v(M_u)$ предельного изгибающего момента, воспринимаемого нормальным сечением преднапряженного железобетонного элемента, использовали метод статистических испытаний (метод Монте-Карло), который был реализован авторами в ПК MATLAB. Суть метода состоит в проведении большого числа расчетов по формулам, содержащимся в нормативных документах, с моделированием естественной изменчивости свойств материалов или других входящих в формулу случайных величин.

В процессе численного эксперимента варьировали в различных сочетаниях:

- класс бетона: C32/40; C40/50; C50/60;
- арматуру стержневую классов: A600 (A-IV); A800 (A-V); A1000 (A-VI);
- арматуру проволочную классов: Bp1300 (Bp-II);



Вр1500 (Вр-II); К1400 (К-7); К1500 (К-19);

- содержание рабочей напрягаемой арматуры: 1%; 1,5%; 2%.

Так как влияние масштабного фактора на величину изменчивости $C_v(M_u)$ практически отсутствует [7], размер поперечного сечения элемента принимали постоянным – 40х20 см. Арматуру в сжатой от внешней нагрузки зоне сечения не ставили. Способ натяжения арматуры значения не имеет, поскольку предварительное напряжение не оказывает влияния на несущую способность нормальных сечений железобетонных конструкций.

Общие расчеты производили по методике М.М. Заставы [7]. Значения M_u вычисляли с применением деформационно-силовой модели сопротивления железобетона, разработанной В.М. Ромашко [17]. В расчетных формулах детерминированными величинами являлись площадь сечения преднапряженной арматуры A_p и площадь поперечного сечения бетона A_c . Случайные величины – прочность бетона f_{ck} , предел текучести арматуры f_{yk} , модуль упругости напрягаемой арматурной стали E_s , начальный модуль упругости бетона E_{c0} .

В результате исследования было установлено следующее:

1. Влияние содержания предварительно напряженной арматуры на коэффициент вариации предельного изгибающего момента $C_v(M_u)$ существенно зависит как от прочности бетона, так и от класса арматуры. Значения $C_v(M_u)$, дифференцированные по этим факторам, приведены в табл. 1, 2.

2. При использовании стержневой арматуры наблюдается тенденция к увеличению коэффициента вариации предельного изгибающего момента $C_v(M_u)$ с возрастанием прочности бетона конструкции. В то же время, применение проволоочной арматуры, наоборот, приводит к довольно значительному уменьшению величины $C_v(M_u)$ при повышении класса бетона.

О влиянии класса и содержания стержневой и проволоочной арматуры, а также класса бетона на величину предельного изгибающего момента M_u можно судить по данным табл. 3, 4.

3. Данные табл. 3, 4 подтверждают закономерность увеличения значений предельного изгибающего момента M_u в нормальных сечениях предварительно напряженных пролетных железобетонных конструкций с повышением классов бетона и арматуры, а также количества рабочей арматуры.

Сопоставление данных табл. 1-4 показывает возрастание численного значения коэффициентов вариации предельных изгибающих моментов $C_v(M_u)$ с увеличением предельных изгибающих моментов M_u в нормальных сечениях указанных конструкций со стержневой предвари-

Таблица 1. Зависимость коэффициента вариации предельного изгибающего момента $C_v(M_u)$ для изгибаемых преднапряженных элементов от класса и содержания стержневой арматуры и класса бетона

Класс арматуры	Процент армирования стержневой арматуры, ρ_{lf} , %	Коэффициент вариации предельного изгибающего момента $C_v(M_u)$ для бетона класса		
		C32/40	C40/50	C50/60
A600 (A-IV)	1	0,082	0,084	0,085
	1,5	0,077	0,079	0,081
	2	0,072	0,075	0,077
A800 (A-V)	1	0,084	0,086	0,088
	1,5	0,076	0,080	0,082
	2	0,070	0,073	0,077
A1000 (A-VI)	1	0,030	0,028	0,028
	1,5	0,036	0,029	0,027
	2	0,047	0,033	0,028

Таблица 2. Зависимость коэффициента вариации предельного изгибающего момента $C_v(M_u)$ для изгибаемых преднапряженных элементов от класса и содержания проволоочной арматуры и класса бетона

Класс арматуры	Процент армирования проволоочной арматуры, ρ_{lp} , %	Коэффициент вариации предельного изгибающего момента $C_v(M_u)$ для бетона класса		
		C32/40	C40/50	C50/60
Вр1300 (Вр-II)	1	0,059	0,060	0,062
	1,5	0,057	0,053	0,055
	2	0,070	0,051	0,049
Вр1500 (Вр-II)	1	0,057	0,058	0,060
	1,5	0,061	0,051	0,052
	2	0,090	0,054	0,046
К1400 (К-7)	1	0,041	0,038	0,037
	1,5	0,052	0,039	0,035
	2	0,078	0,046	0,036
К1500 (К-19)	1	0,042	0,037	0,037
	1,5	0,056	0,040	0,035
	2	0,090	0,050	0,037

Таблица 3. Влияние класса бетона, класса и количества стержневой арматуры на величину предельного изгибающего момента M_u для нормальных сечений предварительно напряженной пролетной конструкции

Класс арматуры	Процент армирования стержневой арматуры, ρ_{lf} , %	Предельный изгибающий момент M_u для бетона класса		
		C32/40	C40/50	C50/60
A600 (A-IV)	1	132,13	135,03	136,99
	1,5	186,65	193,19	197,59
	2	233,48	245,11	252,94
A800 (A-V)	1	168,90	174,04	177,50
	1,5	232,93	244,50	252,29
	2	283,35	303,92	317,77
A1000 (A-VI)	1	203,95	212,03	217,46
	1,5	273,89	292,05	304,28
	2	322,46	354,76	376,50



Таблица 4. Влияние класса бетона, класса и количества проволочной арматуры на величину предельного изгибающего момента M_u для нормальных сечений предварительно напряженной пролетной конструкции

Класс арматуры	Процент армирования проволочной арматуры, ρ_{lp} , %	Предельный изгибающий момент M_u для бетона класса		
		C32/40	C40/50	C50/60
Bp1300 (Bp-II)	1	247,11	260,65	269,76
	1,5	316,94	347,40	367,90
	2	350,96	405,10	441,54
Bp1500 (Bp-II)	1	272,31	290,31	302,43
	1,5	337,02	377,52	404,79
	2	354,11	426,11	474,57
K1400 (K-7)	1	261,01	276,75	287,35
	1,5	329,03	364,45	388,30
	2	355,39	418,36	460,76
K1500 (K-19)	1	273,22	291,29	303,45
	1,5	338,15	378,79	406,15
	2	355,27	427,53	476,17

Таблица 5. Изменение величины характеристики надежности β определения прочности нормальных сечений изгибаемых преднапряженных элементов от класса бетона, класса и содержания стержневой арматуры

Класс арматуры	Процент армирования стержневой арматуры, ρ_{lp} , %	Характеристика надежности β для бетона класса		
		C32/40	C40/50	C50/60
A600 (A-IV)	1	5,21	5,13	5,08
	1,5	5,45	5,34	5,25
	2	5,71	5,56	5,44
A800 (A-V)	1	5,13	5,02	4,94
	1,5	5,48	5,31	5,19
	2	5,83	5,65	5,47
A1000 (A-VI)	1	8,55	8,71	8,74
	1,5	8,12	8,64	8,79
	2	7,30	8,38	8,76

тельно напряженной арматурой и, наоборот, – снижение величины $C_v(M_u)$ при увеличении M_u в конструкциях с проволочной предварительно напряженной арматурой.

4. К описанию разброса предельной несущей способности изгибаемых элементов с напрягаемой арматурой может быть применен нормальный закон распределения (закон Гаусса).

По полученным оценкам изменчивости $C_v(M_u)$ с помощью формулы (1) определяем значения характеристик надежности β , представленные в табл. 5, 6.

$$\beta = \frac{1 - \eta_{ld}}{\sqrt{C_v^2(R) + \eta_{ld}^2 C_v^2(F)}}, \quad (1)$$

где η_{ld} – уровень относительной нагрузки, принятый равным 0,5 [7]; $C_v(R)$ – коэффициент вариации несущей способности элемента; $C_v(F)$ – коэффициент вариации силового воздействия, обобщенно равный 0,1 [7].

Анализ данных табл. 5 показывает, что с увеличени-

ем класса стержневой предварительно напряженной арматуры от A600 до A1000 наблюдается увеличение, в целом, характеристики надежности β от 5,08 до 8,79. При этом, для арматуры классов A600, A800 увеличение ее количества от $\rho_{lp} = 1\%$ до $\rho_{lp} = 2\%$ также сопровождается почти пропорциональным увеличением β от 5,08 до 5,83. А вот для арматуры класса A1000 с увеличением процента армирования ρ_{lp} от 1% до 2%, наоборот, имеет место снижение величины β от 8,71 до 7,30 для бетонов классов C32/40, C40/50 и ниже. При использовании высокопрочного бетона C50/60 и указанной арматуры эта характеристика остается, практически, постоянной (8,74 - 8,79).

При увеличении классов бетона от C32/40 до C50/60 в конструкциях с преднапряженной арматурой классов A600, A800 наблюдается уменьшение характеристики надежности β от 5,83 до 4,94, а для арматуры класса A1000, наоборот, – некоторое увеличение β от 7,30 до 8,79.

Из анализа данных табл. 6 следует, что с увеличением класса проволочной арматуры от Bp1300 до K1500 характеристика надежности β , в целом, также увеличивается. При этом, при использовании класса бетона C32/40 увеличение количества этой арматуры ρ_{lp} от 1% до 2% приводит к стабильному снижению β . Это снижение тем больше, чем выше класс арматуры. Например, для K1500 от 7,69 до 4,88.

При использовании бетона класса C40/50 эта тенденция сохраняется для канатов K1400 и K1500. А вот для проволочной арматуры Bp1300 и Bp1500 с увеличением ρ_{lp} от 1% до 2%, наоборот, имеет место некоторое увеличение β .

При использовании бетона класса C50/60, практически, на всем диапазоне увеличения класса арматуры и ее количества в указанных

пределах имеет место увеличение характеристики надежности β от 6,30 до 8,20.

Для управления надежностью конструкций на стадии проектирования используют относительные величины β , когда для какого-либо сочетания исходных данных принимается $\beta=1$ (табл. 7, 8). Они показывают направление необходимого изменения класса бетона, класса и содержания арматуры с целью приближения расчетного значения β к оптимальному.

Анализ данных табл. 7 показывает, что при использовании стержневой предварительно напряженной арматуры классов A600 и A800 и ранее указанных классов бетона (C32/40, C40/50, C50/60) близкое к оптимальному является количество этой арматуры, соответствующее $\rho_{lp} = 1,5\%$. Применение более прочной арматуры A1000 и всех рассматриваемых классов бетона является нерациональным, т.к. ведет к перерасходу указанных материалов при избыточной относительной характеристике надежности β .

С этой точки зрения при использовании прово-



Таблица 6. Изменение величины характеристики надежности β определения прочности нормальных сечений изгибаемых преднапряженных элементов от класса бетона, класса и содержания проволоочной арматуры

Класс арматуры	Процент армирования проволоочной арматуры, ρ_{lp} %	Характеристика надежности β для бетона класса		
		C32/40	C40/50	C50/60
Bp1300 (Bp-II)	1	6,48	6,41	6,30
	1,5	6,58	6,83	6,73
	2	5,79	7,01	7,17
Bp1500 (Bp-II)	1	6,57	6,54	6,43
	1,5	6,35	6,97	6,94
	2	4,84	6,82	7,37
K1400 (K-7)	1	7,75	7,99	8,02
	1,5	6,95	7,92	8,18
	2	5,39	7,33	8,15
K1500 (K-19)	1	7,69	8,00	8,05
	1,5	6,67	7,84	8,20
	2	4,88	7,05	8,07

Таблица 7. Изменение относительной величины характеристики надежности β определения прочности нормальных сечений изгибаемых преднапряженных элементов в зависимости от класса бетона, класса и содержания стержневой арматуры

Класс арматуры	Процент армирования стержневой арматуры, ρ_{lp} %	Относительная величина характеристики надежности β для бетона класса		
		C32/40	C40/50	C50/60
A600 (A-IV)	1	1,00	0,98	0,98
	1,5	1,05	1,02	1,01
	2	1,10	1,07	1,04
A800 (A-V)	1	0,98	0,96	0,95
	1,5	1,05	1,02	1,00
	2	1,12	1,08	1,05
A1000 (A-VI)	1	1,64	1,67	1,68
	1,5	1,56	1,66	1,69
	2	1,40	1,61	1,68

Таблица 8. Изменение относительной величины характеристики надежности β определения прочности нормальных сечений изгибаемых преднапряженных элементов в зависимости от класса бетона, класса и содержания проволоочной арматуры

Класс арматуры	Процент армирования проволоочной арматуры, ρ_{lp} %	Относительная величина характеристики надежности β для бетона класса		
		C32/40	C40/50	C50/60
Bp1300 (Bp-II)	1	1,00	0,99	0,97
	1,5	1,02	1,05	1,04
	2	0,89	1,08	1,11
Bp1500 (Bp-II)	1	1,01	1,01	0,99
	1,5	0,98	1,08	1,07
	2	0,75	1,05	1,14
K1400 (K-7)	1	1,20	1,23	1,24
	1,5	1,07	1,22	1,26
	2	0,83	1,13	1,26
K1500 (K-19)	1	1,19	1,23	1,24
	1,5	1,03	1,21	1,27
	2	0,75	1,09	1,25

лочной арматуры классов Bp1300 и Bp1500 (табл. 8) для всех названных классов бетона близкое к оптимальному ее количество $\rho_{lp}=1,0 - 1,5\%$. При армировании элементов канатами K1400 и K1500 для классов бетона C32/40 и C40/50 близкие к оптимальным являются, соответственно, $\rho_{lp} = 1,5\%$ и $\rho_{lp} = 2\%$.

Таким образом, при использовании стержневой и проволоочной арматуры (табл. 5, 6) для армирования предварительно напряженных пролетных конструкций одновременное увеличение ее класса и количества ρ_{lp} , а также класса бетона не всегда сопровождается одновременным увеличением их характеристики надежности β . Очевидно, что для рационального использования материалов на стадии проектирования целесообразно решать задачу компромиссной оптимизации.

Управлять надежностью проектируемой конструкции можно с помощью относительных величин характеристики надежности, стремясь принимать классы бетона и арматуры, а также проценты ее армирования такими, чтобы эти относительные характеристики были равными или близкими к единице. При этом, необходимо стремиться к тому, чтобы показатель (характеристика) надежности β был не ниже регламентируемого нормами [18] $\beta = 3,7 - 4,0$. Как видно из табл. 5, 6, этот показатель значительно превышает требуемые значения.

При решении оптимизационных задач в процессе проектирования конструкции важно знать о сонаправленности или противоположной направленности изменения несущей способности и надежности конструкции при возрастании или убывании того или иного фактора. Для наглядности в табл. 9, 10 приведены данные изменения относительных величин предельных изгибающих моментов в зависимости от соотношения классов бетона, арматуры и ее количества.

Анализ данных табл. 9, 10 показывает, что при одновременном увеличении всех исследуемых параметров (класса бетона, арматуры и ее количества) имеют место сонаправленные увеличения относительных величин предельных изгибающих моментов.

Сравнивая данные табл. 7-10, следует отметить разные направленности увеличения относительных величин характеристик надежности и предельных изгибающих моментов, воспринимаемых нормальными сечениями проектируемых пролетных конструкций, что подтверждает необходимость осуществления компромиссной оптимизации.

ВЫВОДЫ

В процессе численного эксперимента была произведена комплексная оценка степени влияния различных факторов на изменчивость несущей



щей способности нормальных сечений, а, следовательно, и характеристику надежности изгибаемых предварительно напряженных конструкций. Оба показателя оказались зависящими как от класса и содержания рабочей арматуры, так и от класса бетона. Также установлено, что полученные результаты соизмеримы с полученными М.М. Заставой [7] для ненапрягаемых изгибаемых элементов. Описанный подход может быть применен для расчета конструкций на надежность и по другим предельным состояниям. В итоге это позволит достичь требуемой величины β для отдельных элементов и сооружения, в целом.

В процессе дальнейших исследований необходимо получить адекватные математические модели таких выходных параметров, как $\hat{Y}(C_v(M_u))$ и $\hat{Y}(\beta)$ и, используя их, выполнить компромиссную оптимизацию при проектировании реальных пролетных конструкций с целью минимизации расхода материалов.

Таблица 9. Изменение относительных предельных изгибающих моментов M_u в нормальных сечениях преднапряженных пролетных элементов в зависимости от соотношений классов бетона и стержневой арматуры, а также ее количества

Класс арматуры	Процент армирования стержневой арматуры, $\rho_{l, \text{ст}}$, %	Относительная величина предельного изгибающего момента M_u для бетона класса		
		C32/40	C40/50	C50/60
A600 (A-IV)	1	1,00	1,02	1,04
	1,5	1,41	1,46	1,50
	2	1,77	1,86	1,91
A800 (A-V)	1	1,28	1,32	1,34
	1,5	1,76	1,85	1,91
	2	2,14	2,30	2,40
A1000 (A-VI)	1	1,54	1,60	1,65
	1,5	2,07	2,21	2,30
	2	2,44	2,68	2,85

Таблица 10. Изменение относительных предельных изгибающих моментов M_u в нормальных сечениях преднапряженных пролетных элементов в зависимости от соотношений классов бетона и проволоочной арматуры, а также ее количества

Класс арматуры	Процент армирования проволоочной арматуры, $\rho_{l, \text{пр}}$, %	Относительная величина предельного изгибающего момента M_u для бетона класса		
		C32/40	C40/50	C50/60
Bp1300 (Bp-II)	1	1,00	1,05	1,09
	1,5	1,28	1,41	1,49
	2	1,42	1,64	1,79
Bp1500 (Bp-II)	1	1,10	1,17	1,22
	1,5	1,36	1,53	1,64
	2	1,43	1,72	1,92
K1400 (K-7)	1	1,06	1,12	1,16
	1,5	1,33	1,47	1,57
	2	1,44	1,69	1,86
K1500 (K-19)	1	1,11	1,18	1,23
	1,5	1,37	1,53	1,64
	2	1,44	1,73	1,93

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Иосилевский А.И. Практические методы управления надежностью железобетонных мостов / А.И. Иосилевский. – 3-е изд., испр. и доп. – М.: Науч.-изд. центр «Инженер», 2005. – 324 с.
2. Лантух-Лященко А.И. К определению класса последствий отказа мостов / А.И. Лантух-Лященко // Сучасні проблеми технічного регулювання у буд-ві: зб. н. пр. / Київський нац. ун-т буд-ва та архітектури. – Київ: КНУБА, 2015. – Вип. 1. – С. 57-64.
3. Усаковский С.Б. Прикладные задачи теории надежности сооружений. О новой парадигме теории расчета сооружений: монография / С.Б. Усаковский. – Киев: КНУСА, 2014. – 56 с.
4. Saydam D. Applicability of Simple Expressions for Bridge System Reliability Assessment / D. Saydam, D.M. Frangopol // Computers & Structures. – 2013. – Vols. 114-115. – P. 59-71.
5. Nowak A.S. Reliability of Structures (2nd ed.) / A.S. Nowak, K.R. Collins. – CRC Press, 2012. – 407 p.
6. Бамбура А.М. Точність і надійність розрахункового апарату за ДСТУ Б В.2.6-156:2010 / А.М. Бамбура, О.В. Дорогова // Стр-во, матеріалове-дення, машиностроєння: сб. науч. тр. – Дн-ск: ПГАСА, 2012. – Вып. 65. – С. 14-18.
7. Застава М.М. Расчет железобетонных элементов при случайной переменной нагрузке с учетом изменчивости физико-механических характеристик бетона и арматуры: дис. ... д-ра технических наук: 05.23.01 / Застава Михаил Михайлович. – Одесса, 1992. – 313 с.
8. Лычев А.С. Надежность строительных конструкций / А.С. Лычев. – М.: АСВ, 2008. – 184 с.
9. Пічугін С.Ф. Розрахунок надійності будівельних конструкцій = Reliability Calculation of Building Structures: монографія / С.Ф. Пічугін. – Полтава: АСМІ, 2016. – 520 с.
10. Райзер В.Д. Теория надежности сооружений / В.Д. Райзер. – М.: АСВ, 2010. – 384 с.
11. Савицький М.В. Оцінка надійності позацинтового стиснутого залізобетонного елемента прямокутного перерізу імовірнісним методом / М.В. Савицький, Т.Ю. Шевченко, А.Ю. Цегельник // Вісн. Придніпровської держ. акад. буд-ва та архітектури: зб. наукових пр. – Д.: ПДАБА, 2011. – № 5. – С. 20-25.
12. Семко О.В. Імовірнісні аспекти розрахунку сталезалізобетонних конструкцій: монографія / О.В. Семко. – Київ: Сталь, 2004. – 316 с.



13. Benjamin J.R. Probability, Statistics, and Decision for Civil Engineers / J.R. Benjamin, C.A. Cornell. – Dover Publications, reprinted, 2014. – 704 p.
14. Ditlevsen O. Structural Reliability Methods: monograph (2nd ed.) / O. Ditlevsen, H.O. Madsen. – Techn. Univ. of Denmark, 2007. – 361 p.
15. Melchers R.E. Structural reliability analysis and prediction (2nd ed.) / R.E. Melchers. – Chichester: John Wiley & Sons, reprinted, 2002. – 437 p.
16. Wang C. Bayesian Updating the Resistance Estimate of Existing Aging Bridges with Service Load History / C. Wang, Q.W. Li, B.R. Ellingwood // Proc. of the 6th Asian-Pacific Symposium on Structural Reliability and its Applications (APSSRA 2016), 28-30 May 2016, Shanghai, China. – 2016. – P. 116-121.
17. Ромашко В.М. Деформаційно-силова модель опору бетону та залізобетону: монографія / В.М. Ромашко. – Рівне: О. Зень, 2016. – 424 с.
18. 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. – (Державні буд. норми України).

REFERENCES

1. Iosilevskiy L.I. (2005). Prakticheskie metody upravleniya nadezhnostyu zhelezobetonnykh mostov [Practical methods of reliability management of reinforced concrete bridges]. (3rd ed.). M.: Nauch.-izd. tsentr «Inzhener» [in Russian].
2. Lantukh-Lyaschenko A.I. (2015). K opredeleniyu klassa posledstviy otkaza mostov [To determine the consequences class of bridges failure]. Suchasni problemy tekhnichnoho rehuliuвання u budivnytstvi – Modern problems of technical regulation in construction 1, 57-64. Kyiv: KNUBA [in Russian].
3. Usakovskiy S.B. (2014). Prikladnyie zadachi teorii nadezhnosti sooruzheniy. O novoy paradigme teorii rascheta sooruzheniy [Applied problems of reliability theory of structures. About a new paradigm of structures calculation theory]. Kiev: KNUBA [in Russian].
4. Saydam D. & Frangopol D.M. (2013). Applicability of Simple Expressions for Bridge System Reliability Assessment. Computers & Structures, Vols. 114-115, 59-71 [in English].
5. Nowak A.S. & Collins K.R. (2012). Reliability of Structures. (2nd ed.). CRC Press [in English].
6. Bambura A.M. & Dorohova O.V. (2012). Tochnist i nadiinst rozrakhunkovoho aparatu za DSTU B V.2.6-156:2010 [Accuracy and reliability of calculating apparatus according to DSTU B V.2.6-156:2010]. Stroitelstvo, materialovedenie, mashinostroenie – Construction, material science, mechanical engineering, 65, 14-18. Dnepropetrovsk: PGASA [in Ukrainian].
7. Zastava M.M. (1992). Raschet zhelezobetonnykh elementov pri sluchaynoy peremennoy nagruzke s uchetom izmenchivosti fiziko-mekhanicheskikh kharakteristik betona i armatury [Calculation of reinforced concrete elements under random variable load, taking into account the variability of physical and mechanical characteristics of concrete and reinforcement]. ScD dissertation. Odessa [in Russian].
8. Lychev A.S. (2008). Nadezhnost stroitelnykh konstruktсий [Reliability of building structures]. M.: ASV [in Russian].
9. Pichugin S.F. (2016). Rozrakhunok nadiinosti budivelnnykh konstruktсий = Reliability Calculation of Building Structures. Poltava: ASMI [in Ukrainian].
10. Rayzer V.D. (2010). Teoriya nadezhnosti sooruzheniy [Reliability theory of structures]. M.: ASV [in Russian].
11. Savytskyi M.V., Shevchenko T.Iu. & Tshelnyk A.Iu. (2011). Otsinka nadiinosti pozatsentrovno stysnutoho zalizobetonnoho elementa priamokutnoho pererizu imovirnisnym metodom [Reliability assessment of eccentric-compressed rectangular reinforced concrete element by the probabilistic method]. Visn. Prydniprovskoi derzh. akad. bud-va ta arkhitektury – Her. of the Prydniprovsk State Acad. of Civil Engineering and Architecture, 5, 20-25. D.: PDABA [in Ukrainian].
12. Semko O.V. (2004). Imovirnisni aspekty rozrakhunku stalezalizobetonnykh konstruktсий [Probabilistic aspects of calculation of steel-concrete composite structures]. Kyiv: Stal [in Ukrainian].
13. Benjamin J.R. & Cornell C.A. (2014). Probability, Statistics, and Decision for Civil Engineers. (Reprinted). Dover Publications [in English].
14. Ditlevsen O. & Madsen H.O. (2007). Structural Reliability Methods. (2nd ed.). Techn. Univ. of Denmark [in English].
15. Melchers R.E. (2002). Structural reliability analysis and prediction. (2nd ed.; reprinted). Chichester: John Wiley & Sons [in English].
16. Wang C., Li Q.W. & Ellingwood B.R. (2016). Bayesian Updating the Resistance Estimate of Existing Aging Bridges with Service Load History. Proc. of the 6th Asian-Pacific Symposium on Structural Reliability and its Applications (28-30 May 2016). (pp. 116-121). Shanghai [in English].
17. Romashko V.M. (2016). Deformatsiino-sylova model oporu betonu ta zalizobetonu [Deformation-force resistance model of concrete and reinforced concrete]. Rivne: O. Zen [in Ukrainian].
18. Zahalni pryntsyipy zabezpechennia nadiinosti ta konstruktyvnoi bezpeky budivel, sporud, budivelnnykh konstruktсий ta osnov [General principles of ensuring the reliability and constructive safety of buildings, structures, building constructions and foundations]. (2009). DBN V.1.2-14-2009 from 1st December 2009. Kyiv: DP «Ukrarkhbudinform» [in Ukrainian].

Стаття надійшла до редакції 16.08.2017 р.



УДК 624.012.3



СЛЮСАРЕНКО Ю.С.

Канд. технічних наук, заступник директора інституту з наукової роботи, ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», м. Київ, Україна, e-mail: slus@ndibk.gov.ua, тел. + 38 (050) 383-54-94 ORCID: 0000-0002-0447-3927



ЛІСЕНИЙ О.М.

Канд. технічних наук, зав. відділу, ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», м. Київ, Україна, e-mail: lab343@ndibk.gov.ua, тел. + 38 (050) 415-34-83 ORCID: 0000-0003-0792-8082



ГОЛОВКО Р.О.

Зав. лаб., ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», м. Київ, Україна, e-mail: golovko@ndibk.gov.ua, тел. + 38 (050) 415-33-87, ORCID: 0000-0003-4821-0704



ЗЕЛЕНКО Є.В.

Ст. науковий співробітник, ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», м. Київ, Україна, e-mail: euzelenko@gmail.com, тел. + 38 (044) 249-37-34 ORCID: 0000-0002-9032-2577



ДУБОВИК С.О.

Провідний інж., ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», м. Київ, Україна, e-mail: dubovik@ndibk.gov.ua, тел. + 38 (044) 249-38-21 ORCID: 0000-0002-8564-0693



КОЛУМБЕТ А.В.

Провідний інж., ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», м. Київ, Україна, e-mail: kol@ndibk.gov.ua, тел. + 38 (044) 249-37-81 ORCID: 0000-0002-7887-9188

КОМПЛЕКСНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ КОМУНІКАЦІЙНОГО КОЛЕКТОРА

АНОТАЦІЯ

Представлено результати досліджень магістрального комунікаційного колектора в м. Києві, що експлуатується майже 40 років і забезпечує життєдіяльність більш ніж 500 тисяч мешканців міста. Колектор містить трубопроводи тепло- і водопостачання та різноманітні електричні кабельні лінії.

При обстеженні виявлено чисельні пошкодження конструкцій перекриттів, стін, днища та опор інженерних мереж. Перевірні розрахунки основних несучих конструкцій колектора з урахуванням виявлених пошкоджень на сучасні (підвищені) нормативні навантаження від автомобільного транспорту свідчать, що несуча здатність перекриттів тунелю не забезпечується.

Значна частина несучих і огорожувальних конструкцій, а також інженерних систем колектора перебувають в аварійному стані. Колек-

тор потребує виконання капітального ремонту з заміною, підсиленням та відновленням більшості конструкцій.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: комунікаційний колектор, тунель, плити перекриття, стіни, технічний стан, перевірний розрахунок, підсилення, замін

FULL-SCALE SURVEY OF THE COMMUNICATION COLLECTOR

SLYUSARENKO Yu.S. PhD, deputy dir. on scientific work, State enterprise «State Research Institute of Building Constructions», Kyiv, Ukraine, e-mail: slus@ndibk.gov.ua, tel. + 38 (050) 383-54-94, ORCID: 0000-0002-0447-3927

LISENYI O.M. PhD, head of department, State enterprise «State Research Institute of Building



Constructions»,
Kyiv, Ukraine,
e-mail: lab343@ndibk.gov.ua,
tel. +38 (050) 415-34-83,
ORCID: 0000-0003-0792-8082

HOLOVKO R.O. Laboratory head, State enterprise
«State Research Institute of Building Constructions»,
Kyiv, Ukraine,
e-mail: golovko@ndibk.gov.ua,
tel. + 38 (050) 415-33-87,
ORCID: 0000-0003-4821-0704

ZELENKO Ye.V. Senior Researcher, State enterprise
«State Research Institute of Building Constructions»,
Kyiv, Ukraine,
e-mail: euzelenko@gmail.com,
tel. + 38 (044) 249-37-34,
ORCID: 0000-0002-9032-2577

DUBOVYK S.O. Lead eng., State enterprise «State
Research Institute of Building Constructions»,
Kyiv, Ukraine,
e-mail: dubovik@ndibk.gov.ua,
tel. + 38 (044) 249-38-21,
ORCID: 0000-0002-8564-0693

KOLUMBET L.V. Lead eng., State enterprise «State
Research Institute of Building Constructions»,
Kyiv, Ukraine,
e-mail: kol@ndibk.gov.ua,
tel. + 38 (044) 249-37-81,
ORCID: 0000-0002-7887-9188

ABSTRACT

The results of research of the mainline Chokolivsky communication collector in Kyiv, which has been operating for almost 40 years providing vital functions of more than 500 thousand inhabitants of the city, are presented. The collector contains pipelines for heat and water supply and various electric cable lines. It consists of a communicating tunnel of 2.7×3.0 m cross-section and a system of technological premises associated with the tunnel. The tunnel is arranged of the precast reinforced concrete wall elements joined with the bottom plates and covered with the precast reinforced concrete ribbed slabs with concreted joints.

During the survey the numerous damages of structures of ceiling, walls, bottom and supports of engineering networks are found. The corrosive damages of ceiling slabs are the most dangerous, in some of slabs the considerable corrosion of reinforcement with its diameter reduction, cracks of corrosive origin and concomitant injuries of concrete are observed. The deformations of pipelines supports are detected and the cold water supply pipe is displaced from supports. Some of cable brackets are damaged or fully destroyed. The checking calculations of the collector main load-bearing

structures carried out for the modern (increase) standard loadings due to a motor transport with an allowance for the detected damages prove that the bearing capacity of the tunnel ceiling structures is not ensured.

The general results of the survey show that the considerable part of load-bearing and non-load-bearing structures and the collector engineering systems are at the emergency technical state. The collector needs major repairs with replacement, strengthening and renovation of the majority of structures. Elements in a state of severe disrepair need the urgent strengthening.

KEY WORDS: communication collector, tunnel, slabs of ceiling, walls, technical state, checking calculation, strengthening, replacement.

ВСТУП

Комунікаційний колектор, що розташований у Солом'янському районі м. Києва, споруджений на початку 1980-х років. Загальна довжина траси колектора становить близько 1,5 км. За період експлуатації протягом сорока років, будівельні конструкції колектора не ремонтували.

На замовлення КП «Київжитлоспецексплуатація» силами фахівців ДП НДІБК в 2016 р. було виконано комплексне обстеження і оцінку технічного стану будівельних конструкцій колектора з метою підготовки до його реконструкції.

Схематичний план колектора показаний на рис. 1; схема типового поперечного розрізу – на рис. 2; характерні види – на рис. 3. Колектор розташований в межах між Севастопольською площею та районом Караваєві дачі. З підземного переходу на площі Космонавтів улаштовано головний вхід до колектора і диспетчерського пункту. У складі колектора проектом було передбачено такі основні споруди: прохідний тунель для прокладання інженерних комунікацій; притунельні приміщення технологічного призначення – камери для розведення комунікацій, розміщення вентиляційного та насосного обладнання шахти, припливної і витяжної вентиляції, компенсаторні ніші тощо.

Тунель колектора проходить, в основному, під проїзною частиною Чоколівського бульвару. Колектор має поздовжній ухил і на окремій частині обладнаний попутним дренажем, що прокладено під днищем тунелю. В двох найнижчих точках тунелю – на площі

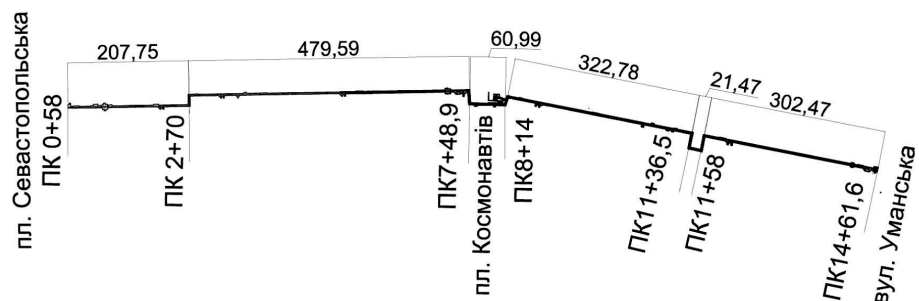


Рис. 1. Схематичний план комунікаційного колектора

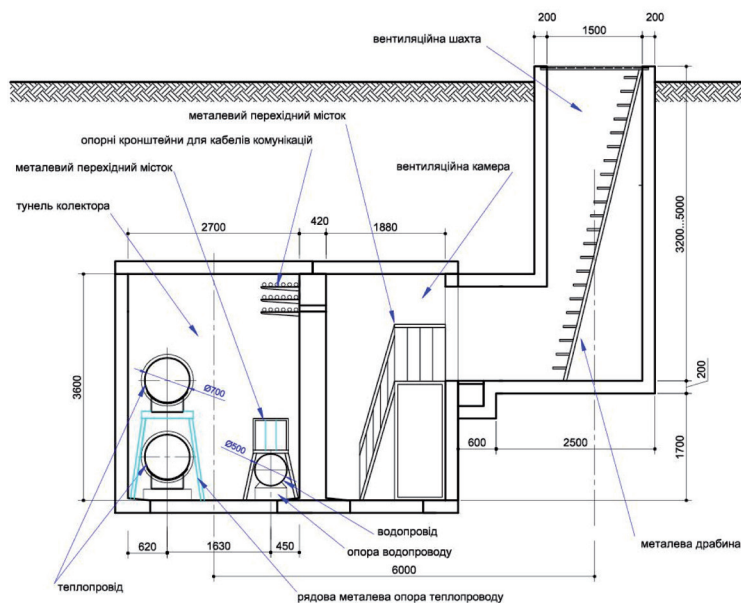


Рис. 2. Схема типового поперечного розрізу тунелю колектора з прилеглим приміщенням вентиляційної камери та вентиляційною шахтою

Космонавтів і біля вулиці Уманської – влаштовані приямки для дренажних насосів. Внутрішній переріз тунелю становить $2,7 \times 3,0$ м. У тунелі з одного боку розташовано труби теплопостачання в два яруси (дві труби $\varnothing 700$ мм), з іншого зворотного боку – труба холодного водопостачання ($\varnothing 500$ мм) – (рис. 2). У верхній частині східної стіни тунелю встановлено металеві кронштейни, по яких прокладено кабелі різного призначення.

РЕЗУЛЬТАТИ ОБСТЕЖЕННЯ

Вивчення і аналіз архівних матеріалів показали, що комунікаційний колектор побудовано за індивідуальним проектом, у якому не використано напів типові рішення тунелів колекторів. Конструкції колектора відрізняються як від типових конструкцій тунелів серій 3.006.1-3/83 [1] і 3.400-4 [2], так і від типових конструкцій підземних переходів серії 3.507-1 [3], хоча і мають з ними певні спільні риси.

Споруди колектора виконані зі збірних залізобетонних елементів переважно заводського виготовлення. Тунель улаштований з використанням збірних залізобетонних стінових елементів кутикового перерізу, довжиною 1,8 м і товщиною стінової частини 0,2 м. Стінові елементи об'єднані з плитами днища з утворенням омоноличених стиків. Тунель перекритий переважно збірними залізобетонними ребристими плитами розміром $1,5 \times 3$ м і висотою поздовжніх ребер 0,27 м, що мають проліт між стінами 2,7 - 2,75 м. Ділянки спираючі поздовжніх ребер плит на стіни мають підрізки висотою 5 см для сприймання зусиль розпору від тиску ґрунту на стіни. Окремі плити виготовлені з круглими отворами для влаштування колодязів з люками. Початкова гілка тунелю з боку Севастопольської площі перекрита збірними залізобетонними ребристими плитами розміром $1,35 \times 3,0$ м. Приміщення диспетчерського пункту на площі Космонавтів перекриті залізобетонними ребристими плитами розміром $1,35 \times 6,0$ м. Залізобетонні плити перекриттів у камерах виконані збірними

ребристими і плоскими. Вони спираються на балки прямокутного перерізу, що укладені на колони перерізом $0,3 \times 0,3$ м з консолями. Крок колон - 3,0 м.

Бокові ділянки тунелів, що сполучають вентиляційні шахти з вентиляційними камерами, виконані зі збірних елементів лоткового профілю. До конструктивних елементів колектора також відносять: бетонні та металеві опори магістральних трубопроводів (рядові та анкерні), розташовані з кроком 10-13 м уздовж тунелю; металеві опорні кронштейни кабелів, приварені до металевих закладних елементів стін із кроком 0,5-1,0 м; металеві перехідні містки; металеві драбини та решітки з люками у вентиляційних шахтах; бетонні опори для технологічного обладнання; колодязі із залізобетонних елементів кільцевого перерізу з металевими люками, влаштовані над тунелем та камерами; елементи попутного дренажу, що



Рис. 3. Внутрішні види колектора з трубопроводами тепло- і водопостачання та різноманітними електричними кабелями



розташовані під днищем тунелю і включають труби та колодязі з люками і решітками; приямки для встановлення дренажних насосів.

На період проведення натурного обстеження споруда експлуатувалася за своїм прямим функціональним призначенням.

При здійсненні робіт були виконані детальні обміри тунелю і приміщень колектора.

Інженерно-геодезичними вимірюваннями було уточнено лінійні розміри колектора та кути його поворотів, побудовано його фактичні поздовжні профілі.

При порівнянні проектних та фактичних профілів колектора було встановлено :

- фактичний план та профіль колектора на деяких ділянках не співпадають із проектними;
- відхилення фактичних відміток тунелю коливаються в межах ± 10 см від проектних;
- фактичне заглиблення верху перекриття колектора відносно проїзної частини Чоколівського бульвару знаходиться в межах від 1,5 до 3,0 м, на окремих локальних ділянках тунелю мінімальне заглиблення колектора становить 0,82 м, а максимальне заглиблення - 3,65 м.

Обстеження колектора виконане з метою виявлення конструкцій, що потребують ремонту, посилення та заміни, а також для визначення обсягів ремонтних робіт при реконструкції споруди.

Під час проведення обстеження окремі ділянки колектора були затоплені, виявлено місця замулення підлоги та сліди затоплень на поверхнях конструкцій (рис. 4).

Перекриття. За результатами обстеження конструкцій перекриття колектора виявлено такі основні пошкодження та дефекти: сліди замокання та висоли на поверхні конструкцій внаслідок дефектів гідроізоляції; сколювання захисного шару бетону та оголення арматури залізобетонних конструкцій внаслідок корозії; механічні пошкодження елементів; значна корозія арматури зі змен-

шенням її діаметру; тріщини корозійного походження та супутні відшарування захисного шару бетону; волога на поверхні бетону, краплі конденсату на поверхні конструкцій внаслідок витоків із водонесучих комунікацій (рис. 5 - 7).

Технічний стан окремих ділянок перекриття визнано як аварійний (категорія IV). Існує загроза раптового руйнування частини плит перекриття при дії навантажень від автомобільного транспорту. Причиною аварійного стану конструкцій є систематичне замочування перекриття атмосферними опадами через люки і шви між плитами. Приблизно половина площі пошкодженого перекриття має вапняні натікання (висоли і сталактити) по швах.

Стіни. За результатами обстеження конструкцій стін колектора виявлено основні пошкодження та дефекти: корозія закладних елементів залізобетонних конструкцій; тріщини в залізобетонних конструкціях; сколювання захисного шару бетону та оголення арматури залізобетонних конструкцій; корозія арматури зі зменшенням її діаметра. Внаслідок корозії - пошкодження залізобетонних конструкцій механічного типу.



Рис. 4. Затоплена ділянка колектора



Рис. 5. Зруйнований захисний шар бетону з оголенням і корозією арматури плит перекриття навколо люків



Рис. 6. Сколений захисний шар бетону з оголенням і корозією арматури плит перекриття

а)



б)



Рис. 7. Тріщина по стику стінової панелі і короба із зруйнованим захисним шаром бетону, оголеною і прокородованою арматурою (а); сколеним захисним шаром бетону, оголеною і прокородованою арматурою стінок залізобетонних блоків (б) витяжної шахти № 7

Технічний стан конструкцій стін у цілому оцінюється як задовільний (категорія II). Разом з тим, до 1% площі стін характеризуються пошкодженнями, що непридатні до нормальної експлуатації (категорія III).

Підлога. За результатами обстеження виявлено затоплені, засмічені (бетон, сміття, рештки ізоляції, мул, тощо) ділянки; відсутність кришок люків та прямиків підлоги.

Опори трубопроводів, кронштейни для кабелів та інші металоконструкції. Виявлено кронштейни з пластовою корозією тіла або вузла кріплення; з механічними пошкодженнями, відсутністю елементів, повним руйнуванням, провисанням кабелів без опори; корозійні пошкодження металоконструкцій для навішування кронштейнів у розривах стіни;

корозійні і механічні пошкодження рядових металевих опор теплопроводу; корозійні пошкодження анкерних (із підкосами і без підкосів) металевих опор теплопроводу. Деякі відрізки труби холодного водопостачання зміщені з опор (до 0,4 м у плані) та підняті над опорами (завдовжки до 0,7 м та завдовжки 50 м із однією проміжною непроектною опорою), відсутні окремі опори; є корозія і механічні пошкодження металоконструкцій перехідних містків, драбин, решіток шахт із люками і сітками.

Елементи попутного дренажу та аварійного водовідведення. За результатами їх обстеження встановлено, що їх технічний стан непридатний до нормальної експлуатації. Причиною є відсутність надійного насосного обладнання, внаслідок чого понижена ділянка колектора тривалий час заливається во-



дою. Система дренажу та аварійного водовідведення потребує реконструкції з встановленням нового насосного обладнання з автоматичним управлінням.

Гідроізоляція конструкцій колектора. Обстеженням виявлено, що її технічний стан непридатний до нормальної експлуатації, що зумовлено зношеністю гідроізоляційних шарів та систематичними протіканнями через шви перекриття та стін.

Ізоляція трубопроводів холодного водопостачання. Виявлено, що її технічний стан непридатний до нормальної експлуатації, що зумовлено відсутністю або значними пошкодженнями ізоляції більше 50% довжини труби.

Входи і аварійні виходи. За результатами обстеження визначено, що технічний стан непридатний до нормальної експлуатації, це обумовлено відсутністю можливості виходу з частини вентиляційних шахт (заварені відкидні решітки). Крім того, можливий самовільний доступ до колектора сторонніх осіб через відсутність дверей на початку колектора (ПК0+60), а також через відсутність замків на решітках вентиляційних шахт.

Ізоляція трубопроводів тепlopостачання. За результатами обстеження виявлено, що її технічний стан у цілому задовільний. Ізоляція відсутня на незначній частині (до 2 %) довжини труб.

За результатом виконаного обстеження встановлено, що переважна більшість несучих і огорожувальних конструкцій, а також інженерних систем колектора перебувають у непридатному до нормальної експлуатації стані (категорія III). При цьому, значна частина (біля 10%) перекриття перебуває в аварійному стані (категорія IV).

РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕННЯ

При виконанні обстеження колектора проведено дослідження міцності бетону та показників армування залізобетонних конструкцій. Визначення цих показників проводили неруйнівними методами в залізобетонних стінових блоках, колонах, балках і плитах перекриття. За результатами випробувань встановлено, що середнє значення міцності бетону в конструкціях відповідає класу С25/30.

Магнітним методом визначено, що колони колектора армовані чотирма стрижнями $\varnothing 14$ мм, вели-

чина захисного шару бетону знаходиться в межах 25-40 мм. Стінові блоки в центральній частині з доступної до вимірювань сторони армовані сіткою з чарункою 150×200 мм. Вертикальна арматура виконана із стрижнів діаметром 20-22 мм. Захисний шар бетону (до верхніх вертикальних стрижнів) становить 50 мм.

Прямими вимірюваннями за допомогою штангенциркуля в місцях зі зруйнованим захисним шаром бетону визначено, що ребра плит перекриття армовані чотирма розташованими в два ряди повздовжніми арматурними стрижнями діаметром 18 мм і привареними до них поперечними стрижнями діаметром 8 мм із середнім кроком 125 мм.

Оцінено ступінь (глибину) карбонізації бетону залізобетонних конструкцій та ступінь корозії металу опорних конструкцій. Встановлено:

- глибина карбонізації бетону ребристих панелей перекриття коливається в межах від 6 до 26 мм; у місцях, де захисний шар бетону значно пошкоджено і наявне оголення арматури, спостерігається значна корозія арматури (глибиною карбонізації до 47 мм);
- глибина карбонізації бетону в стінових панелях коливається від 1 до 26 мм, що становить (2-52) % від захисного шару бетону, що повинен становити 50 мм; на окремих ділянках глибина карбонізації бетону становить 30-37 мм;
- глибина карбонізації бетону в колонах коливається в межах від 2 мм до 15 мм, що становить (6-43) % від захисного шару бетону, що має бути 35 мм;
- максимальна втрата товщини конструкцій металевих кронштейнів – 34 %;
- максимальна втрата товщини конструкцій металевих перехідних містків та драбин – 21,6 %, елементів конструкцій сходинок зі сталевого прокату – 11,8 %;
- площа робочої арматури збірних залізобетонних плит перекриття (через значні пошкодження і руйнування захисного шару бетону і, як наслідок, пошкодження арматури корозією) зменшилася вдвічі (рис. 8).

За результатом проведених робіт визначено, що



Рис. 8. Плити перекриття колектора з корозійними пошкодженнями і відокремленням частини арматури



будівельні конструкції зазнали максимальних пошкоджень у місцях значних атмосферних впливів (протікання через перекриття, утворення конденсату), а також у місцях затоплення.

РЕЗУЛЬТАТИ ПЕРЕВІРНИХ РОЗРАХУНКІВ

Заключний цикл робіт із визначенням технічного стану колектора включав перевірні розрахунки несучої здатності конструкцій стін та елементів перекриття з урахуванням виявлених пошкоджень. Розрахунки виконували за відсутності як робочих креслень конструкцій, так і виконавчої документації щодо їх фактичного виконання. Конструктивні рішення колектора встановлені за результатами аналізу наявних креслень технологічної частини проекту [4], обмірів та обстеження елементів колектора.

Для визначення несучої здатності конструкцій колектора було виконано перевірні розрахунки з урахуванням автомобільного навантаження (оскільки колектор проходить під проїзною частиною Чоколівського бульвару). У типових серіях [1-3] зазначено, що конструкції, призначені для розташування під автомобільними дорогами, розраховуються на дію автомобільного навантаження згідно з вимогами норм і правил [6, 7], а саме - від однієї машини НК-80 (чотири осі, нормативне навантаження на одну вісь 20 тс, коефіцієнт перевантаження 1,1) з перевіркою на навантаження від двох колон автомобілів Н-30 (три осі з навантаженням на вісь 6+12+12 тс, коефіцієнт перевантаження 1,4).

У даний час в Україні навантаження від автомобільного транспорту регламентують розділом 8 [8]. На міських автомагістралях і магістральних вулицях загальноміського значення характеристичне тимчасове вертикальне навантаження від автотранспорту приймають із класом навантаження $K=15$ за двома моделями.

Модель 1 – навантаження смуги АК. Навантаження від автотранспортних засобів на кожну смугу приймають як рівномірно розподілене з інтенсивністю $v=0,1K=0,1 \times 15=1,5$ тс/м, та тандему з навантаженням на вісь $P=1K=15$ тс. Коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_f=1,5$.

Модель 2 – навантаження від одиночного колісного екіпажу НК з навантаженням на вісь $P=25$ тс. Коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_f=1,0$.

Крім того, згідно з вимогами чинних державних будівельних норм [9] перевірні розрахунки конструкцій виконували з урахуванням коефіцієнта надійності за відповідальністю $\gamma_n=1,05$ для класу надійності (відповідальності) об'єкта СС2 і категорії відповідальності конструкцій Б.

Таким чином, вертикальне автомобільне навантаження відповідно до чинних норм [8] і з урахуванням $\gamma_n=1,05$ в 1,3-1,4 рази перевищує аналогічне навантаження, на яке були розраховані конструкції колектора при його проектуванні. Тому для реконструкції колектора актуальним є виконання перевірних розрахунків несучих конструкцій на навантаження згідно з вимогами норм проектування з

урахуванням виявлених пошкоджень.

Для виконання перевірних розрахунків були визначені розрахункові навантаження, що діють на перекриття і стіни колектора. Враховані навантаження від власної ваги конструкцій перекриття, від ваги дорожнього покриття, ґрунтової засипки (при заглибленні перекриття колектора $h=1,5$ м і $h=3,0$ м) і від двох моделей автомобільного навантаження.

Постійне вертикальне навантаження на перекриття визначали як суму навантажень від ваги дорожнього покриття і ґрунту засипки з урахуванням коефіцієнтів надійності за навантаженням: $\gamma_f=2,0$ - для дорожнього покриття та $\gamma_f=1,25$ - для ґрунту.

Невигідне сумарне навантаження на перекриття тунелю діє при врахуванні навантаження НК-100 при заглибленні тунелю $h=3,0$ м і становить $9,885$ тс/м². Навантаження, що діють на стіни колектора, включають вертикальні і горизонтальні навантаження від тиску ґрунту і автомобільного навантаження. Позначення складових вертикальних і горизонтальних навантажень (тиску) на стіну колектора представлені на рис. 9.

Згідно з вимогами національного стандарту [11] було виконано перевірні розрахунки: несучої здатності для непошкоджених плит перекриття (рис. 10); несучої здатності ребра непошкодженої плити перекриття при зсуві без урахування по-

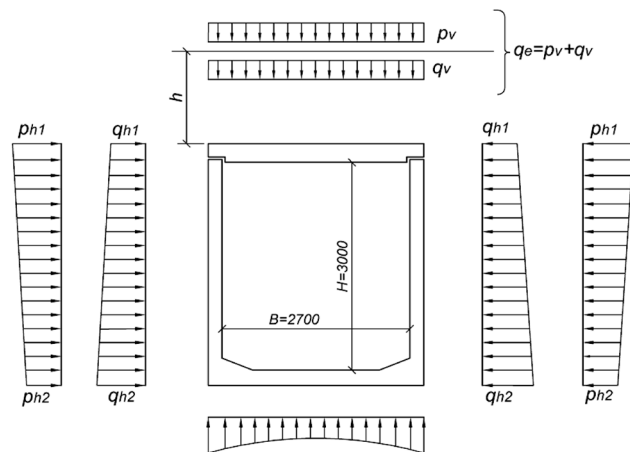


Рис. 9. Позначення складових вертикального і горизонтального навантаження (тиску) на перекриття і стіни колектора

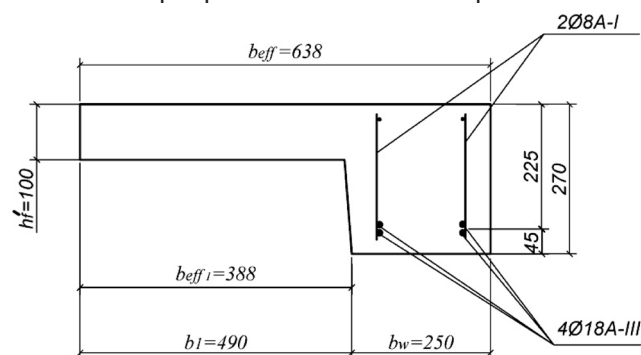


Рис. 10. Схема нормального перерізу ребра непошкодженої плити перекриття в прольоті



перечного армування; несучої здатності ребра непошкодженої плити перекриття при зсуві; несучої здатності ребра плити перекриття з урахуванням пошкоджень (рис. 11); несучої здатності ребра плити перекриття при зсуві з урахуванням пошкоджень; несучої здатності ділянки стіни тунелю при позацинтровому стисканні з урахуванням пошкоджень; несучої здатності стіни колектора при дії поперечної сили (при зсуві); розрахунки стін при заглибленні колектора $h = 3,0$ м і автомобільному навантаженні НК-100 (рис. 12).

Зусилля в елементах стін при заглибленні колектора $h = 1,5$ м визначали як при симетричному, так і при односторонньому прикладенні автомобільного навантаження.

Основні результати перевірних розрахунків конструктивних елементів колектора представлені у табл. 1. Коефіцієнт використання несучої здатності K є відношенням розрахункового зусилля до несучої здатності. При значенні $K \leq 1$ несуча здатність елемента забезпечується, при $K > 1$ – не забезпечується.

ВИСНОВКИ

За результатом виконаного обстеження встановлено, що значна частина несучих і огорожувальних конструкцій, а також інженерних систем колектора перебувають у непридатному до нормальної експлуатації стані, їх несуча здатність не забезпечена. Частина плит перекриття перебуває в аварійному стані. З урахуванням сукупності наявних дефектів і пошкоджень, результатів інструментального обстеження та перевірних розрахунків, загальний технічний стан комунікаційного колектора оцінено як аварійний (категорія IV). Колектор потребує виконання капітального ремонту з заміною, підсиленням та відновленням більшості конструкцій. Аварійні елементи потребують термінового підсилення.

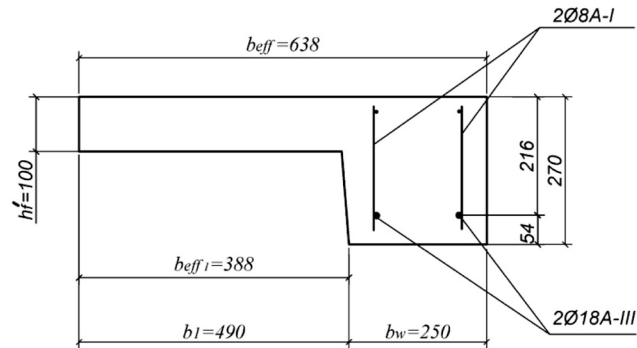


Рис. 11. Схема нормального перерізу ребра плити перекриття в прольоті з урахуванням пошкоджень

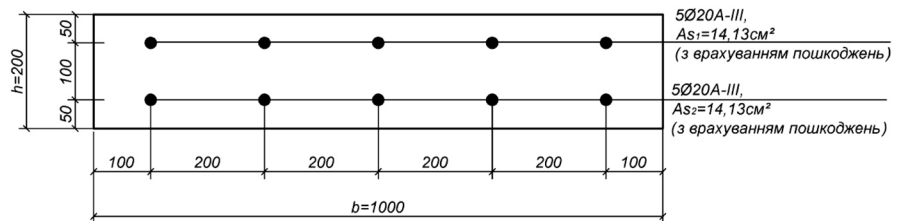


Рис. 12. Схема нормального перерізу елемента стіни з урахуванням пошкоджень

Таблиця 1. Результати розрахунків

Елемент, навантаження	Вид розрахунку	Розрахункове зусилля	Несуча здатність	Коеф. перевантаження, K
Плита перекриття (без пошкоджень) $h = 3,0$ м НК-100	Несуча здатність поздовжнього ребра при згині	$M = 77,94 \text{ кН}\cdot\text{м}$	$M_u = 72,01 \text{ кН}\cdot\text{м}$	1,14
	Несуча здатність поздовжнього ребра при зсуві	$E_{Rd} = 86,3 \text{ кН}$	$V_{Rd,s} = 94,04 \text{ кН}$	0,92
Плита перекриття (з пошкодженнями) $h = 3,0$ м НК-100	Несуча здатність поздовжнього ребра при згині	$M = 77,94 \text{ кН}\cdot\text{м}$	$M_u = 37,47 \text{ кН}\cdot\text{м}$	2,18
	Несуча здатність поздовжнього ребра при зсуві	$E_{Rd} = 86,3 \text{ кН}$	$V_{Rd,s} = 84,63 \text{ кН}$	1,02
Стіна (з пошкодженнями) $h = 1,5$ м АК-15	Несуча здатність ділянки $L = 1$ м при позацинтровому стиску	$M = 32,76 \text{ кН}\cdot\text{м}$	$M_u = 69,72 \text{ кН}\cdot\text{м}$	0,47
Стіна (з пошкодженнями) $h = 1,5$ м НК-100	Несуча здатність ділянки $L = 1$ м при позацинтровому стиску	$M = 30,28 \text{ кН}\cdot\text{м}$	$M_u = 67,85 \text{ кН}\cdot\text{м}$	0,45
	Несуча здатність ділянки $L = 1$ м при зсуві	$E_{Rd} = 62,9 \text{ кН}$	$V_{Rd,c} = 117,08 \text{ кН}$	0,54
Стіна (з пошкодженнями) $h = 3,0$ м АК-15	Несуча здатність ділянки $L = 1$ м при позацинтровому стиску	$M = 41,83 \text{ кН}\cdot\text{м}$	$M_u = 71,51 \text{ кН}\cdot\text{м}$	0,59
	Несуча здатність ділянки $L = 1$ м при зсуві	$E_{Rd} = 83,37 \text{ кН}$	$V_{Rd,c} = 124,85 \text{ кН}$	0,67
Стіна (з пошкодженнями) $h = 3,0$ м НК-100	Несуча здатність ділянки $L = 1$ м при позацинтровому стиску	$M = 42,23 \text{ кН}\cdot\text{м}$	$M_u = 71,60 \text{ кН}\cdot\text{м}$	0,59
	Несуча здатність ділянки $L = 1$ м при зсуві	$E_{Rd} = 76,65 \text{ кН}$	$V_{Rd,c} = 125,9 \text{ кН}$	0,61



Розрахунками підтверджено аварійний стан пошкоджених плит перекриття колектора, для яких коефіцієнт перевантаження становить $K=2,18$. Разом з тим, із урахуванням збільшення автомобільних навантажень та при коефіцієнті надійності за відповідальністю 1,05 недостатньою є несуча здатність також і непошкоджених плит ($K=1,14$). Плити перекриття колектора потребують повної заміни. Тимчасово, до початку реконструкції колектора, пошкоджені плити перекриття необхідно підсилити.

У той же час, несуча здатність елементів стін забезпечується ($K=0,45-0,67 < 1$). Стінові елементи колектора при реконструкції можуть бути збережені, пошкоджені елементи слід відремонтувати. На час заміни перекриття стінові елементи необхідно розкріпити тимчасовими розпірками.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Сборные железобетонные конструкции тоннелей. Серия 3.006.1-3/83. – М.: Госстрой СССР, 1986 – 43 с.
2. Сборные железобетонные конструкции тоннелей. Серия 3.400-4. – М.: Госстрой СССР, 1978.
3. Сборные железобетонные конструкции для подземных пешеходных переходов. Серия 3.507-1. – М.: Госстрой СССР, 1967 – 29 с.
4. Тепловые сети ТЭЦ-5. Магистраль № 4. Участок от Севастопольской площади по бульвару Ленина до ул. Уманской. Рабочие чертежи. ВНИПИЭнергопром, Украинское отделение. – Киев: 1979.
5. Величкин А.П. Справочник проектировщика инженерных сооружений / Величкин А.П., Козлов В.Ш., Харитонов И.Г. и др. – Киев: Будівельник, 1973. – 551 с.
6. Технические условия проектирования железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб: СН 200-62. – М.: Трансжелдориздат. – 328 с.
7. Мосты и трубы: СНиП III-43-75. – М.: Госстрой СССР, 1976. – 110 с.
8. Споруди транспорту. Мости та труби. Навантаження і впливи: ДБН В.1.2-15-2009. – [Чинні від 2009-11-11]. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2009. – 83 с. – (Буд. норми України).
9. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. 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).
10. Сооружения промышленных предприятий: СНиП 2.09.03-85 - [Действует от 1987-01-01]. – М.: Государственный комитет СССР по делам строительства, 1986. – 72 с.
11. 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. – 114 с. – (Національний стандарт України).

REFERENCES

1. Prefabricated concrete structures for tunnels. Series 3.006.1-3/83. – M.: Gosstroï USSR, 1986. – 43 p.
2. Prefabricated concrete structures for tunnels. Series 3.400-4. – M.: Gosstroï USSR, 1978.
3. Prefabricated concrete structures for pedestrian subways. Series 3.507-1. – M.: Gosstroï USSR, 1967. – 29 p.
4. Heating networks of CHPP-5. Main line №4. The area from Sevastopolskaia Square along Lenin Boulevard to Umanska Street. Working drawings. VNIPIEnergoprom, Ukraininan Branch. – Kyiv, 1979.
5. Velichkin A.P. Handbook for an engineering works designer / Velichkin A.P., Kozlov V.Sh., Kharitonov I.G. et al. – K.: Budivelnik, 1973. – 551 p.
6. Technical specifications for the design of railway, road and city bridges and pipes: SN 200-62. – M.: Transzheldorizdat. – 328 p.
7. Bridges and pipes: SNiP III-43-75. – M.: Gosstroï USSR, 1976. – 110 p.
8. Transport works. Bridges and pipes. Loads and actions: DBN V.1.2-15-2009 from 2009-11-11. – Kyiv: SE «Ukrarhbudininform», 2009. – 83 p. – (National Standard of Ukraine).
9. System for ensuring the reliability and safety of construction projects. General principles of reliability and structural safety of buildings, facilities, civil structures and bases: DBN V.1.2-14-2009 from 2009-12-01. – Kyiv: SE «Ukrarhbudininform», 2009. – 37 p. – (Construction Norms of Ukraine).
10. Buildings of industrial enterprises: SNiP 2.09.03-85 from 1987-01-01]. – M.: USSR State Committee for Construction, 1986. – 72 p.
11. Structures of buildings and facilities. Concrete and reinforced concrete structures of heavy weight concrete. Design rules: DSTU B V.2.6-156:2010 from 2011-06-01. – Kyiv: SE «Ukrarhbudininform», 2011. – 114 p. – (National Standard of Ukraine).

Стаття надійшла до редакції 10.08.2017 р.



УДК 666.973+691.327.32



ПУШКАРЕВА К.К.

Д-р технічних наук, проф.,
Київський національний
університет будівництва та
архітектури,
м. Київ, Україна,
e-mail: pushkarova56@gmail.com,
тел.: +38 (067) 174-68-06,
ORCID: 0000-0001-7640-8625



КАВЕРИН К.О.

Асист., Київський національний
університет будівництва та
архітектури,
м. Київ, Україна,
e-mail: 1krik.1k1@gmail.com,
тел.: +38 (095) 119-18-08,
ORCID: 0000-0001-9086-5953

ВПЛИВ ОРГАНО-КРЕМНЕЗЕМИСТОЇ ДОБАВКИ НА РЕОЛОГІЧНІ ТА ТЕХНОЛОГІЧНІ ВЛАСТИВОСТІ КЕРАМЗИТОБЕТОННИХ СУМІШЕЙ

АНОТАЦІЯ

Проблема зниження маси будівель для високоповерхового будівництва продовжує залишатися актуальною, особливо в сучасних умовах, оскільки широкого розповсюдження в будівництві набули каркасно-монолітні конструкції, що через підвищену масу не дозволяють у повній мірі реалізувати всі переваги каркасно-монолітної технології. Практичним способом вирішення цієї проблеми є розроблення і використання високоміцних легких бетонів, особливо керамзитобетонів.

У статті наведено результати дослідження фізико-механічних і реологічних властивостей високоміцного легкого керамзитобетону на основі портландцементу, модифікованого комплексними органо-кремнеземистими добавками. Встановлено, що використання зазначених добавок сприяє не тільки підвищенню міцності бетону, але й збільшенню рухливості при однаковій водопотребі, дозволяє подовжити тривалість збереження життєздатності, зменшити водовідділення і розшарування, а також підвищити ступінь однорідності бетонної суміші. Ці властивості матеріалу досліджували з метою його використання у монолітному будівництві.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: високоміцний легкий керамзитобетон, міцність при стиску, легкоукладальність, життєздатність, комплексна органо-кремнеземиста добавка.

ВЛИЯНИЕ ОРГАНО-КРЕМНЕЗЕМИСТОЙ ДОБАВКИ НА РЕОЛОГИЧЕСКИЕ И ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА КЕРАМЗИТОБЕТОННЫХ СМЕСЕЙ

ПУШКАРЕВА Е.К. Д-р технических наук, проф.,
Киевский национальный университет строитель-
ства и архитектуры,

г. Киев, Украина,
e-mail: pushkarova56@gmail.com,
тел.: +38 (067) 174-68-06,
ORCID: 0000-0001-7640-8625

КАВЕРИН К.А. Ассистент, Киевский националь-
ный университет строительства и архитектуры,
г. Киев, Украина,
e-mail: 1krik.1k1@gmail.com,
тел.: +38 (095) 119-18-08,
ORCID: 0000-0001-9086-5953

АННОТАЦИЯ

Проблема снижения массы зданий для высотного строительства продолжает оставаться актуальной, особенно в современных условиях, поскольку широкое распространение в строительстве получили каркасно-монолитные конструкции, которые из-за повышенной массы не позволяют в полной мере реализовать все преимущества каркасно-монолитной технологии. Практичным способом решения этой проблемы является разработка и использование высокопрочных легких бетонов, особенно керамзитобетонов.

В статье приведены результаты исследования физико-механических и реологических свойств высокопрочного легкого керамзитобетона на основе портландцемента, модифицированного комплексными органо-кремнеземистыми добавками. Установлено, что использование указанных добавок способствуют не только повышению прочности бетона, но и увеличивают подвижность при одинаковой водопотребности; позволяют увеличить продолжительность сохранения жизнеспособности, уменьшают водоотделение и расслоение, а также повышают степень однородности бетонной смеси. Данные свойства материала исследовали с целью его использования в монолитном строительстве.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: высокопрочный легкий керамзитобетон, прочность при сжатии, удобо-



укладываемость, жизнеспособность, комплексная органо-кремнеземистая добавка.

INFLUENCE OF ORGANO-SILICA ADDITIVE ON REOLOGICAL AND TECHNOLOGICAL PROPERTIES OF LECA CONCRETE MIXTURES

PUSHKAROVA K.K. Dr., Prof., Kyiv National University of Construction and Architecture, Kyiv, Ukraine,

e-mail: pushkarova56@gmail.com,

tel.: +38 (067) 174-68-06,

ORCID: 0000-0001-7640-8625

KAVERUN K.A. Ass., Kyiv National University of Construction and Architecture, Kyiv, Ukraine,

e-mail: 1krik.1k1@gmail.com,

tel.: +38 (095) 119-18-08,

ORCID: 0000-0001-9086-5953

ABSTRACT

The problem of reducing the mass of buildings for high-rise construction is still relevant, especially in modern conditions. Due to the fact the wide distribution in modern construction has received frame-monolithic structures, it makes difficult to fully fulfill realize all the advantages of frame-monolithic technology. Practical solution for this problem is development and use of high-strength lightweight concretes, especially with expanded clay aggregate.

This paper presents the mix designs of high-strength lightweight expanded clay aggregate concrete and the results of the study of physical-mechanical and rheological properties of lightweight expanded clay aggregate concrete, based on portlandcement, modified by complex of organo-silica additives, and found that the use of such additives not only contributes to increased strength concrete, but also increases the workability at the same water demand, allows to postpone the slump loss moment, reduce bleeding and segregation, and also increase homogeneity of fresh concrete. The properties of material was studied in the context of using it in cast-in-situ construction.

KEY WORDS: lightweight high-strength concrete, compressive strength, ease of laying, viability, complex of organo-silica additives.

ВСТУП

Протягом останніх двадцяти років [1] у світі спостерігається тенденція зростання застосування бетону з підвищеними показниками міцності. В умовах виготовлення технологічно складних монолітних конструкцій постає питання застосування ефективних легких, високоміцних та литих сумішей, використання яких є одним із ефективних рішень у сучасній будівельній промисловості. Отримання литих бетонних сумішей високої однорідності, життєздатності та високоміцних бетонів на їх основі неможливе без використання добавок поліфункціональної дії. Одним із таких прикладів є комплексні добавки на основі

суперпластифікаторів та високодисперсних добавок, таких як мікрокремнезем [2, 3].

Однак, завадою широкому використанню таких комплексів у будівництві є висока вартість високодисперсних добавок, подібних до мікро- та нано-кремнезему. В той же час, використання тонко-мелених кремнеземистих добавок природного походження має широкі перспективи застосування в Україні [4].

ПОСТАНОВКА ЗАВДАННЯ

Зниження маси будівель для багатоповерхового будівництва продовжує залишатися актуальною проблемою, особливо в сучасних умовах, коли широкого розповсюдження набули монолітні перекриття, що через підвищену масу не дозволяють повною мірою реалізувати всі переваги монолітного каркаса [2]. Практичним способом вирішення цієї проблеми є розроблення та використання високоміцних легких керамзитобетонів. Основна мета даної роботи полягає в оптимізації складів високоміцних легких бетонних сумішей на основі портландцементу, модифікованого комплексною органо-кремнеземистою добавкою, та отримання на їх основі високоміцних легких бетонів, що відрізняються необхідними технологічними показниками.

СИРОВИННІ МАТЕРІАЛИ ТА МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕНЬ

Як вихідні сировинні матеріали в дослідженнях використовували портландцемент ПЦ І-500Р, керамзитовий гравій фракції 5 - 10 мм ТОВ «Хмельницький завод керамзитового гравію» насипною густиною 630 кг/м³ і міцністю при стиску в циліндрі 3,03 МПа, що відповідає марці П125, пісок Дніпровський кварцовий з модулем крупності $M_k=1,28$, полікарбоксилатний суперпластифікатор на основі поліетиленгліколю з молекулярною масою 1000, що в своєму складі має поліакриламід, та кремнеземисту добавку на основі меленого трепелу Копляньського родовища з питомою поверхнею 21300 см²/г. Дослідження проводили з використанням комплексу фізико-механічних методів досліджень відповідно до чинних національних стандартів України [5 - 6].

РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕНЬ

Відомо, що ефективність використання як мінеральних, так і органічних добавок залежить від складності структури штучного каменю. Порівняння властивостей модифікованих цементних композицій з різним ступенем складності структури (табл. 1) дозволяє зафіксувати зниження міцності при переході від цементного каменю до легкого бетону, що пояснюється збільшенням неоднорідності структури та зміною співвідношення «в'язуча речовина – заповнювач».

Як показали результати проведених досліджень, ефективність дії комплексної добавки залежить від ступеня складності структури штучного конгломерату: для цементного каменю підвищення



Таблиця 1. Кінетика зміни міцності при стиску цементного тіста, цементно-піщаного розчину та керамзитобетону на основі портландцементу, модифікованого комплексною органо-кремнеземистою добавкою

Вид штучного каменю	Наявність добавок у складі цементних композицій	Міцність, штучного каменю при стиску, МПа, після твердіння, діб	
		28	365
цементний камінь (матриця)	без добавок	56,1	79,5
	з комплексною органо-кремнеземистою добавкою	101,1	121,9
цементно-піщаний розчин	без добавок	52,1	59,3
	з комплексною органо-кремнеземистою добавкою	80,4	94,7
керамзитобетон	без добавок	22,9	27,6
	з комплексною органо-кремнеземистою добавкою	38,2	44,2

міцності на 28 добу становить 80%; для бетону — 66,8% порівняно з міцністю контрольних складів. Модифікація портландцементних в'язучих систем комплексною органо-кремнеземистою добавкою, що містить полікарбоксилатний суперпластифікатор [7, 8, 10, 11] (1,5%) та мелений трепел Коно-

плянського родовища (10%), сприяє більш інтенсивному формуванню гідратних новоутворень, представлених переважно низькоосновними гідросилікатами кальцію, плазолітом та гідрогранатами (рис. 1), що армують цементний камінь, зміцнюючи при цьому його структуру та покращуючи зчеплення з заповнювачем, що є однією з передумов отримання довговічного легкого бетону з підвищеними експлуатаційними характеристиками [7, 8].

Підбір і оптимізацію складу досліджених бетонів виконано з урахуванням результатів попередніх досліджень щодо

модифікації портландцементної матриці органо-кремнеземистими добавками [9 - 13].

Для дослідження були використані легкі бетони, складі яких наведено у табл. 2.

Так, введення комплексної добавки на основі полікарбоксилатного суперпластифікатора в

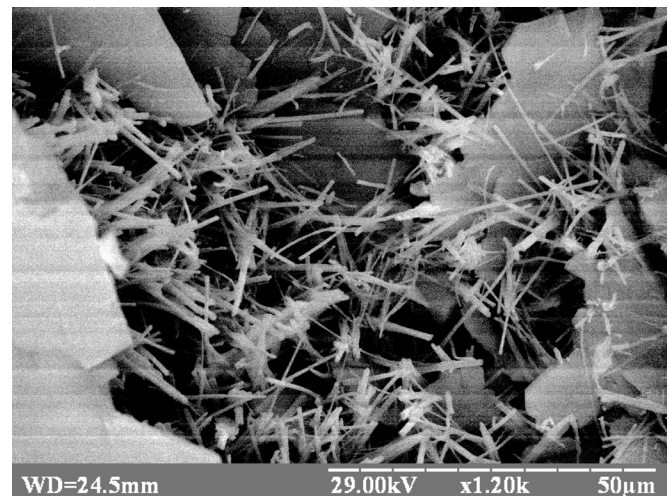
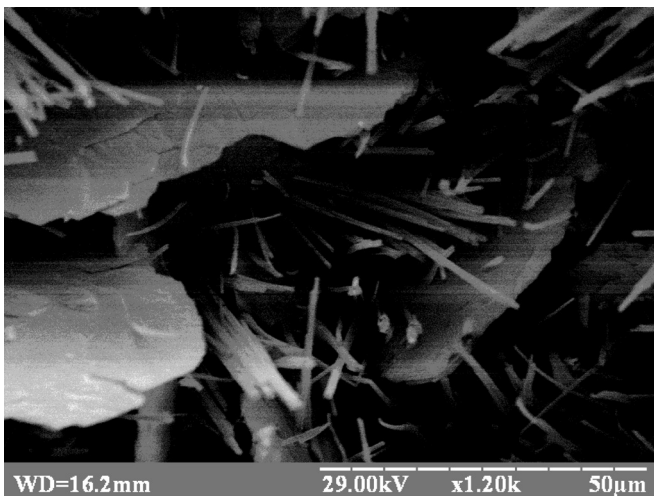
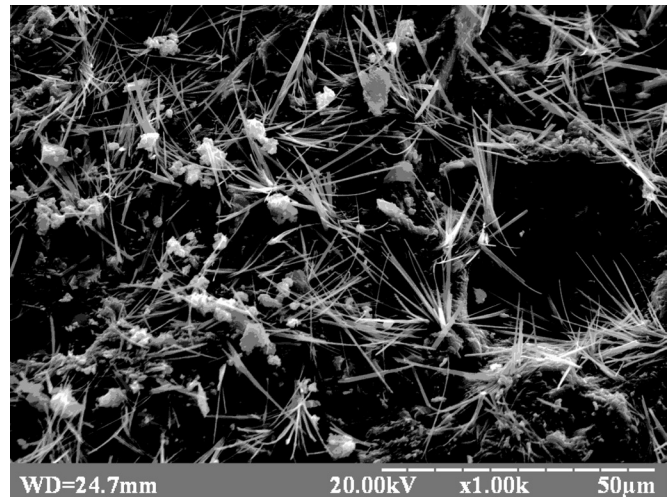
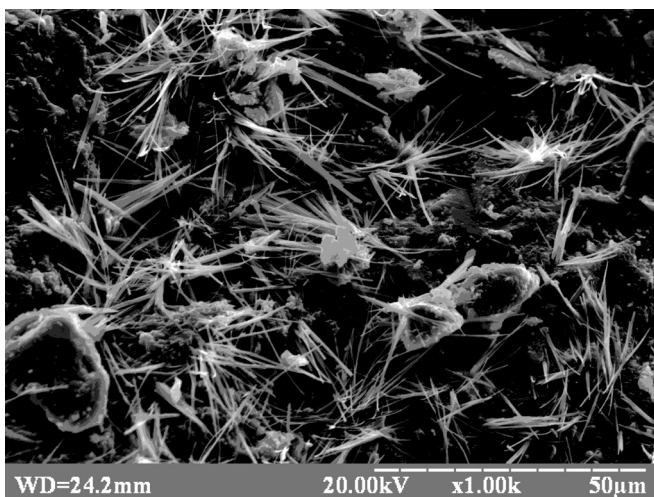


Рис. 1. Мікроструктура цементного каменю (х 1000 - 1200), модифікованого комплексною органо-кремнеземистою добавкою, що містить полікарбоксилатний суперпластифікатор і мелений трепел Коноплянського родовища після 28 (а, б) та 365 (в, г) діб твердіння



Таблиця 2. Зміна міцності при стиску зразків керамзитобетону у часі

№ складу	Склад керамзитобетонної суміші, кг/м³					водоцементне відношення	Міцність бетону при стиску, МПа, після твердіння, діб					Середня густина бетону, кг/м³
	портландцемент, кг	пісок кварцовий, кг	керамзитовий гравій, кг	суперпластифі- катор, кг	трепел, кг		3	7	28	180	365	
1	330	940	410	-	-	0,45	14,8	16,5	22,9	25,6	27,6	1853
2	330	940	410	4,95	-	0,45	22,7	26,1	34,9	35,8	37,4	1858
3	300	940	410	4,5	33	0,45	29,8	34,1	38,2	40,5	44,2	1859

кількості 1,5% та меленого трепелу в кількості 10% до складу в'язучих речовин забезпечує більш рівномірний набір міцності при стиску керамзитобетонів як на ранніх термінах твердіння, так і у більш пізні.

Враховуючи існуючі особливості монолітного бетонування, де важливим параметром є легкоукладальність та збереження життєздатності керамзитобетонної суміші у часі, постає питання перевірки впливу запропонованої комплексної органо-кремнеземистої добавки на дані властивості.

Легкоукладальність керамзитобетонних сумішей визначали згідно з [9, 15, 16]. Випробування легкоукладальності проводили на конусі стандартного розміру, бетонну суміш перемішували у змішувачі примусової дії. Життєздатність сумішей оцінювали таким чином, щоб отримати фактичні результати легкоукладальності керамзитобетонної суміші при однаковому значенні водоцементного відношення та при однаковій кількості в'язучої речовини.

Для дослідження були вибрані керамзитобетонні суміші (табл. 3) при витраті портландцементу – 300–330 кг/м³ та водоцементне відношення — 0,45. Склад № 1 — це контрольний, який містить керамзитовий гравій марки 600. Склад № 2 — склад порівняння, який містить модифікуючу добавку в кількості 1,5% від маси цементу. Склад № 3 — розроблений склад, що містить органо-кремнеземисту добавку на основі полікарбоксилатного суперпластифікатора в кількості 1,5% та тонкомеленого трепелу в кількості 10% від маси цементу, відповідно.

За результатами визначення легко-

укладальності керамзитобетонних сумішей, можна відмітити, що контрольний склад (склад №1), що не містив хімічної добавки, мав марку за легкоукладальністю S1(P1).

Однією з важливих вимог, що висувається до керамзитобетонних сумішей, є збереження легкоукладальності у часі, тобто показник життєздатності суміші. Для дослідження були

обрані склади, що наведені у табл. 2, оскільки за заданими параметрами керамзитобетонна суміш має відповідати марці за легкоукладальністю – S4(P4). Склади бетонних сумішей та результати випробувань представлено у табл. 3.

Згідно даних, представлених у табл. 3, можна відмітити, що введення як суперпластифікатора, так і на його основі комплексної органо-кремнеземистої добавки, при однаковому водоцементному відношенні, забезпечує пластифікуючий ефект. При цьому марка бетонної суміші за легкоукладальністю збільшується від S1(P1) до S4(P4), порівняно з контрольним складом. Водоцементне відношення для всіх складів бетонних сумішей було однаковим і становило 0,45.

Відповідно до представлених у табл. 3 даних, можна зазначити, що комплексна органо-кремнеземиста добавка забезпечує показник збереження легкоукладальності не менше 16 см протягом трьох годин. Слід відмітити, що використання комплексної добавки забезпечує аналогічну легкоукладальність керамзитобетонної суміші, порівняно зі складами, що містять лише добавку полікарбоксилатного суперпластифікатора та меншу витрату портландцементу.

Таблиця 3. Життєздатність керамзитобетонних сумішей

№ складу	Склад керамзитобетонної суміші, кг/м ³					Осадка конуса у часі, см					водоцементне відношення
	портландцемент	пісок кварцовий	керамзитовий гравій	суперпластифі- катор	трепел	після періоду витримування, год.					
						0	1	2	3	4	
1	330	940	410	-	-	3	-	-	-	-	0,45
2	330	940	410	4,95	-	20	19	17,5	16,5	14	0,45
3	300	940	410	4,5	33	18,5	18	17	16	13	0,45



Таким чином, життєздатність керамзитобетонних сумішей, що модифіковані комплексною органо-кремнеземистою добавкою, складає три години без втрати її марки за легкоукладальністю [16, 17].

Використання комплексної органо-кремнеземистої добавки дозволяє створювати пластичні легкоукладальні керамзитобетонні суміші при збереженні їх високої однорідності. Це дає змогу покращити реологічні та технологічні характеристики керамзитобетону, та, як наслідок, підвищити надійність, довговічність виготовлених конструкцій. Однорідність бетонних сумішей досліджували шляхом визначення показника розшарування.

Результати проведених досліджень свідчать, що розшарування керамзитобетонних сумішей, модифікованих полікарбоксилатним суперпластифікатором, становило не більше 3%, а для керамзитобетонних сумішей з комплексною органо-кремнеземистою добавкою — (1,7 - 2,5)%, що знаходиться в межах допустимих значень відповідно до вимог [17, 18].

Розроблений склад керамзитобетону на основі портландцементу, модифікованого комплексною органо-кремнеземистою добавкою, в умовах приватного підприємства "Будіндустрія-1" було застосовано для випуску дослідної партії товарного керамзитобетону загальним об'ємом 120 м³, що було використано при будівництві житлового комплексу "Атлант 2" за адресою: м. Київ, вул. Пономарьова, 26. Економічний ефект від впровадження розробленого складу бетону склав 90,25 грн. за 1 м³ готової продукції, що свідчить про його високу ефективність і функціональність у монолітному будівництві.

ВИСНОВКИ

Використання органо-кремнеземистої добавки, що складається з полікарбоксилатного суперпластифікатора та меленого трепелу в оптимальних співвідношеннях забезпечує досягнення заданого комплексу реологічних і технологічних властивостей керамзитобетонних сумішей, що потрібні для виконання монолітного бетонування. Використання такої комплексної добавки дозволяє покращити властивості керамзитобетонної суміші (збільшити рухливість при однаковій водопотребі, подовжити тривалість збереження життєздатності, зменшити водовідділення і розшарування, а також підвищити ступінь однорідності бетонної суміші). Всі ці параметри є основними складовими при формуванні якісної структури високоміцного керамзитобетону.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Батраков В.Г. Модифицированные бетоны. Теория и практика / В.Г. Батраков. – М., 1998. – 768 с.
2. Баженов Ю.М. Модифицированные высококачественные бетоны / Ю.М. Баженов, В.С. Демьянова, В.И. Калашников. – М.: АСВ, 2006. – 380 с.

3. Дворкин Л.И. Цементные бетоны с минеральными наполнителями / Л.И. Дворкин, В.Н. Выровой и др. – Киев: Будівельник, 1991. – 136 с.
4. Ризван С.А. Роль минеральных добавок в высококачественных цементных системах / С.А. Ризван, Т.А. Байер // Бетон и железобетон - пути развития: науч. тр. II Всероссийской (Международной) конф. по бетону и железобетону. – М.: Дипак, 2005. – Т.3. – С. 727 - 732.
5. Будівельні матеріали. Суміші бетонні та бетон. Загальні технічні умови: ДСТУ Б В.2.7-176:2008 (EN 206-1:2000, NEQ). – [Чинний від 2010-04-01]. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2010. – 109 с. – (Національний стандарт України).
6. Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками: ДСТУ Б В.2.7-214:2009. – [Чинний від 2009-12-22]. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2010. – 36 с. – (Національний стандарт України).
7. Пушкарьова К.К. Вплив органо-мінеральних добавок на реологічні властивості цементних композицій та їхні фізико-механічні характеристики / Пушкарьова К.К., Гончар О.А., Каверин К.О. // Зб. наукових пр. Українського держ. ун-ту залізничного транспорту. — Харків, 2015. – Вип. 155. – С. 124-128.
8. Pushkarova K.K. Research of high-strength cement compositions modified by complex organic-silica additives / K.K. Pushkarova, K.O. Kaverin, D.O. Kalantaevsky // Eastern-European J. of Enterprise Technologies. - 2015. - Vol. 5. - Iss. 5 (77). - P. 42-51.
9. Будівельні матеріали. Бетони. Правила підбору складу: ДСТУ Б В.2.7-215:2009. – [Чинний від 2009-12-22]. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2010. – 14 с. – (Національний стандарт України).
10. Пушкарьова К.К. Дослідження впливу органо-кремнеземистих добавок на міцність цементних композицій / К.К. Пушкарьова, К.О. Каверин // Вісн. Одеської держ. акад. буд-ва та архітектури. – 2014. – № 57. – С. 371-379.
11. Пушкарьова К.К. Дослідження сумісності дії складових органо-кремнеземистої добавки та їх вплив на процеси структуроутворення цементного каменю / Пушкарьова К.К., Каверин К.О. // Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наукових пр. – Рівне. - 2015. - Вип. № 31. — С. 322-329.
12. Пушкарьова К.К. Особливості модифікації цементної матриці для отримання високоміцних легких керамзитобетонів / Пушкарьова К.К., Гончар О.А., Каверин К.О. // Буд. матеріали, виробництво та санітарна техніка: зб. наукових пр. – Київ, 2014. - № 52. – 2014. – С. 43-48.
13. Каверин К.О. Високоміцні легкі керамзитобетони, модифіковані полікарбоксилатними суперпластифікаторами / Каверин К.О. // Буд. матеріали, виробництво та санітарна техніка: зб. наукових пр. - Київ, 2015. - № 56 — С. 47-54.



14. Пушкарьова К.К. Використання високоміцних керамзитобетонів в каркасно-монолітному буд-ві / Пушкарьова К.К., Каверин К.О. // Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наукових пр. – Рівне, 2016. - Вип. № 33. — С. 75-83.
 15. Дворкін Л.Й. Випробування бетонів і будівельних розчинів. Проектування їх складів: навчальний посіб. / Дворкін Л.Й., Гоц В.І., Дворкін О.Л. — Київ: Основа, 2014. – 304 с.
 16. Будівельні матеріали. Суміші бетонні. Методи випробувань: ДСТУ Б В.2.7-114:2002. – [Чинний від 2002-07-01]. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2002. – 28 с. – (Національний стандарт України).
 17. Будівельні матеріали. Суміші бетонні. Технічні умови: ДСТУ Б В.2.7-96:2000 (ГОСТ 7473-94). – [Чинний від 2000-02-23]. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2000. – 16 с. – (Національний стандарт України).
 18. Будівельні матеріали. Суміші бетонні та бетон. Загальні технічні умови: ДСТУ Б В.2.7-176:2008 (EN 206-1:2000, NEQ). – [Чинний від 2010-04-01]. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2010. – 109 с. – (Національний стандарт України).
- REFERENCES**
1. Batrakov V.G. Modified concrete. Theory and practice / V.G. Batrakov. - M., 1998. - 768 p.
 2. Bazhenov Yu.M. Modified high-quality concrete / Yu.M., Bazhenov, V.S. Demyanova, V.I. Kalashnikov. – M.: ASB, 2006. - 380 p.
 3. Dvorkin, L.I. Cement Concretes with Mineral Fillers / L.I. Dvorkin, V.N. Virovay. - Kyiv: Budivelnik, 1991. - 136 p.
 4. Rizvan S.A. The role of mineral additives in high-quality cement systems / S.A. Rizvan, T.A. Bayer // Concrete and Reinforced Concrete - the Way of Development: research proc. of the II All-Russia (International) Conf. for concrete and reinforced concrete. - M.: Deepak, 2005. - V.3. - P.727 - 732.
 5. Building materials. Concrete mixes and concrete. General technical conditions: DSTU B V.2.7-176: 2008 (EN 206-1: 2000, NEQ). – [Effective from 2010-04-01]. - Kyiv: SE “Ukrarchbudinform”, 2010. - 109 p. - (National Standard of Ukraine).
 6. Building materials. Concrete methods for determining the strength according to control samples: DSTU B V.2.7-214:2009. – [Effective from 2009-12-22]. - Kyiv: SE “Ukrarchbudinform”, 2010. - 36 p. - (National Standard of Ukraine).
 7. Pushkarova K.K. Influence of organo-mineral additions on the rheological properties of cement compositions and their physical and mechanical characteristics / Pushkarova K.K., Gonchar O.A., Kaverin K.O. // Col. of scientific works of Ukrainian State Univ. of Railway Transport. – Kharkiv, 2015. - Iss. 155. - P. 124-128.
 8. Pushkarova K.K. Research of high-strength cement compositions modified by complex organic-silica additives / K.K. Pushkarova, K.O. Kaverin, D.O. Kalantaevsky // Eastern-European J. of Enterprise Technologies. - 2015. - Vol. 5. - Iss. 5 (77). - P. 42-51.
 9. Building materials. Concrete Rules for selecting the composition: DSTU B V.2.7-215:2009. – [Effective from 2009-12-22]. - Kyiv: SE “Ukrarchbudinform”, 2010. - 14 p. - (National Standard of Ukraine).
 10. Pushkarova K.K. Investigation of the influence of organosiliconate additives on the strength of cement compositions / K.K. Pushkarova, K.O. Kaverin // Her. Odessa State Acad. of Civil Engineering and Architecture. - 2014. - No. 57. - P. 371-379.
 11. Pushkarova K.K. Investigation of compatibility of the components of organo-silica additive and their influence on the processes of cement stone formation / Pushkarova K.K., Kaverin K.O. // Resource-saving materials, constructions, buildings and structures: col. of scientific works. – Rivne, 2015. - Iss. № 31. - P. 322-329.
 12. Pushkarova K.K. Features of the modification of the cement matrix for the production of high-strength lightweight concrete / Pushkarova K.K., Gonchar O.A., Kaverin K.O. // Building materials, products and sanitary equipment: col. of scientific works. – Kyiv, 2014. № 52. - P. 43-48.
 13. Kaverin K.O. High-strength lightweight clay concrete modified with polycarboxylate superplasticizers / Kaverin K.O. // Building materials, products and sanitary equipment: col. of scientific works. – Kyiv, 2015. - № 56. - P. 47-54.
 14. Pushkarova K.K. Use of high-strength lightweight concrete in frame-monolithic construction / Pushkarova K.K., Kaverin K.O. // Resource-saving materials, constructions, buildings and structures: col. of scientific works. – Rivne, 2016. - № 33. - P. 75-83.
 15. Dvorkin L.Y. Concrete and mortar tests. Designing their syllables: tutorial / Dvorkin L.Y., Gots V.I., Dvorkin O.L. - Kyiv: Basis, 2014. - 304 p.
 16. Building materials. Concrete mixes. Test methods: DSTU B V.2.7-114:2002. – [Effective from 2002-07-01]. - Kyiv: SE “Ukrarchbudinform”, 2002. - 28 p. - (National Standard of Ukraine).
 17. Building materials. Concrete mixes. Specifications: DSTU B V.2.7-96:2000 (ГОСТ 7473-94). – [Effective from 2000-02-23]. - Kyiv: SE “Ukrarchbudinform”, 2000. - 16 p. - (National Standard of Ukraine).
 18. Building materials. Concrete mixes and concrete. General technical conditions: DSTU B V.2.7-176:2008 (EN 206-1:2000, NEQ). – [Effective from 2010-04-01]. - Kyiv: SE “Ukrarchbudinform”, 2010. - 109 p. - (National Standard of Ukraine).
- Стаття надійшла до редакції 18.09.2017 р.



УДК 624.012.25



БАБІЧ Є. Є.

Канд. технічних наук, доц.
Національний університет
водного господарства та
природокористування,
м. Рівне, Україна,
e-mail: e.e.babich@nuwm.edu.ua,
тел. +38 (097) 795-43-67,
ORCID: 0000-0003-2900-8156

ПРАКТИЧНИЙ МЕТОД РОЗРАХУНКУ СТИСНУТО-ЗІГНУТИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ ЗА ГРАНИЧНИМИ СТАНАМИ ДРУГОЇ ГРУПИ

АНОТАЦІЯ

Стиснуто-зігнуті елементи, що стиснуті поздовжньою силою і сприймають певні поперечні навантаження, широко використовуються в будівельній практиці (ригелі і колони рам, елементи опор мостів, верхні пояси ферм із позавузловим навантаженням тощо). В чинних нормативних документах стиснуто-зігнуті елементи практично не розглядаються, але є розробки, в яких вирішуються питання несучої здатності таких елементів на основі деформаційної моделі. У зв'язку з цим є доцільним і важливим розробити метод розрахунку стиснуто-зігнутих елементів за граничними станами другої групи.

Відсутність посібників із проектування залізобетонних конструкцій є суттєвою перешкодою в успішному використанні нових нормативних документів у проектній практиці.

У статті висвітлено розроблений практичний метод розрахунку стиснуто-зігнутих залізобетонних елементів за шириною розкриття тріщин та за деформаціями, так як в чинних нормативних документах представлені тільки основні положення та правила проектування конструкцій за сучасною деформаційною моделлю стосовно згинальних та позацентрово стиснутих елементів. Наведено математично удосконалені рівняння рівноваги нормальних перерізів, в яких застосовані коефіцієнти повноти епюри напружень у стиснутому бетоні та відносних згинальних моментів, що діють у нормальному перерізі. Значення коефіцієнтів залежать тільки від класу бетону з урахуванням його механічного стану, а тому для них складена таблиця. Розв'язання рівнянь рівноваги дає можливість знаходити параметри, що входять у розрахункові формули для визначення ширини розкриття тріщин та прогинів, а саме: деформації в бетоні та арматурі, напруження в арматурі та кривизну елемента за будь-якого рівня навантаження. Запропонований метод дає можливість спрости-

ти розрахунки стиснуто-зігнутих залізобетонних елементів за граничними станами другої групи та сприятиме використанню в проектній практиці деформаційної моделі в повному обсязі.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: стиснуто-зігнуті залізобетонні елементи, тріщини, прогини, розрахунок.

THE PRACTICAL METHOD FOR COMPRESSED-BENT REINFORCED CONCRETE ELEMENTS CALCULATION ACCORDING TO THE SECOND GROUP LIMIT STATES

BABICH Y.Y. PhD, Ass. Prof., National University of Water Management and Nature Resources Use, Rivne, Ukraine,
e-mail: e.e.babich@nuwm.edu.ua,
тел.. +38 (097) 795-43-67,
ORCID: 0000-0003-2900-8156

ABSTRACT

The compression-bent elements, compressed by longitudinal force and perceive certain transverse loads, are widely used in building (crossbars and columns of frames, elements of bridges, upper belts of fermes with an out-of-nosed load, etc.). In current normative documents, compressed-bent elements are practically not considered, but there are developments which solve the bearing capacity of such elements based on the deformation model. In this regard, it is expedient and important to develop a method for calculating compressed-bent elements by the serviceability limit state. The lack of manuals for the design of reinforced concrete constructions is a significant barrier to the successful use of new normative documents in project practice.

This article describes the developed practical method for calculating compressed-bent concrete elements for the width of crack opening and deformation, as in the current normative documents only the main provisions and rules for designing constructions according to the modern deformation model in relation to bending and



non-centered compressed elements are given. The mathematically improved equilibrium equations of normal sections are presented, in which the coefficients of the completeness of the stress diagram in compressed concrete and the relative bending moments acting in the normal section are applied. The values of the coefficients depend only on the class of concrete, taking into account its mechanical condition, and therefore for them a table is drawn up.

The solution of the equations of equilibrium makes it possible to find the parameters that are included in the calculation formulas for determining the width of the opening of cracks and deflections, namely: deformation in concrete and reinforcement, stress in the reinforcement and the curvature of the element at any load level. The proposed method makes it possible to simplify calculations of reinforced concrete compressed-bent elements by the serviceability limit state and will facilitate the use in the design practice of the deformation model in full.

KEY WORDS: compressed-bent, reinforced concrete elements, cracks, bends, calculation.

ПОСТАНОВКА МЕТИ ДОСЛІДЖЕНЬ ТА ЇЇ ЗВ'ЯЗОК ІЗ ПРАКТИЧНИМИ ЗАВДАННЯМИ

Стиснуто-зігнуті залізобетонні стержневі елементи, що одночасно сприймають поздовжні і поперечні навантаження, є найбільш поширеними в складі будівель та споруд (рис. 1). Позацентрово стиснуті залізобетонні елементи можна розглядати як окремий випадок стиснуто-зігнутих, у яких ексцентриситет прикладання поздовжньої сили по довжині практично постійний, а поперечне навантаження відсутнє. До стиснуто-зігнутих залізобетонних конструкцій відносять колони одноповерхових виробничих будівель, окремі колони багатопверхових будівель та різноманітних споруд, елементи підпирних стін, стояки транспортних естакад, тощо.

В основу сучасних норм проектування залізобетонних конструкцій прийнята теоретично і експериментально обґрунтована нелінійна деформаційна методика [4], що передбачає врахування не зусиль, а деформацій матеріалів у перерізах елементів. В основу деформаційної методики покладено діаграми стану (деформування) бетону і арматури, що встановлюють зв'язок між нормальними напруженнями та відносними поздовжніми деформаціями у разі осьового стиску чи розтягу [1, 2]. У нормах проектування залізобетонних конструкцій [3] регламентовано основні вимоги щодо забезпечення несучої

здатності, придатності до експлуатації, надійності та здатності усіх конструкцій зберігати необхідні експлуатаційні властивості протягом усього терміну служби незалежно від характеру їхнього напружено-деформованого стану.

У правилах проектування залізобетонних конструкцій [4] встановлено передумови розрахунку бетонних і залізобетонних конструкцій за граничними станами першої і другої груп. Більш докладно розглянуто визначення напружено-деформованого стану елементів при позацентровому стиску та згині, а стиснуто-зігнуті елементи не згадуються взагалі. Крім цього, в [4] не наводиться докладно метод розрахунку залізобетонних елементів за граничними станами другої групи. Такі обставини спричиняють певні труднощі в розрахунках конструкцій і стримують успішне використання деформаційної методики в проектній практиці. Таким чином, наразі практично відсутнє методичне забезпечення успішного використання в проектній практиці деформаційної моделі залізобетону.

Метою досліджень є визначення умов рівноваги нормальних перерізів стиснуто-зігнутих елементів за рахунок математичних перетворень, спростити розрахункові формули та розробити докладний метод визначення прогинів та ширини розкриття тріщин, що буде мати безпосередній зв'язок із деформаційною моделлю при вирішенні практичних завдань проектування залізобетонних конструкцій.

АНАЛІЗ ОСТАННІХ ПУБЛІКАЦІЙ ТА НЕВИРІШЕНІ РАНІШЕ ПИТАННЯ

Теоретичних та експериментальних досліджень роботи стиснуто-зігнутих залізобетонних елементів виконано обмежену кількість. Основні положення розрахунку стиснуто-зігнутих елементів висвітлено в [5], де наведено їхні основні характеристики, відмінність від позацентрово стиснутих елементів та залежність переміщення пружного стержня від величини стискаючої сили.

Дослідженню роботи залізобетонних елементів, що стиснуті поздовжньою силою, в процесі експлуатації сприймають згин від дії поперечного короткочасного динамічного та статичного навантаження, присвячена робота [6]. На основі експериментальних даних робиться висновок, що міцність стиснуто-зігнутих стержнів при поперечному згині статичним або динамічним навантаженням зростає при збільшенні рівня сил обтиснення, а також процента армування. Однак, із збільшенням зусиль поздовжнього обтиснення елементів зменшується їх здатність до непружного деформування, що призводить до крихкого руйнування бетону по всій висоті поперечного перерізу в найбільш напруженому місці. Виконані експерименти дозволили також перевірити і уточнити формулу чинних на той час

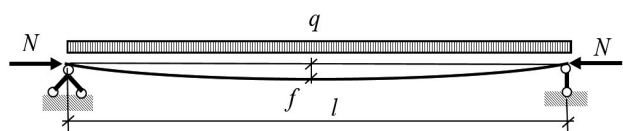


Рис. 1. Розрахункова схема стиснуто-зігнутого елемента



норм (СНиП II-21-75 "Бетонные и железобетонные конструкции") для визначення усередненої жорсткості стиснуто-зігнутих елементів із урахуванням тріщин у розтягнутій зоні, поздовжньої сили та інших факторів.

Велику групу конструкцій, в нормальних перерізах яких виникають зусилля стиску зі згин, представляють попередньо напружені елементи на стадії виготовлення та монтажу. У цьому випадку поздовжньою силою є зусилля обтиснення. В роботі [7] висвітлено результати дослідів таких елементів, що підтвердили неприйнятність використання коефіцієнта гнучкості елементів η , визначеного як для позacentровано стиснутих елементів, у розрахунках стиснуто-зігнутих елементів. Автори [7] запропонували формули для визначення коефіцієнта η , але тільки для випадку, коли діє одна поперечна сила в середині довжини елемента. Отже, врахування гнучкості в розрахунках стиснуто-зігнутих елементів потребує уточнення.

Грунтовні дослідження роботи стиснуто-зігнутих елементів виконані в Національному університеті водного господарства та природокористування [8-10]. Випробувано 24 колони з поперечним перерізом 100×160 мм та довжиною 150 і 300 см. Колони піддавали дії поздовжньої осової сили та поперечного навантаження за схемою чистого згину. Навантаження прикладали одноразово та повторно. При цьому співвідношення поздовжнього і поперечного навантаження варіювалося. На основі отриманих експериментальних даних і теоретичних досліджень ще до надання чинності документам [3, 4] було підтверджено доцільність використання деформаційної моделі перерізів, оскільки показано, що перед руйнуванням максимальні деформації стиснутого бетону можуть вдвічі перевищувати деформації, визначені при осовому стисканні бетонних призм. Важливим є і той висновок, що результати визначення напружено-деформованого стану поперечних перерізів стиснуто-зігнутих елементів за деформаційною моделлю у виконаних дослідях не залежали від вибору формули для описання діаграми деформування бетону.

У роботах [11, 12] розглянуто форми напружено-деформованого стану нормальних перерізів стиснуто-зігнутих елементів, наведено рівняння їх рівноваги, виходячи з розрахункових значень міцності і деформаційних характеристик матеріалів, та подано метод розрахунку несучої здатності елементів. Показано, що теоретичні значення несучої здатності елементів мають задовільну збіжність із експериментальними даними.

Як видно із зазначеного, дослідженням та розробленню методів розрахунку стиснуто-зігнутих елементів за граничними станами другої групи не надавалась належна увага, що стало обґрунтуванням досліджень, висвітлених у цій статті.

УМОВИ РІВНОВАГИ НОРМАЛЬНИХ ПЕРЕРІЗІВ СТИСНУТО-ЗІГНУТИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ

У правилах проектування залізобетонних конструкцій [4] відповідно до [3] для елементів прямокутного перерізу при позacentровому стиску і згині розглядаються дві форми рівноваги: весь переріз стиснутий; в перерізі є зона розтягу. Для цих форм напружено-деформованого стану наведено умови рівноваги в розгорнутому вигляді [4]. Оскільки в стиснуто-зігнутих елементах поперечний переріз залежно від співвідношення значень осової сили і поперечного згинального моменту також може бути повністю стиснутим або частково стиснутим і частково розтягнутим, то і для них можна вважати справедливими форми рівноваги, наведені в [4]. Дві форми рівноваги для стиснуто-зігнутих елементів вже використані при розробленні методу їх розрахунку за несучою здатністю (рис. 2) [11].

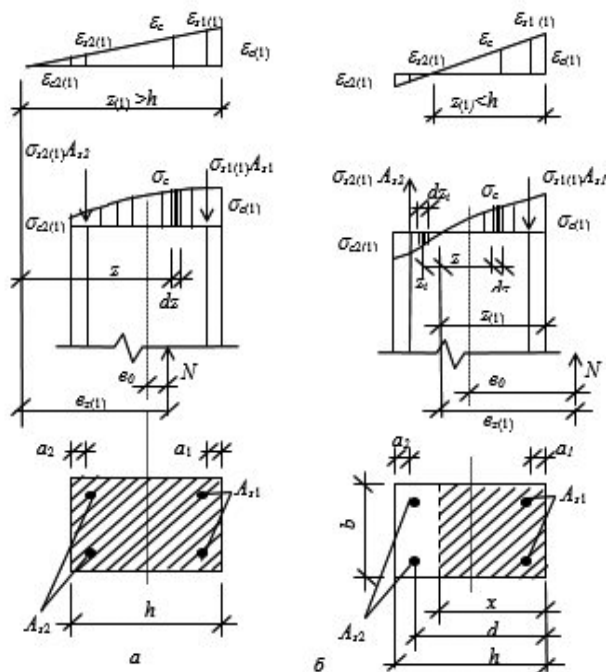


Рис. 2. Перша (а) та друга (б) форми напружено-деформованого стану стиснуто-зігнутих елементів прямокутного перерізу

У розрахунках стиснуто-зігнутих елементів за граничними станами другої групи немає доцільності розглядати їхній напружено-деформований стан за першою формою (рис. 2, а), тому що в цьому випадку виникнення тріщини неможливе, а кривизна елемента несуттєва. Отже, більш докладно розглянемо умови рівноваги стиснуто-зігнутих елементів за другою формою напружено-деформованого стану (рис. 2, б), при цьому в розрахункових формулах необхідно використовувати характеристичні значення міцності та деформативності бетону і арматури.

За умови, що відомі деформація крайньої фібри стиснутого бетону $\varepsilon_{c(t)}$ та відповідна їй величина стиснутої зони бетону $x = z_{(t)}$, використовуючи гіпотезу плос-



ких перерізів, можна визначити всі інші деформації в матеріалах залежно від значення $\varepsilon_{c(l)}$ та $z_{(l)}$:

$$\varepsilon_{s1(l)} = \frac{\varepsilon_{c(l)}}{z_{(l)}}(z_{(l)} - a_1); \varepsilon_{s2(l)} = \frac{\varepsilon_{c(l)}}{z_{(l)}}(h - z_{(l)} - a_2);$$

$$\varepsilon_c = \frac{\varepsilon_{c(l)}}{z_{(l)}} z; z = \frac{z_{(l)}}{\varepsilon_{c(l)}} \varepsilon_c; dz = \frac{z_{(l)}}{\varepsilon_{c(l)}} d\varepsilon_c. \quad (1)$$

Для другої форми рівноваги (рис. 2, б) рівняння суми проекцій поздовжніх сил $\Sigma N = 0$ можна записати у такому вигляді:

$$b \int_0^{z_{(l)}} \sigma_c dz + \sigma_{s1(l)} A_{s1} - \sigma_{s2(l)} A_{s2} - N = 0, \quad (2)$$

де N – поздовжня осьова сила від зовнішнього навантаження, що діє з ексцентриситетом e_0 по відношенню до центра ваги перерізу.

Враховуючи співвідношення (1) та приймаючи діаграму деформування бетону у формі поліному п'ятого степеня [1], рівняння (2) можна записати у вигляді

$$f_{ck} b \frac{z_{(l)}}{\varepsilon_{c(l)}} \int_0^{\varepsilon_{c(l)}} \sum_{k=1}^5 a_k \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1,ck}} \right)^k d\varepsilon_c + \frac{\varepsilon_{c(l)}}{z_{(l)}} (z_{(l)} - a_1) E_s A_{s1} -$$

$$- \frac{\varepsilon_{c(l)}}{z_{(l)}} (h - z_{(l)} - a_2) E_s A_{s2} - N = 0, \quad (3)$$

де f_{ck} – характеристичне значення міцності бетону на стиск; a_k – коефіцієнти полінома для граничних станів другої групи [1]; $\varepsilon_{c1,ck}$ – деформація бетону при максимальних напруженнях при розрахунках за граничними станами другої групи.

Після інтегрування та відповідних математичних перетворень рівняння (3) може бути представлене так:

$$f_{ck} b z_{(l)} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(l)}}{\varepsilon_{c1,ck}} \right)^{k+1} + \frac{\varepsilon_{c(l)}}{z_{(l)}} (z_{(l)} - a_1) E_s A_{s1} -$$

$$- \frac{\varepsilon_{c(l)}}{z_{(l)}} (h - z_{(l)} - a_2) E_s A_{s2} - N = 0. \quad (4)$$

Рівняння (4) має більш удосконалену структуру ніж відповідне рівняння, що наведене в [4], де в першому члені рівняння перед знаком суми міститься відносна кривизна вигнутої осі в перерізі, що ускладнює розуміння фізичної суті зусилля в стиснутому бетоні. У формулі (4) перед знаком суми міститься вираз, що відповідає зусиллю в стиснутому бетоні за умови рівномірного розподілу в ньому напружень, а під знаком суми коефіцієнт повноти епюри напружень w_k , що враховує її криволінійність і залежить тільки від класу бетону та рівня деформацій, а тому може бути представлений у табличній формі (табл. 1).

Таблиця 1. Значення коефіцієнтів повноти епюри напружень (w_k) і відносної міцності бетону (β_k) для розрахунків за граничними станами другої групи

$\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1,ck}}^*$	Клас бетону									
	C16/20		C20/25		C25/30		C30/35		C32/40	
	w_k	β_k	w_k	β_k	w_k	β_k	w_k	β_k	w_k	β_k
0,1	0,133	0,088	0,125	0,083	0,119	0,079	0,114	0,076	0,110	0,073
0,2	0,247	0,162	0,235	0,154	0,225	0,148	0,217	0,143	0,210	0,139
0,3	0,346	0,224	0,331	0,215	0,319	0,208	0,310	0,202	0,301	0,197
0,4	0,430	0,276	0,414	0,267	0,402	0,260	0,392	0,254	0,383	0,249
0,5	0,503	0,320	0,486	0,311	0,474	0,304	0,464	0,299	0,456	0,294
0,6	0,564	0,355	0,548	0,347	0,537	0,341	0,528	0,337	0,520	0,333
0,7	0,616	0,384	0,601	0,377	0,591	0,372	0,582	0,368	0,575	0,365
0,8	0,660	0,407	0,646	0,401	0,637	0,397	0,629	0,394	0,623	0,392
0,9	0,696	0,426	0,684	0,421	0,675	0,417	0,669	0,415	0,663	0,413
1,0	0,726	0,440	0,716	0,436	0,708	0,433	0,702	0,431	0,697	0,429
1,1	0,751	0,450	0,741	0,447	0,734	0,444	0,729	0,443	0,724	0,442
1,2	0,771	0,457	0,762	0,454	0,755	0,452	0,750	0,451	0,746	0,450
1,3	0,787	0,462	0,778	0,459	0,772	0,457	0,767	0,456	0,764	0,455
1,4	0,799	0,464	0,790	0,461	0,784	0,459	0,780	0,458	0,776	0,457
1,5	0,808	0,464	0,799	0,461	0,793	0,459	0,788	0,457	0,784	0,456
1,6	0,813	0,462	0,804	0,459	0,798	0,456	0,793	0,455	0,788**	0,452**
1,7	0,816	0,459	0,807	0,455	0,801	0,452	0,795	0,450		
1,8	0,817	0,454	0,807	0,449	0,800	0,447	0,793**	0,442**		
1,9	0,816	0,448	0,805	0,443	0,798**	0,439**				
2,0	0,812	0,441	0,801	0,435						
2,1	0,807	0,432	0,795	0,426						

Примітки:

*- $\varepsilon_{c1,ck}$ – деформація бетону при максимальних напруженнях при розрахунках за граничними станами другої групи; ε_c – біжуче значення деформації бетону;

** - при значеннях $\varepsilon_{cu1,ck} / \varepsilon_{c1,ck}$



З урахуванням використання коефіцієнта повноти епіюри напружень у стиснутому бетоні перша умова рівноваги набуває такого кінцевого вигляду:

$$\omega_k f_{ck} b z_{(1)} + \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (z_{(1)} - a_1) E_s A_{s1} - \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (h - z_{(1)} - a_2) E_s A_{s2} - N = 0. \quad (5)$$

Аналогічно можна отримати рівняння рівноваги стосовно діючих в перерізі згинаючих моментів, що після інтегрування і математичних перетворень вихідного рівняння набуває вигляду:

$$f_{ck} b z_{(1)}^2 \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1,ck}} \right)^k + \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (z_{(1)} - a_1)^2 E_s A_{s1} + \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (h - z_{(1)} - a_2)^2 E_s A_{s2} - N(z_{(1)} - 0,5h + e_0) = 0, \quad (6)$$

де e_0 – ексцентриситет прикладання поздовжньої сили $e_0 = M/N$.

У рівнянні (6) в першому члені під знаком суми міститься коефіцієнт β_k , що враховує криволінійну епіюру напружень у стиснутому бетоні при визначенні величини згинального моменту. Цей коефіцієнт, як і коефіцієнт ω_k , залежить від класу бетону та рівня деформацій стиснутої крайньої зони бетону і також може бути представленим у табличній формі (табл. 1). З урахуванням цього рівняння рівноваги (6) може бути записаним у вигляді

$$\beta_k f_{ck} b z_{(1)}^2 + \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (z_{(1)} - a_1)^2 E_s A_{s1} + \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (h - z_{(1)} - a_2)^2 E_s A_{s2} - N(z_{(1)} - 0,5h + e_0) = 0. \quad (7)$$

Форма запису рівнянь (5) і (7) дещо відрізняється від форми запису аналогічних рівнянь, наведених в [4], а саме, вони не містять у собі відносно кривизни елементів, у них введено коефіцієнти ω_k і β_k , що дозволяє спростити процес розрахунку напружено-деформованого стану нормальних перерізів стиснуто-зігнутих елементів, використовуючи метод поступового наближення [4].

ВИЗНАЧЕННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ НОРМАЛЬНИХ ПЕРЕРІЗІВ СТИСНУТО-ЗІГНУТИХ ЕЛЕМЕНТІВ ПРИ ЕКСПЛУАТАЦІЙНИХ НАВАНТАЖЕННЯХ

Для розрахунків елементів за граничними станами другої групи необхідно визначити деформації в матеріалах при дії експлуатаційного навантаження, для чого виконується аналіз зміни напружено-деформованого стану нормальних перерізів шляхом спільного рішення рівнянь (5) і (7) за умови приросту деформацій, внаслідок чого встановлюється зв'язок “стискальна сила – деформація” (“ $N - \varepsilon_c$ ”).

Цей зв'язок може бути представлений у табличній формі або у вигляді відповідної діаграми. Задача вирішується методом послідовних наближень [4]. При цьому вважаються відомими всі геометричні характеристики поперечного перерізу елемента, параметри діаграм деформування матеріалів та ексцентриситет прикладання поздовжньої сили e_0 .

У рівняннях рівноваги поперечного перерізу (5) і (7) при заданому значенні деформації бетону $\varepsilon_{c(1)}$ невідомою є висота стиснутої зони бетону x . Практично задача знаходження невідомого вирішується методом наближень із заданою точністю m , яку можна встановити 2% або 5%. На першому кроці наближення при $\varepsilon_c = \varepsilon_{c(1)}$ можна прийняти $x = z_{(1)} = 0,5di$, використовуючи формулу (5), визначити відповідну поздовжню силу

$$N_{(1)} = \omega_k f_{ck} b z_{(1)} + \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (z_{(1)} - a_1)$$

$$E_s A_{s1} - \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (h - z_{(1)} - a_2) E_s A_{s2}. \quad (8)$$

За знайденим значенням $N_{(1)}$ перевіряється виконання рівняння рівноваги (7) за виразом

$$\frac{\beta_k f_{ck} b z_{(1)}^2 + \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (z_{(1)} - a_1)^2 E_s A_{s1} + \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (h - z_{(1)} - a_2)^2 E_s A_{s2}}{N_{(1)} (z_{(1)} - 0,5h + e_0)} = (1 \pm m). \quad (9)$$

У формулах (8) і (9) коефіцієнти ω_k і β_k приймають за табл. 1 при фактичному значенні відношення $\varepsilon_{c(1)}/\varepsilon_{c1,ck}$.

Якщо умова (9) виконується, то це свідчить про те, що вже на першому кроці знайдено рішення системи рівнянь (5) і (6) і можна знайти величину згинального моменту $M_{(1)}$ та кривизну елемента $\chi_{(1)}$, що відповідають значенням $\varepsilon_{c(1)}$ і $N_{(1)}$, за такими формулами:

$$M_{(1)} = N_{(1)} (z_{(1)} - 0,5h + e_0); \quad (10)$$

$$\chi_{(1)} = \frac{\varepsilon_{c(1)} + \varepsilon_{s2(1)}}{d}, \quad (11)$$

де $\varepsilon_{s2(1)}$ – відносна деформація розтягнутої арматури, що визначається за формулою (1); d – робоча висота поперечного перерізу (рис. 2, б).

Якщо умова (9) не дотримується, необхідно виконати другий крок наближення, в якому при тому ж значенні $\varepsilon_{c(1)}$ необхідно змінити величину стиснутої зони бетону, прийнявши її $z_{(2)} = z_{(1)}(1 \pm i)$, де i – крок наближення (можна приймати $i = 0,02$ або $0,05$). При значенні $x = z_{(2)}$ виконуються всі розрахунки і перевіряється умова (9). Якщо і на цьому кроці вона не виконується, робиться третій крок наближення, приймаючи $z_{(3)} = z_{(2)}(1 \pm i)$. Такі наближення виконують до досягнення умови (9). За визначеним в останньому наближенні $z_{(n)}$ (n – номер кроку остан-



нього наближення) за формулами (10) і (11) визначають значення згинаючого моменту $M_{(n)}$ та $\chi_{(n)}$, що відповідають значенням $\varepsilon_{c(1)}$ і $N_{(n)}$.

У результаті виконань за наведеним методом розрахунків отримано параметри діаграми механічного стану перерізу в першій її точці, а саме, при значенні деформації бетону більш стиснутої грані, рівній $\varepsilon_{c(1)}$. Для отримання наступних точок діаграми стану перерізу необхідно виконати розрахунки при інших значеннях деформацій ε_c в межах від 0 до $\varepsilon_{c(1),ck}$. Як правило, з достатньою точністю отримують результати при зміні деформацій через $\Delta\varepsilon_{c(1)} = 0,1\varepsilon_{c(1),ck}$. Тобто, $\varepsilon_{c(1)} = 0,1\varepsilon_{c(1),ck}$; $\varepsilon_{c(2)} = 0,2\varepsilon_{c(1),ck}$; $\varepsilon_{c(10)} = \varepsilon_{c(1),ck}$ і так далі до $\varepsilon_{c(1),ck}$.

Для подальшого аналізу отримані характеристики напружено-деформованого стану перерізу залежно від ε_c зводяться в таблицю або за їх даними будують необхідні діаграми.

Всі розрахунки легко і з мінімальною затратою часу виконуються в програмі Excel.

РОЗРАХУНОК ЕЛЕМЕНТІВ ЗА РОЗКРИТТЯМ ТРІЩИН ТА ЗА ДЕФОРМАЦІЯМИ

У розрахунках залізобетонних конструкцій за придатністю до нормальної експлуатації розглядається напружено-деформований стан перерізу при дії навантажень із характеристичними значеннями. Стосовно стиснуто-зігнутих елементів від таких навантажень визначають осьову силу N_{SLS} від поздовжнього навантаження та максимальний згинаючий момент M_{SLS} від поперечного навантаження. Спільну дію осьової сили і згинаючого моменту в розрахунках можна замінити дією сили N_{SLS} з ексцентриситетом $e_0 = M_{SLS} / N_{SLS}$. За наведеним вище методом будується діаграма механічного стану поперечного перерізу (можливо в табличній формі), за якою визначають значення параметрів напружено-деформованого стану при $N = N_{SLS}$.

Ширину розкриття тріщин w_k у нормальному перерізі елемента визначають за формулою [4]

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}), \quad (12)$$

де $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}$ різниця між середніми деформаціями в арматурі та середніми деформаціями бетону між тріщинами, що знаходять за формулою

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}) = \frac{\sigma_s - k_t (1 + a_e \rho_{p,elf}) \frac{f_{ct,elf}}{\rho_{p,elf}} (1 + a_e \rho_{p,elf})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}. \quad (13)$$

У формулі (13) напруження в розтягнутій арматурі в перерізі з тріщиною σ_s знаходять за діаграмою механічного стану при $N = N_{SLS}$. Усі інші величини, що містяться в формулах (12) і (13), та їх визначення наведені в [4]. Аналогічно може бути визначена ширина розкриття тріщин від дії довготривалих навантажень.

Також із використанням розрахованої діаграми стану поперечного перерізу визначають кривизну елемента χ при $N = N_{SLS}$, за значенням якої знаходиться прогин елемента f за відомою формулою, в якій позначення прийняті відповідно до [4],

$$f = k_m \chi l^2. \quad (14)$$

Отже, із зазначеного випливає, що для розрахунку стиснуто-зігнутих елементів за граничними станами другої групи необхідно встановлювати діаграму зміни напружено-деформованого стану поперечного перерізу залежно від рівня навантаження (рівня деформації бетону), що дає можливість встановлювати напруження в матеріалах, їх деформації та кривизну при дії експлуатаційного навантаження. Крім цього, розраховані діаграми механічного стану за наведеним методом дають можливість визначити руйнівне навантаження, що дорівнює $N_u = N_{max}$ при $d_N / d\varepsilon_c = 0$.

ВИСНОВКИ

1. Отримано математично удосконалені умови рівноваги нормальних перерізів стиснуто-зігнутих залізобетонних елементів, що відповідають сучасній деформаційній моделі їх роботи.
2. Спільне рішення рівнянь рівноваги дає можливість отримати зміну напружено-деформованого стану нормальних перерізів елементів при різних рівнях навантаження та визначити напруження і деформації в матеріалах при їх характеристичних значеннях, що необхідні для розрахунку елементів за граничними станами другої групи.
3. Запропонований метод легко реалізується в програмі Excel, що забезпечує використання в повному обсязі деформаційної моделі при проектуванні залізобетонних конструкцій.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Бамбура А.М. Основні положення розрахунку бетонних та залізобетонних конструкцій по національному нормативному документу (ДБН), що розробляється / А.М. Бамбура, А.Я. Барашиков, О.Б. Гурківський // Буд. конструкції: Зб. наукових пр. – Київ: НДІБК, 2005. – Том 1. – С. 36 – 43.
2. Бамбура А.М. Нове в проектуванні залізобетонних та сталезалізобетонних конструкцій / А.М. Бамбура, О.Б. Гурківський, М.С. Безбожна, О.В. Дорогова, І.Р. Сазонова // Буд. конструкції: Зб. наукових пр. - Київ: НДІБК, 2013. – Вип. 78. – Кн. 1. - С. 3 – 13.
3. Бетонні та залізобетонні конструкції: ДБН В.2.6 – 98:2009. – [Чинні від 2011–07–01]. – Київ: ДП “Укрархбудінформ”, 2011. – 84 с. – (Буд. норми України).



4. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону: ДСТУ Б В.2.6 – 156:2010. – [Чинний від 2011 – 06 – 01]. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2011. – 118 с. – (Національний стандарт України).
5. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретический. Кн. 2 / Под ред. А.А. Уманского. – М.: Стройиздат, 1973. – 416 с.
6. Пузанков Ю.И. Прочность и деформативность сжатых железобетонных элементов при поперечной динамической нагрузке: автореф. дисс. канд. тех. наук: 05.23.01 / Ю.И. Пузанков. – М., 1979. – 22 с.
7. Казачек В.Г. Исследование гибких сжато-изогнутых предварительно напряженных железобетонных колонн / В.Г. Казачек // Вопросы строительства и архитектуры. – Минск: Высшая школа, 1979. Вып. 9. – С. 99-106.
8. Бабич Є.Є. Робота стиснуто-зігнутих залізобетонних елементів при одноразових та повторних малоциклових навантаженнях / Є.Є. Бабіч, О.О. Заречанський // Буд. конструкції: Зб. наукових пр. – Київ: НДІБК, 2005. – Кн. 1.- С. 17 – 23.
9. Бабич Є.М. Експериментальні дослідження гнучких стиснуто-зігнутих залізобетонних елементів при поперечних повторних навантаженнях різних рівнів / Є.М. Бабич, О.О. Заречанський // Буд. конструкції: Зб. наукових пр. – Київ: НДІБК, 2006. – Вип. 65. – С. 253 – 259.
10. Заречанський О.О. Особливості роботи гнучких стиснуто-зігнутих залізобетонних елементів при повторній дії поздовжньої сили / О.О. Заречанський // Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наукових пр. – Рівне: НУВГП, 2006. – Вип. 14. – С. 187 – 194.
11. Бабіч Є.Є. Практичний метод визначення напружено-деформованого стану і міцності стиснуто-зігнутих залізобетонних елементів з використанням деформаційної моделі / Є.Є. Бабіч // Буд. конструкції: Зб. наукових пр. – Київ: ДП НДІБК, 2007. – С. 68 – 77.
12. Бабіч Є.Є. Розрахунок несучої здатності стиснуто-зігнутих залізобетонних елементів / Є.Є. Бабіч, Є.М. Бабич // Буд. конструкції: Зб. наукових пр. – Київ: ДП НДІБК, 2013. – Вип. 78. – Кн. 1.- С. 158 – 164.

REFERENCES

1. Bambura A.M. Basic provisions for the calculation of concrete and reinforced concrete structures under the national normative document (DBN) being developed. / A.M. Bambura, A.Ia. Barashykov, O.B. Hurkivskiy // Building constructions: Collection of scientific works. - Kyiv: NDIBK, 2005. - B. 1. - P. 36 - 43.

2. Bambura A.M. New in the design of reinforced concrete and steel reinforced concrete structures / A. M. Bambura, O. B. Hurkivskiy, M. S. Bezbozhna, O.V. Dorohova, I.R. Sazonova // Building constructions: Collection of scientific works / - Kyiv: DP NDIBK, 2013. - Iss. 78. - B. 1.- P. 3 - 13.
3. Concrete and reinforced concrete structures: DBN V.2.6 - 98:2009. - [Effective from 2011 - 07 - 01]. - Kyiv: SE «Ukrarkhbuildinform», 2011. - 84 p. - (Construction norms of Ukraine).
4. Concrete and reinforced concrete constructions made of heavy concrete: DSTU B V.2.6-156:2010. - [Effective from 2011 - 06 - 01]. - Kyiv: SE «Ukrarkhbuildinform», 2011. - 118 p. - (National Standard of Ukraine).
5. Directory of designer of industrial, residential and public buildings and structures. Settlement-theoretical. Kn. 2 / Ed. A.A Umanskoho. - M.: Stroyizdat, 1973. - 416 p.
6. Puzankov Yu.I. Strength and deformability of compressed reinforced concrete elements with transverse dynamic load: author's abstract. diss ... Candidate those Sciences: 05.23.01 / Yu.I. Puzankov- M., 1979.- 22 p.
7. Kazachek V.H. Investigation of flexible compressed-curved pre-stressed reinforced concrete columns / V.G. Kazachek // Questions of construction and architecture. - Minsk: The high school, 1979. 9. - P. 99-106.
8. Babich Ie.Ie. The work of compressed-bent concrete elements with one-time and repeated small-cycle loads / Ie. Ie. Babich, O. Zarechanskyi // Building Constructions: Coll. of scientific works. - Kyiv: NDIBK, 2005. - Vol. 1. - P. 17 - 23.
9. Babych Ye.M. Experimental studies of flexible compressed-bent concrete elements at transverse repeated loads of different levels / Ye. M. Babych, O.O. Zarechanskyi // Building constructions: Coll. of scientific works. - Kyiv: NDIBK, 2006. - Vol. 65. - P. 253 - 259.
10. Zarechanskyi O.O. Peculiarities of the work of flexible compressed-bent curtain reinforced concrete elements with repeated action of longitudinal force / O.O. Zarechanskyi // Resource-saving materials, structures, buildings and structures: Coll. of scientific works. - Rivne: NUVGP, 2006. - Iss. 14. - P. 187 - 194.
11. Babich Ie.Ie. Practical method for determining the stress-strain state and strength of compressed-bent concrete elements using a deformation model / Ie. Ie. Babich // Building Constructions: Coll. of scientific works. - Kyiv: NDIBK, 2007.- P. 68 - 77.
12. Babich Ie. Ie. Calculation of the bearing capacity of compressed-bent concrete elements / Ie. Ie. Babich, Ie. M. Babych // Building Constructions: Coll. of scientific works. - Kyiv: DP NDIBK, 2013. - Iss. 78. - B. 1.- P. 158 - 164.

Стаття надійшла до редакції 14.08.2017 р.



УДК 624.012



ГОРИК О.В.

Д-р технічних наук, проф.,
Полтавська державна аграрна
академія, м. Полтава, Україна,
e-mail: oleksii.goruk@pdaa.edu.ua,
тел. +38 (050) 305-68-76,
ORCID: 0000-0001-8274-9266



КОВАЛЬЧУК С.Б.

Канд. технічних наук, ст. викл.
Полтавська державна аграрна
академія, м. Полтава, Україна,
e-mail: stanislav.kovalchuk@pdaa.edu.ua,
тел. +38 (066) 516-87-69,
ORCID: 0000-0003-4550-431X

ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСОЛЬНИХ РИГЕЛІВ VIP-ТРИБУНИ СТАДІОНУ «ВОРСКЛА» У МІСТІ ПОЛТАВІ

АНОТАЦІЯ

Робота присвячена актуальним питанням дослідження технічного стану залізобетонних однопрогонових консольних ригелів рам каркасу гостьової трибуни стадіону «Ворскла» у м. Полтаві та відновлення їх експлуатаційного ресурсу. Для підвищення запасу несучої здатності ригеля запропоновано систему підсилення, що розвантажує його небезпечну ділянку шляхом обмеження переміщень консольної частини пружним елементом із попереднім стискаючим зусиллям. Оптимальне значення попереднього зусилля у робочому елементі системи підсилення розраховане за умови збереження однакового знаку згинаючого моменту у прогоновій частині ригеля після виконання підсилення. Заданий рівень попереднього зусилля встановлено з урахуванням вторинних прогинів ригеля під час монтажу підсилення, для визначення яких застосовано ітераційну модель згину композитних брусів в умовах обмеженого деформування.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: технічний стан, дефекти, каркас трибуни споруди, залізобетонні ригелі, резерв несучої здатності, система підсилення, ітераційна модель згину, прогини ригеля

ОБЕСПЕЧЕНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСОЛЬНЫХ РИГЕЛЕЙ VIP-ТРИБУНЫ СТАДИОНА «ВОРСКЛА» В ГОРОДЕ ПОЛТАВЕ

ГОРИК А.В. Д-р технических наук, проф.,
Полтавская государственная аграрная академия,
г. Полтава, Украина,
e-mail: oleksii.goruk@pdaa.edu.ua,
тел. +38 (050) 305-68-76,
ORCID: 0000-0001-8274-9266

КОВАЛЬЧУК С.Б. Канд. технических наук, ст.
преподаватель, Полтавская государственная
аграрная академия, г. Полтава, Украина,

e-mail: stanislav.kovalchuk@pdaa.edu.ua,
тел. +38 (066) 516-87-69,
ORCID: 0000-0003-4550-431X

АННОТАЦИЯ

Работа посвящена актуальным вопросам исследования технического состояния железобетонных однопролетных консольных ригелей каркаса гостевой трибуны стадиона «Ворскла» в г. Полтаве и восстановления их эксплуатационного ресурса. Для повышения запаса несущей способности ригеля предложена система усиления, которая разгружает его опасный участок путем ограничения перемещений консольной части упругим элементом с предварительным сжимающим усилием. Оптимальное значение предварительного усилия в рабочем элементе системы усиления рассчитано по условию сохранения одинакового знака изгибающего момента в пролетной части ригеля после выполнения усиления. Заданный уровень предварительного усилия рассчитан с учетом вторичных прогибов ригеля при монтаже усиления, для определения которых применена итерационная модель изгиба композитных брусьев в условиях ограниченного деформирования.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: техническое состояние, дефекты, каркас трибуны сооружения, железобетонные ригели, резерв несущей способности, система усиления, итерационная модель изгиба, прогибы ригеля

MAINTENANCE OF A LOADED CAPABILITY OF REINFORCED CONCRETE CONSOLE GIRDERS OF THE VIP-GRANDSTAND AT THE STADIUM “VORSKLA” IN POLTAVA CITY

GORYK A.V. Dr, Prof., Poltava State Agrarian
Academy, Poltava, Ukraine,
e-mail: oleksii.goruk@pdaa.edu.ua,
tel. +38 (050) 305-68-76,
ORCID: 0000-0001-8274-9266



KOVALCHUK S.B. PhD, senior lecturer, Poltava State Agrarian Academy, Poltava, Ukraine, e-mail: stanislav.kovalchuk@pdaa.edu.ua, tel. +38 (066) 516-87-69, ORCID: 0000-0003-4550-431X

ABSTRACT

The work is devoted to topical issues of a maintenance and renewal of a normal technical condition of constructional parts of the grandstand structure of the stadium "Vorskla" in Poltava city. The object of the research is reinforced concrete console girders of carcass frames of the stadium guest grandstand. Because of failed designing decisions connected with the reconstruction, these elements are practically at the end of their estimated reserve of loaded capability and require its improvement through arrangement of the construction strengthening. The optimal strengthening system in which the removal of the girder console part is limited by an additional elastic support with a preliminary compression force has been suggested. The transmission of the load estimated part to the elastic support of the strengthening system allowed to redistribute internal forces decreasing the estimated moment of flexion on the supporting structure and in the bay avoiding a change of its sign. It is identified that in the process of the elastic element installment the intensity of the formed preliminary compression force will decrease by means of a girder secondary deflection. The estimates of its deflections taking into account a concentrated force formed by a working element of the strengthening system has been made for consideration of additional related deformation of the strengthening system and the girder. When identifying deflections, the reinforced concrete girder was considered as a composite discrete-heterogeneous bar made of homogeneous concrete matrix reinforced by very strong steel phases. It gave the possibility to take constitutive relation of the iteration movable model of the fold of composite discrete-heterogeneous bars as a basis of the reinforced girder deformation analysis under the conditions of limited deformation. General solutions of defining equations are received independently for each section of different stiffness. Received solutions at the stage of consideration of boundary conditions were adjusted by means of balancing of linkage and static deformation parameters at the edge of analyzing sections. Received amounts of deflections allowed to identify necessary constructive sizes of the strengthening system, with which the given level of the preliminary compression force in the working element is promoted in the designing position of the working element.

KEY WORDS: technical condition, defects, carcass of grandstand structure, reinforced concrete girders, reserve of loaded capability, strengthening system, fold iteration model, girder deflections.

ВСТУП

Внаслідок впливу зовнішнього середовища, режимів експлуатації, змін у конструкції, непередбаченої проектом зміни навантаження та інших факторів, технічний стан багатьох будівельних об'єктів знижується. Такі обставини можуть призвести до виникнення надзвичайних ситуацій і тому потребують вжиття запобіжних заходів. Об'єкти з масовим перебуванням людей (зали для глядачів, спортивні арени, торгові манежі тощо) потребують постійного спостереження для створення умов безпечної та надійної їх експлуатації. У Полтаві одним із таких об'єктів є головна спортивна арена обласного центру – стадіон «Ворскла» імені Олексія Бутовського. Експлуатаційна надійність цього об'єкта визначається несучою здатністю залізобетонних елементів каркасу трибунної споруди. Дефекти та місцеві руйнування, що виникають із часом, а також невдалі проектні рішення, пов'язані з реконструкцією трибун, суттєво впливають на експлуатаційні параметри залізобетонних елементів каркаса і призводять до поступового погіршення їх технічного стану. Тому, надійна експлуатація споруди стадіону, зважаючи на його сучасний технічний стан і рівень наслідків від можливої аварії, потребує відповідно до вимог чинного законодавства періодичного проведення візуально-інструментальних і лабораторних обстежень. Отримані у ході таких обстежень натурні дані дозволяють виконати необхідні перевірочні розрахунки залишкової міцності та жорсткості окремих конструктивних елементів каркасу трибунної споруди, результати яких є основою для розроблення заходів щодо забезпечення несучої здатності.

АНАЛІЗ ОСТАННІХ ДОСЛІДЖЕНЬ І ПУБЛІКАЦІЙ

Зважаючи на особливі вимоги до об'єктів із масовим перебуванням людей та ускладнені умови експлуатації під відкритим небом, обстеження технічного стану конструкцій стадіону, починаючи з 1988 року, періодично проводились різними науковими установами. За результатами цих обстежень було розроблено і запроваджено ряд технічних заходів щодо відновлення та підвищення експлуатаційного ресурсу різних елементів та вузлів трибунної споруди стадіону. Ці обстеження і конструктивні рішення стосувалися окремих елементів (частин) споруди і були направлені тільки на підвищення запасу міцності, без глибокого пошуку резервів несучої здатності елементів каркаса трибун. Тому у 2009 році Багатогалузовим науково-технічним центром «Віра» (м. Полтава) було виконано комплексне експериментально-аналітичне дослідження технічного стану залізобетонної споруди стадіону «Ворскла», яким визначено



черговість відновлення експлуатаційного ресурсу елементів каркаса трибун.

За результатами чергового дослідження, проведеного у 2016 році, серед найбільш уразливих з точки зору умов роботи, сучасного технічного стану, а також наявного запасу несучої здатності є залізобетонні ригелі каркаса VIP-трибуни, що потребують збільшення експлуатаційного запасу міцності.

Різним способом збільшення несучої здатності згинальних елементів залізобетонних конструкцій шляхом штучного контролюваного перерозподілу їхніх зусиль присвячені чисельні роботи вітчизняних [1-4] та закордонних дослідників [5-7], в яких висвітлені можливості різноманітних оптимальних систем підсилення. Ці роботи, здебільшого, базуються на класичних підходах до розрахунку підсилених конструкцій. Однак, залізобетонні конструкції є неоднорідними конструктивними системами, що після підсилення працюють в умовах обмеженого деформування і потребують застосування відповідних теорій. В основу таких теорій можна покласти депланаційну модель згину композитних неоднорідних брусів [10] та її адаптацію для згину в умовах обмеженого деформування [8], що була успішно апробована у ході пошуку резерву міцності ригелів Східної трибуни стадіону [9].

ПОСТАНОВКА ЗАВДАННЯ

Дана робота є продовженням комплексних досліджень технічного стану споруди стадіону, що періодично проводили протягом останніх десятиріч. Черговий звіт про технічний стан будівельних конструкцій стадіону 2016 року містить висновок про необхідність конструктивного підсилення залізобетонних ригелів (консоль) каркасу VIP-трибуни, що несуть навантаження від четвертого останнього поверху. Це визначило мету роботи: на основі результатів дослідження технічного стану консолей верхніх залізобетонних ригелів рам VIP-трибуни, запропонувати аналітично обґрунтовані конструктивні заходи для підвищення їх несучої здатності. Основним методом дослідження є математичне моделювання згину залізобетонних елементів із використанням визначальних співвідношень ітераційної моделі згину композитних дискретно-неоднорідних брусів в умовах обмеженого деформування на основі результатів на-

турних обстежень та лабораторних випробувань.

ОСНОВНИЙ МАТЕРІАЛ І РЕЗУЛЬТАТИ

За розрахунками, виконаними в 2009 році співробітниками кафедри залізобетонних і кам'яних конструкцій Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка під керівництвом проф. А.М. Павлікова, верхні ригелі VIP-трибуни мають мізерний запас міцності (розрахункове навантаження на той час склало 97,63% від допустимого). До такого стану призвело невдале технічне рішення реконструкції з передачею навантаження від надбудованого поверху через поперечні цегляні стіни безпосередньо на ригелі рам каркасу. З урахуванням вимог чинних норм проектування і динаміки розвитку дефектів консольні ригелі практично вичерпали свій розрахунковий резерв несучої здатності. У зв'язку з цим виникла необхідність збільшення експлуатаційного ресурсу консольних ригелів поперечних рам VIP-трибуни стадіону «Ворскла» шляхом конструктивного підсилення.

Зважаючи на надійність і простоту виконання, більш ефективним і доступним є зміна конструктивної схеми поперечних рам гостьової трибуни з улаштуванням обмеження переміщення консолі ригелів (рис. 1) із заданим попереднім зусиллям. Передача розрахункової частини навантаження на пружний попередньо напружений елемент системи підсилення дозволяє досягнути ефективного перерозподілу внутрішніх зусиль у перерізах ригеля. На користь такого рішення свідчить характер розподілу згинаючих моментів у ригелях, що знаходяться під дією однозначного від'ємного згинаючого моменту з максимальними

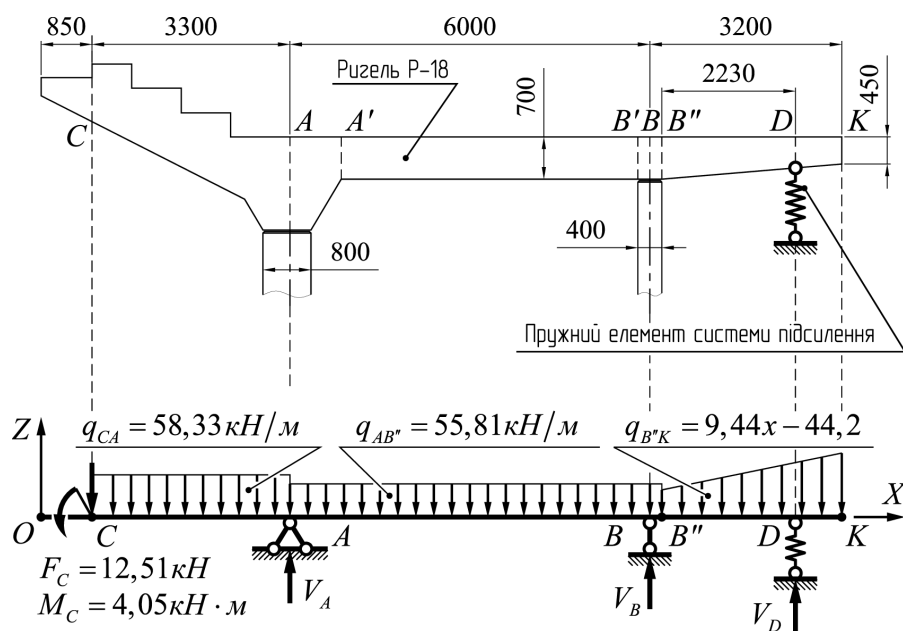


Рис. 1. Конструктивна та розрахункова схеми ригеля



значеннями на опорах і стиснутою нижньою частиною перерізів по всій довжині.

Консольні ригелі (рис. 1) каркасу VIP-трибуни на всій довжині мають однакову ширину, що складає $b=400$ мм. На ділянці між опорами ригель має сталу прямокутну форму поперечних перерізів із розмірами 400×700 мм.

Висота поперечних перерізів визначальної за несучою здатністю консольної ділянки ригелів лінійно змінюється по її довжині від 450 мм на вільному торці до 700 мм на опорі (точка і B'').

Ригелі виготовлені із важкого бетону класу С20/25, армованого сталевую арматурою класу А-ІІ.

Характеристика та інтенсивність постійних і тимчасових навантажень прийняті відповідно до ДБН В.1.2-2:2006. СНББ. «Навантаження і впливи. Норми проектування».

Для активного включення у роботу запропонованої системи підсилення ригеля необхідно створити початкове зусилля у її основному опорному елементі, величина якого повинна визначатись на основі розрахунку. Основною умовою для виконання такого розрахунку є збереження знаків (характеру розподілення) згинаючого моменту на розрахункових ділянках ригеля після встановлення системи підсилення, що вимагають особливості структурної будови перерізів об'єкта дослідження.

Встановлення системи підсилення планували в літній період за відсутності тимчасових навантажень. Таким чином, монтажні параметри системи підсилення встановлювали за наявності тільки комбінації постійних навантажень. Для такого випадку згідно із конструкцією ригеля та встановленими параметрами навантаження було сформовано розрахункову схему (рис. 1).

Узагальнена функція зовнішнього навантаження ригеля має вид:

$$\begin{aligned} \bar{q}(x) = & -F_C \Delta(x-x_C) - M_C \frac{d\Delta(x-x_C)}{dx} - \\ & -q_{CA} (H(x-x_C) - H(x-x_A)) + V_A \Delta(x-x_A) - \\ & -q_{AB''} (H(x-x_A) - H(x-x_{B''})) + V_B \Delta(x-x_B) - \\ & -q_{B''K} H(x-x_{B''}) + V_D \Delta(x-x_D), \end{aligned} \quad (1)$$

де V_A , V_B – невідомі реакції стаціонарних опор; V_D – вертикальна складова зусилля у пружному елементі системи підсилення; $q_{B''K} = q'_{B''K} + q''_{B''K}$ – навантаження на ділянці $B''K$ у системі XOZ , що складається з постійної та лінійної компонент; $\Delta(x)$ – дельта-функція Дірака; $H(x)$ – функція Хевісайда.

Інтегруванням (1) отримано співвідношення для згинаючого моменту у ригелі:

$$\begin{aligned} F_C l_{CA} + M_C + \frac{q_{CA} l_{CA}^2}{2} - \frac{q_{AB''} l_{AB''}^2}{2} + V_B l_{AB} - q'_{B''K} l_{B''K} \left(l_{AB''} + \frac{l_{B''K}}{2} \right) + \\ V_D (l_{AB''} + l_{B''D}) - Q''_{B''K} \left(l_{AB''} + \frac{2l_{B''K}}{3} \right) = 0, \\ F_C l_{CB} + M_C + q_{CA} l_{CA} \left(\frac{l_{CA}}{2} + l_{AB} \right) - V_A l_{AB} + \frac{q_{AB''}}{2} (l_{AB''}^2 - l_{BB''}^2) - \\ q'_{B''K} l_{B''K} \left(l_{BB''} + \frac{l_{B''K}}{2} \right) + V_D l_{BD} - Q''_{B''K} \left(\frac{2l_{B''K}}{3} + l_{BB''} \right) = 0. \end{aligned} \quad (2)$$

Система рівнянь рівноваги статки для ригеля, що розглядається

$$\begin{aligned} M(x) = & \int (\bar{q}(x)x) dx = (37080x - 14490 - 29170x^2) \cdot \\ & \times H(x-0,85) + (1264x^2 + 21780 - 10500x + V_A(x-4,150)) \cdot \\ & \times H(x-4,150) + (-5,297 \cdot 10^5 x - 1573x^3 + 50000x^2 + 1,869 \cdot 10^6) \cdot \\ & \times H(x-10,35) + V_B(x-10,15)H(x-10,15) + V_D(x-12,58) \cdot \\ & \times H(x-12,58), H \cdot m, \end{aligned} \quad (3)$$

де $Q''_{B''K}$ – рівнодіюча лінійної складової $q''_{B''K}$ навантаження $q_{B''K}$.

Після розв'язання рівнянь (3) отримано співвідношення для невідомих реакцій опор:

$$\begin{aligned} V_B = & \frac{1}{l_{AB}} \left(F_C l_{CA} + M_C + \frac{q_{CA} l_{CA}^2}{2} - \frac{q_{AB''} l_{AB''}^2}{2} - q'_{B''K} l_{B''K} \left(l_{AB''} + \frac{l_{B''K}}{2} \right) + \right. \\ & \left. + V_D (l_{AB''} + l_{B''D}) - Q''_{B''K} \left(l_{AB''} + \frac{2l_{B''K}}{3} \right) \right) = 3,717 \cdot 10^5 + 0,405 V_D, H, \\ V_A = & \frac{1}{l_{AB}} \left(F_C l_{CB} + M_C + q_{CA} l_{CA} \left(\frac{l_{CA}}{2} + l_{AB} \right) + \frac{q_{AB''}}{2} (l_{AB''}^2 - l_{BB''}^2) - \right. \\ & \left. - q'_{B''K} l_{B''K} \left(l_{BB''} + \frac{l_{B''K}}{2} \right) + V_D l_{BD} - Q''_{B''K} \left(\frac{2l_{B''K}}{3} + l_{BB''} \right) \right) = \\ & = 3,821 \cdot 10^5 - 1,405 V_D, H. \end{aligned} \quad (4)$$

На рис. 2 представлена епіюра згинаючого моменту для зазначеного ригеля, побудована із використанням (2) та (4) для випадку V_D , що відповідає поточному стану ригеля без системи підсилення.

Відповідно до епіюри на рис. 2 згинаючий момент не змінює знак по довжині ригеля. Для того, щоб не змінити характер розподілу згинаючого

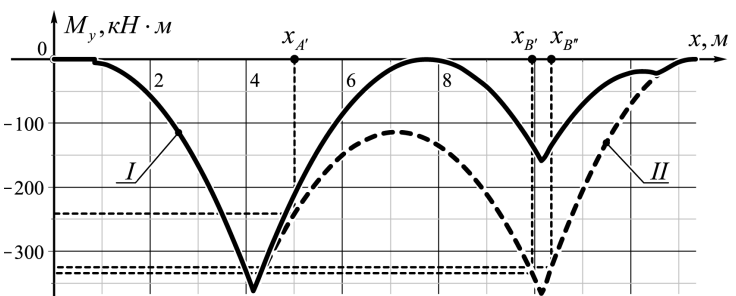


Рис. 2. Розподіл згинаючого моменту по довжині ригеля: I – без системи підсилення; II – після встановлення системи підсилення



го моменту, зусилля в опорному елементі системи підсилення має визначатися за умови:

$$\min |M^{AB}(x)| = 0. \quad (5)$$

Рівняння згинаючого моменту на ділянці AB (рис. 1)

$$M^{AB}(x) = -F_C(x - x_C) - M_C - q_{CA}l_{CA}\left(x - \left(x_C + \frac{l_{CA}}{2}\right)\right) + V_A(x - (x_C + l_{CA})) - \frac{q_{AB}}{2}(x - (x_C + l_{CA}))^2. \quad (6)$$

Умова для визначення координати перерізу із мінімальним значенням моменту на ділянці AB

$$\frac{d}{dx} M^{AB}(x) = -F_C - q_{CA}l_{CA} + V_A - q_{AB}(x - (x_C + l_{CA})) = 0,$$

звідки, з урахуванням (4), отримаємо необхідну координату:

$$x = \frac{V_A - F_C - q_{CA}l_{CA}}{q_{AB}} + x_C + l_{CA} = 7,137 + 0,726 \cdot 10^{-5} V_D, \text{ м.} \quad (7)$$

Застосувавши (6) та (7) в умові (5) отримаємо:

$$0,147 \cdot 10^{-5} V_D^2 + 1,210 V_D - 1,139 \cdot 10^5 = 0, \quad (8)$$

звідки, відповідно до умов поставленої задачі: $V_D = 85330 \text{ Н}$.

На рис. 2 представлена еюра згинаючого моменту у ригелі після встановлення системи підсилення, що створює зусилля $V_D = 85,33 \text{ кН}$.

Отримане значення V_D зменшить небезпечний згинаючий момент у приопорному перерізі B'' (рис. 1) до значення:

$$M^{B''} = V_D l_{B'D} - \frac{q'_{B''K} l_{B''K}^2}{2} - \frac{2Q''_{B''K} l_{B''K}}{3} = 85,33 \cdot 2,23 - \frac{53,46 \cdot 3^2}{2} - \frac{2 \cdot 42,46 \cdot 3}{3} = -159,84 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

У відсотковому відношенні згинаючий момент $M^{B''}$ у випадку встановлення системи підсилення знизиться на 56,5%, що достатньо для забезпечення надійної роботи конструкції в умовах дії несприятливої комбінації постійних та тимчасових навантажень.

Підставивши $V_D = 85,33 \text{ кН}$ до співвідношень (4), отримаємо:

$$V_A = 406,28 \text{ кН}, V_B = 262,24 \text{ кН}. \quad (9)$$

Згідно з (4) навантаження на опору A у випадку встановлення системи підсилення зросте на 34,56 кН (8,5%), що значно нижче наявного запасу несучої здатності колони, а на опору B знизиться на 119,89 кН (31,4%).

Основною проблемою реалізації запропонованого способу підсилення є забезпечення

розрахункової величини попереднього зусилля V_D у пружному елементі системи підсилення в проектному положенні, оскільки при здійсненні монтажних робіт внаслідок сумісного деформування її елементів і самого ригеля, відбудеться перерозподіл зусиль. Проаналізувати вплив такого перерозподілу можна, дослідивши прогини ригеля із урахуванням додаткових обмежень переміщень, накладених системою підсилення.

Переміщення ригеля. Залізобетонний ригель можна розглядати, як композитний брус, виготовлений із матричного матеріалу, бетону – квазіоднорідного композиту, армованого високоміцними сталевими фазами. Для визначення переміщень ригеля вважатимемо, що деформації після підсилення виникають на пружній стадії роботи бетонної матриці та арматури. Це дозволяє з достатньою точністю, що підтверджено натурними випробуваннями [9], застосувати відомі теоретичні моделі деформування композитних згинальних елементів [10]. Тому для розрахунку прогинів ригеля застосуємо депланаційну модель згину композитних брусів в умовах обмеженого деформування [8].

Матеріали та структура поперечних перерізів досліджуваного ригеля свідчать про його малу піддатливість деформаціям поперечних зсувів, що дозволяє при визначенні прогинів ригеля застосувати тільки нульовий крок наближення ітераційної моделі, що відповідає технічній теорії згину, однак дозволяє врахувати неоднорідність структурної будови ригеля.

При визначенні переміщень, будову реально-го ригеля із багатьма ділянками різної жорсткості замінимо наближеною будовою із двома конструктивними ділянками CB'' та $B''K$. На ділянці CA' (рис.1) ригель має складну східчасту форму, однак вплив жорсткості даної ділянки на прогини консольної ділянки BK мінімальний, тому жорсткість даної ділянки можна прийняти рівною жорсткості ділянки $A'B''$.

Згідно з [8] на нульовому кроці наближення визначальне диференціальне рівняння ітераційної моделі згину композитних брусів для ділянки CB'' із проміжними жорсткими опорами у перерізах із координатами x_A та x_B матиме такий вид:

$$D_{00}^{CB''} \frac{d^4 \chi_0^{CB''}}{dx^4} = \bar{q}^{CB''} - \lambda_A \Delta(x - x_A) - \lambda_B \Delta(x - x_B), \quad (10)$$

де $D_{00}^{CB''}$, $\chi_0^{CB''}$ – жорсткість неоднорідного перерізу та шукана функція прогину ригеля на ділянці CB'' ; λ_A , λ_B – невідомі множники.

Із урахуванням (1) рівняння (10) перепишемо так:

$$D_{00}^{CB''} \frac{d^4 \chi_0^{CB''}}{dx^4} = -F_C \Delta(x - x_C) - M_C \frac{d\Delta(x - x_C)}{dx} - \lambda_A \Delta(x - x_A) - \lambda_B \Delta(x - x_B) - q_{AB''} \left(\frac{H(x - x_A)}{-H(x - x_{B''})} \right) - q_{CA} \left(\frac{H(x - x_C)}{-H(x - x_A)} \right). \quad (11)$$



Система крайових та додаткових умов для визначення сталих інтегрування і невідомих множників у розв'язку рівняння (11), матиме такий вид

$$\left(\frac{d^2\chi_0^{CB^*}}{dx^2}\right)\Big|_{x=0}=0, \quad \left(\frac{d^3\chi_0^{CB^*}}{dx^3}\right)\Big|_{x=0}=0,$$

$$\chi_0^{CB^*}\Big|_{x=x_A}=0, \quad \chi_0^{CB^*}\Big|_{x=x_B}=0. \quad (12)$$

Для ділянки $B''K$ із пружною проміжною опорою у перерізі D , аналогічно запишемо

$$D_{00}^{B''K} \frac{d^4\chi_0^{B''K}}{dx^4} = -q_{B''K} H(x-x_{B''}) - c\lambda_D \Delta(x-x_D) + P_D \Delta(x-x_D), \quad (13)$$

де $D_{00}^{B''K}$, $\chi_0^{B''K}$ – жорсткість неоднорідного перерізу та шукана функція прогину ригеля на ділянці $B''K$; λ_D – невідомий множник; c – жорсткість пружної опори; P_D – навантаження ригеля від попереднього зусилля у пружній опорі.

Система крайових та додаткових умов для рівняння (13):

$$\left(\frac{d^2\chi_0^{B''K}}{dx^2}\right)\Big|_{x=l}=0, \quad \left(\frac{d^3\chi_0^{B''K}}{dx^3}\right)\Big|_{x=l}=0,$$

$$\chi_0^{B''K}\Big|_{x=x_D} - \lambda_D = 0. \quad (14)$$

Для узгодження розв'язків рівнянь (11) та (13) у спільному перерізі B'' вимагатимемо виконання наступних умов:

$$\left(\chi_0^{CB^*}\right)\Big|_{x=x_{B''}} = \left(\chi_0^{B''K}\right)\Big|_{x=x_{B''}},$$

$$\left(D_{00}^{CB^*} \frac{d^2\chi_0^{CB^*}}{dx^2}\right)\Big|_{x=x_{B''}} = \left(D_{00}^{B''K} \frac{d^2\chi_0^{B''K}}{dx^2}\right)\Big|_{x=x_{B''}},$$

$$\left(\frac{d\chi_0^{CB^*}}{dx}\right)\Big|_{x=x_{B''}} = \left(\frac{d\chi_0^{B''K}}{dx}\right)\Big|_{x=x_{B''}}, \quad (15)$$

$$\left(D_{00}^{CB^*} \frac{d^3\chi_0^{CB^*}}{dx^3}\right)\Big|_{x=x_{B''}} = \left(D_{00}^{B''K} \frac{d^3\chi_0^{B''K}}{dx^3}\right)\Big|_{x=x_{B''}}.$$

На даному етапі необхідно встановити деформований стан ригеля у момент після монтажу без тимчасового корисного навантаження. В такому випадку невідомі множники у диференціальних рівняннях (11) та (13) повинні відповідати виконаному вище статичному розрахунку. Тоді, згідно з фізичним змістом величин λ_A , λ_B , λ_D і P_D запишемо рівності:

$$\lambda_A = -V_A, \lambda_B = -V_B, \lambda_D = 0, P_D = V_D. \quad (16)$$

З урахуванням (16) визначальні рівняння (11) та (13) набудуть такого виду

Сумісне розв'язання диференціальних рівнянь (17) разом із крайовими і додатковими умовами (12) і (14) та умовами сумісної роботи ділянок CB'' та $B''K$ (15), дозволяє отримати функцію прогину χ_0 для ригеля, що розглядається.

$$D_{00}^{CB^*} \frac{d^4\chi_0^{CB^*}}{dx^4} = -F_C \Delta(x-x_C) - M_C \frac{d\Delta(x-x_C)}{dx} + V_A \Delta(x-x_A) + V_B \Delta(x-x_B) - q_{CA} \left(\begin{matrix} H(x-x_C) \\ -H(x-x_A) \end{matrix} \right) - q_{AB''} \left(\begin{matrix} H(x-x_A) \\ -H(x-x_{B''}) \end{matrix} \right),$$

$$D_{00}^{B''K} \frac{d^4\chi_0^{B''K}}{dx^4} = -q_{B''K} H(x-x_{B''}) + V_D \Delta(x-x_D). \quad (17)$$

Необхідними вихідними даними для реалізації розв'язання рівнянь (17) є жорсткості $D_{00}^{CB^*}$ та $D_{00}^{B''K}$. Користуючись методикою та співвідношеннями, встановленими у [10], на основі даних про структуру поперечних перерізів ригеля на прогоновій ділянці було встановлено: $D_{00}^{CB^*} = 4.6931 \times 10^8 \text{ Н} \cdot \text{м}^2$.

При цьому вихідну структуру поперечного перерізу із арматурними фазами круглого перерізу було замінено на еквівалентну – з фазами квадратної форми при збереженні площі.

Для консольної ділянки $B''K$, що має змінну висоту перерізу, було розраховано жорсткості для низки перерізів (табл. 1).

Оскільки точне врахування змінної жорсткості ділянки $B''K$ неможливе у межах застосованої теорії, то розв'язання системи (11)-(15) виконувалось для двох випадків постійної жорсткості ділянки $B''K$:

– на початку ділянки:

$$\bar{D}_{00}^{B''K} = D_{00}^{B''K}\Big|_{x=x_{B''}} = 4,6931 \cdot 10^8 \text{ Н} \cdot \text{м}^2;$$

– у перерізі D :

$$\bar{D}_{00}^{B''K} = D_{00}^{B''K}\Big|_{x=x_D} = 1,9078 \cdot 10^8 \text{ Н} \cdot \text{м}^2.$$

Очевидно, що значення прогинів ділянки $B''K$ у випадку змінної жорсткості за зазначеним у табл.1 законом, буде знаходитись між значеннями, що отримані для зазначених сталих жорсткостей.

Таблиця 1. Жорсткості перерізів консольної ділянки ригеля

Параметр перерізу	Значення						
Координата, x' , м *	0	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
Висота перерізу, h , м	0,700	0,659	0,617	0,575	0,533	0,492	0,450
Жорсткість перерізу, $D_{00}^{B''K}$, $10^8 \text{ Н} / \text{м}^2$	4,693	3,924	3,244	2,645	2,123	1,675	1,293

* відносна координата x' відраховується від опорного перерізу B

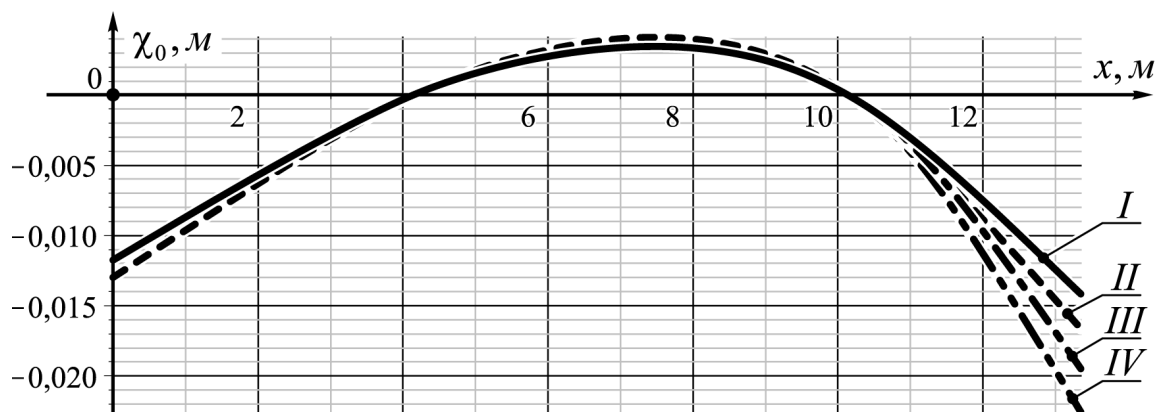


Рис. 3. Прогини ригеля після (I) та до (II) підсилення при жорсткості консолі $4,69 \cdot 10^8 H \cdot m^2$, а також після (III) та до (IV) підсилення при жорсткості консолі $1,91 \cdot 10^8 H \cdot m^2$

На рис. 3 представлено прогини ригеля до та після встановлення системи підсилення із розрахованим попереднім зусиллям.

Крива різниці між прогинами до та після встановлення системи підсилення для двох значень жорсткості перерізів ділянки $B''K$ наведена на рис. 4.

Згідно з рис. 4 різниця величини прогинів до та після встановлення системи підсилення у перерізі D знаходиться у межах $\delta\chi_0|_{x=x_D} = 3,01-3,99$ мм.

Конструктивно найбільш простим способом створення попереднього зусилля у пружному елементі системи підсилення є поступове поздовжнє деформування робочого елемента у ході його приведення у проектне положення. Такий спосіб не потребує застосування додаткових натяжних пристроїв або засобів, а попереднє зусилля забезпечується різницею між вихідною довжиною пружного елемента і відстанню між його опорними точками у системі підсилення.

За такого способу після досягнення попереднього зусилля $V_D = 85,33$ кН у робочому вертикальному чи нахиленому елементі системи підсилення точка його контакту із ригелем зміститься по вертикалі на величину $\delta\chi_0|_{x=x_D}$. З урахуванням цього, необхідні довжина l_0 елемента і площа його перерізу будуть пов'язані співвідношенням:

$$l_0 = EA \cos \alpha (l_1 + \Delta \chi_0^D \cos \alpha) / (EA \cos \alpha - V_D), \quad (18)$$

де l_1 – відстань між точками контакту елемента із опорною жорсткою поверхнею системи підсилення та ригеля; EA – жорсткість елемента на стиск; α – кут можливого нахилу елемента до вертикалі.

Аналіз різних комбінацій значень параметрів довжини l_0 , площі поперечного перерізу A та кута нахилу α , що входять до (18), дозволив оптимально сконструювати опорний елемент і саму систему підсилення з врахуванням конструктивних і монтажних можливостей.

ВИСНОВКИ ТА ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ РОЗРОБЛЕНЬ

Таким чином, запропоновано оптимальну систему підсилення ригелів гостевої трибуни стадіону «Ворскла» у м. Полтаві, в основу розробки якої покладено перерозподіл згинаючого моменту за допомогою обмеження переміщень консольної ділянки пружним елементом із попереднім стискаючим зусиллям. Досягнутий перерозподіл внутрішніх зусиль дозволив зменшити розрахунковий згинаючий момент на опорі та у прольоті без зміни його знаку і забезпечити підвищення несучої здатності ригеля на 56,5%.

Запропонований метод моделювання деформи-

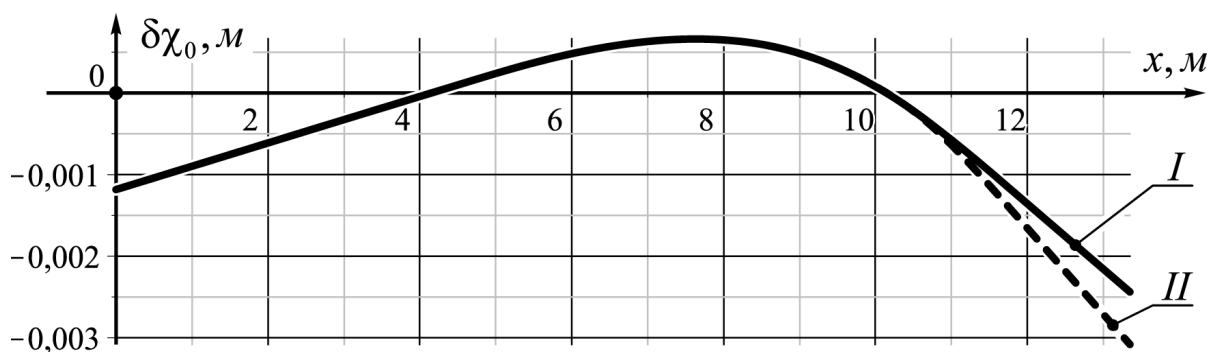


Рис. 4. Різниця прогинів ригеля при жорсткості консолі $4,69 \cdot 10^8 H \cdot m^2$ (I); та жорсткості консолі $1,91 \cdot 10^8 H \cdot m^2$ (II)



ваного стану залізобетонного ригеля із використанням депланаційної ітераційної моделі згину композитних брусів дозволив встановити величину вторинного пружного прогину ригеля, спричиненого реактивним зусиллям системи підсилення.

Отримані значення прогинів дозволили встановити необхідні конструктивні розміри робочого елемента системи підсилення, за яких забезпечується у ньому заданий рівень попереднього зусилля.

Запропоновані конструктивні підходи та наведений приклад відновлення технічного стану несучих елементів каркасу трибун стадіону показують можливості збереження належного експлуатаційного ресурсу спортивної споруди, замість її перебудови або заміни окремих конструктивних частин.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Бондаренко С.В. Усиление железобетонных конструкций при реконструкции зданий / С.В. Бондаренко, Р.С. Санжаровский. – М.: Стройиздат, 1990. – 352 с.
2. Гольшев А.Б. Проектирование усиления несущих конструкций производственных зданий и сооружений / А.Б. Гольшев, И.Н. Ткаченко. – Київ: Логос, 2001. – 172 с.
3. Клименко Є.В. Технічний стан будівель та споруд / Є.В. Клименко. – Одеса, 2010. – 282 с.
4. Обстеження і відновлення експлуатаційних якостей залізобетонних конструкцій // В.С. Дорофєєв, Ю.В. Заволока, В.М. Кобринець та ін. – Одеса: Евен, 2011. – 474 с.
5. Recent advances in optimal structural design // Edited by Burns S.A.; Structural Engineering Institute. Technical Committee on Optimal Structural Design (Corporate Author). – Reston, Va.: ASCE Publications, 2002. – 385 p.
6. Spillers W.R. Structural Optimization / W.R. Spillers, K.M. MacBain. – New York; London: Springer, 2009. – 302 p.
7. Emmons P.H. Strengthening concrete structures / P.H. Emmons, A.M. Vaysburd, J. Thomas, II. Part // Concrete International. – № 4 – 1998. – pp. 56-60.
8. Горик О.В. Згин композитних призматичних брусів в умовах обмеженого деформування / О.В. Горик, С.Б. Ковальчук // Наукові нотатки: міжвуз. зб. ЛНТУ – Луцьк, 2013. – Вип. 42. – С. 55-61.
9. Горик О.В. Натурні дослідження жорсткості ригелів трибун стадіону «Ворскла» в м. Полтава / О.В. Горик, С.Б. Ковальчук, С.В. Яхін // Буд. конструкції. – Вип. 78: у 2-х кн: Кн. 1. Київ: ДП НДІБК, 2013. – С. 266-272.

10. Горик О.В. Механіка деформування композитних брусів / О.В. Горик, В.Г. Піскунов, В.М. Чередніков. – Полтава-Київ: АСМІ, 2008. – 402 с.

REFERENCES

1. Bondarenko S.V. Usilenie zhelezobetonnykh konstruktсий pri rekonstruktsii zdaniy / S.V. Bondarenko, R.S. Sanzharovskiy. – M.: Stroyizdat, 1990. – 352 s.
2. Golyshev A.B. Proektirovanie usileniya nesushchih konstruktсий proizvodstvennykh zdaniy i sooruzheniy / A.B. Golyshev, I.N. Tkachenko. – K.: Logos, 2001. – 172 s.
3. Klymenko Ye.V. Tehnichnyy stan budivel ta sporud / Ye.V. Klymenko. – Odesa, 2010. – 282 s.
4. Obstezhennya i vidnovlennya ekspluatatsiynih yakostey zalizobetonnykh konstruktсий // V.S. Dorofiev, Yu.V. Zavoloka, V.M. Kobrinets ta in. – Odesa: Even, 2011. – 474 s.
5. Recent advances in optimal structural design // Edited by Burns S.A.; Structural Engineering Institute. Technical Committee on Optimal Structural Design (Corporate Author). – Reston, Va.: ASCE Publications, 2002. – 385 p.
6. Spillers W.R. Structural Optimization / W.R. Spillers, K.M. MacBain. – New York; London: Springer, 2009. – 302 p.
7. Emmons P.H. Strengthening concrete structures / P.H. Emmons, A.M. Vaysburd, J. Thomas, II. Part // Concrete International. – № 4 – 1998. – pp. 56-60.
8. Goryk O.V. Zgyn kompozytnykh pryzmatychnykh brusiv v umovah obmezhenogo deformuvannia / O.V. Goryk, S.B. Kovalchuk // Naukovi notatky: mizhvuz. zb. LNTU – Luts'k, 2013. – Vyp. 42. – S. 55-61.
9. Goryk O.V. Naturni doslidzhennya zhorstkosti rygeliv trybun stadionu «Vorskla» v m. Poltava / O.V. Goryk, S.B. Kovalchuk, S.V. Yahn // Bud. konstruktсий. – Vyp. 78: v 2-h kn: Kn. 1. Kyiv, DP NDIBK, 2013. – S. 266-272.
10. Goryk O.V. Mehanika deformuvannya kompozytnykh brusiv / O.V. Goryk, V.G. Piskunov, V.M. Cherednikov. – Poltava-Kyiv: ASMI, 2008. – 402 s.

Стаття надійшла до редакції 05.09.2017 р.



УДК 624.078.42



ДОВЖЕНКО О.О.

Канд. технічних наук, доц.,
Полтавський національний
технічний університет імені Юрія
Кондратюка,
м. Полтава, Україна,
e-mail: o.o.dovzhenko@gmail.com,
тел. +38 (050) 982-58-54,
ORCID: 0000-0002-2266-2588



ПОГРІБНИЙ В.В.

Канд. технічних наук,
ст. науковий співробітник,
Полтавський національний
технічний університет імені
Юрія Кондратюка,
м. Полтава, Україна,
e-mail: V.V.Pohribnyi@gmail.com,
тел. +38 (050) 982-58-53,
ORCID: 0000-0001-7531-2912



ЧУРСА Ю.В.

Канд. технічних наук, провідний
спеціаліст, Полтавський
національний технічний
університет імені Юрія
Кондратюка,
м. Полтава, Україна,
e-mail: Juliachursa@ukr.net,
тел. + 38 (099) 768-88-07,
ORCID: 0000-0002-1734-5246

ШПОНКОВІ З'ЄДНАННЯ ЕЛЕМЕНТІВ БУДІВЕЛЬ ІЗ ЗАЛІЗОБЕТОНУ

АНОТАЦІЯ

Розглянуто шпонкові з'єднання елементів збірних плит перекриття із збірними колонами, монолітними ригелями, стіновими панелями та між собою, а також збірних ригеля та колони багатоповерхових будівель із залізобетону. Проаналізовано конструктивні особливості з'єднання, що визначають характер руйнування та величину граничного навантаження. Встановлено фактори, що впливають на міцність: геометричні параметри з'єднань (розміри, їх відношення, форма шпонкового профілю та поперечного перерізу шпонок, наявність і ширина шва), армування, обтиснення (розтягування), кількість шпонок у стикі. Розширено існуючу класифікацію шпонкових стиків. Запропоновано метод розрахунку несучої здатності шпонок, розроблений на основі теорії пластичності бетону з використанням варіаційного методу. Бетон граничного стану розглядається як жорстко-пластичне тіло. Пластична деформація локалізується в зонах стиску в тонких шарах на поверхні руйнування. Застосовано принцип віртуальних швидкостей. Результати отримані в розривних рішеннях. Величину граничного навантаження визначено з використанням верхньої оцінки, що відповідає мінімуму потужності пластичної деформації. Метод враховує характер руйнування стиків та дозволяє найбільш точно оцінити вплив факторів, що обумовлюють їх міцність. Представлено приклади вдосконалених шпонкових з'єднань.

Запропоновано з'єднання плити перекриття з колоною в конструктивній системі КУБ-2,5, в якому змінено геометричні параметри стикі. Це дозволяє підвищити їх міцність та покращити умови передачі вертикального навантаження. Вдосконалено стик круглопустотних плит з монолітним несучим ригелем конструктивної системи АРКОС. Запропоновано армування шпонок циліндричними каркасами, що дозволяє отримати однакову міцність як у вертикальному так і горизонтальному напрямках. Забезпечення сумісної роботи елементів конструктивних систем будівель за допомогою бетонних та залізобетонних шпонок відкриває перспективи значного збільшення корисного навантаження при використанні високоміцних бетонів та арматури для конструкцій дисків перекриття, каркасів та стінових панелей.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: шпонкові з'єднання, конструктивна система, несуча здатність, фактори впливу, класифікація

ШПОНОЧНЫЕ СОЕДИНЕНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ ЗДАНИЙ ИЗ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

ДОВЖЕНКО О.А. Канд. технических наук, доц.,
Полтавский национальный технический
университет имени Юрия Кондратюка,
г. Полтава, Украина,
e-mail: o.o.dovzhenko@gmail.com,
тел. + 38 (050) 982-58-54,
ORCID: 0000-0002-2266-2588



ПОГРЕБНОЙ В.В. Канд. технических наук, ст. научный сотрудник, Полтавский национальный технический университет имени Юрия Кондратюка, г. Полтава, Украина, e-mail: V.V.Pohribnyi@gmail.com, тел. + 38 (050) 982-58-53, ORCID: 0000-0001-7531-2912

ЧУРСА Ю.В. Канд. технических наук, ведущий специалист, Полтавский национальный технический университет имени Юрия Кондратюка, г. Полтава, Украина, e-mail: Juliachursa@ukr.net, тел. + 38 (099) 768-88-07, ORCID: 0000-0002-1734-5246

АННОТАЦИЯ

Рассмотрены шпоночные соединения элементов сборных и сборно-монолитных многоэтажных зданий из железобетона. Проанализированы конструктивные особенности соединений, которые определяют характер разрушения и величину предельной нагрузки. Установлены факторы, влияющие на прочность. Расширена существующая классификация шпоночных стыков. Предложен метод расчета несущей способности шпонок, который базируется на теории пластичности бетона, учитывающий характер разрушения и позволяющий наиболее точно оценить влияние определяющих факторов. Предоставлены примеры усовершенствованных соединений.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: шпоночные соединения, конструктивная система, несущая способность, факторы влияния, классификация

KEYED JOINTS OF BUILDING ELEMENTS FROM REINFORCED CONCRETE

DOVZHENKO O.O. PhD, Ass. Prof., Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University, Poltava, Ukraine, e-mail: o.o.dovzhenko@gmail.com, tel. + 38 (050) 982-58-54, ORCID: 0000-0002-2266-2588

POHRIBNYI V.V. PhD, Sen. Empl., Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University, Poltava, Ukraine, e-mail: V.V.Pohribnyi@gmail.com, tel. + 38 (050) 982-58-53, ORCID: 0000-0001-7531-2912

CHURSA Y.V. PhD, Leading specialist, Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University, Poltava, Ukraine, e-mail: Juliachursa@ukr.net, tel. + 38 (099) 768-88-07, ORCID: 0000-0002-1734-5246

ABSTRACT

Keyed joints of prefabricated floor slabs with prefabricated columns, monolithic girders or wall panels, as well as slabs connection to each other

are considered; joints of a prefabricated girder and column of multi-storey reinforced concrete buildings are analyzed. The design features of joints that determine the character of failure and the value of the ultimate load are analyzed. The factors influencing the strength are identified: the geometrical parameters of a joint (dimensions, their ratio, keyway shape and key cross-section, joint presence and width), reinforcement, compression (tension), and a number of keys in the joint. The classification of keyed joints is given. A procedure for calculating the key bearing capacity is proposed. It is developed on the basis of the concrete plasticity theory using the variational method. Concrete in the limiting state is regarded as a rigid-plastic body. Plastic deformation is localized in compression zones in thin layers on the fracture surface. The principle of virtual rates is applied. The results are obtained in discontinuous solutions. The value of the maximum load is determined using the upper estimate and corresponds to the minimum of the plastic deformation power. The procedure takes into account the character of joints destruction and allows the most accurate assessment of the determining factors influence. Examples of improved joints are given. The connection of the slabs with the column in the KUB-2,5 structural system, in which the geometric parameters were changed, is proposed. This allows increasing the strength of the joint and improving the conditions for the vertical load transfer. The joint of round-hollow slabs with a monolithic bearing girder of the ARCOS constructive system has been improved. The reinforcement of the keys with cylindrical frames is suggested, which makes it possible to have equal strength in both vertical and horizontal directions. Ensuring the joint work of elements of buildings structural systems by means of concrete and reinforced concrete keys opens the prospects for a significant increase of the working load with the use of high-strength concrete and reinforcement for the structures of floor disks, frameworks and wall panels.

KEY WORDS: keyed joints strength, structural systems, bearing capacity, factors of influence, classification

ВСТУП

На даний час у будівельній галузі широко розповсюджені каркасні та безкаркасні багатоповерхові цивільні будівлі, серед яких у першу чергу слід виділити такі, що зводяться із використанням сучасних збірно-монолітних конструктивних систем КУБ-2,5, САРЕТ, КАЗАНЬ-XXI століття, АРКОС та їх модифікацій [1–3]. При цьому особлива увага надається проектуванню стиків несучих елементів систем та забезпеченню сумісної роботи збірного й монолітного бетону під навантаженням.

Одним із ефективних шляхів розв'язання зазначеної проблеми є шпонковий профіль контактної поверхні.



АНАЛІЗ ОСТАННІХ ДЖЕРЕЛ ДОСЛІДЖЕНЬ І ПУБЛІКАЦІЙ

Питання міцності шпонкових з'єднань, зокрема експериментальні дослідження, залишаються актуальними. Відомі досліди з одношпонковими стиками, у межах яких вивчено вплив форми шпонкового профілю на їх несучу здатність [4–7]. Причому розглядалися не лише традиційні варіанти (прямокутний, трикутний і трапецієподібний із різними кутами нахилу), але й півколовий та двоступеневий прямокутної форми профілі.

Значна увага в дослідженнях надається варіантам армування шпонок. Набули поширення вертикальні стики Передерія, у яких замість гладкої арматури у якості петель застосовують канати системи «Peikko» [8].

Проведено теоретичні дослідження міцності стиків на основі теорії пластичності бетону [9, 10].

ПОСТАНОВКА ЗАВДАННЯ

На основі системного аналізу шпонкових з'єднань сучасних конструктивних систем із залізобетону та уточненої оцінки впливу факторів, що обумовлюють міцність, вдосконалити конструкції стиків із підвищеною несучою здатністю.

ОСНОВНИЙ МАТЕРІАЛ

Аналіз існуючих конструктивних рішень багатопверхових будівель із залізобетону дає змогу класифікувати шпонкові стики за багатьма параметрами. У першу чергу – за кількістю шпонок: на одношпонкові й багатошпонкові. Найбільш відомі приклади вертикальних одношпонкових стиків: надколонна плита з колоною в конструктивній системі КУБ-2,5 [1]; плита перекриття із несучим монолітним ригелем, а також плити між собою в конструктивній системі АРКОС [3]; збірно-монолітний ригель із колоною у системі САРЕТ [4]. Багатошпонкові з'єднання застосовують у стиках збірно-монолітного ригеля з колоною в системі КАЗАНЬ-XXI століття [2], безконсольному стику збірного ригеля з колоною, запропонованому в [11], діафрагми жорсткості із колоною, стінових панелей у великопанельному будівництві. Також можливо виділити шпонкові з'єднання: контактні та з наявністю шва; з прямокутною, круглою, овальною формою поперечного перерізу; прямокутним, трапецієвидним, трикутним, напівкруглим або ламаним шпонковим профілем; обтиснуті та армовані (з розташуванням арматури за висотою шпонки в один або два яруси); такі, що руйнуються від зминання, зрізу та відриву.

У Полтавському національному технічному університеті імені Юрія Кондратюка (ПолтНТУ) протягом останніх тридцяти років здійснюють системні теоретичні й експериментальні дослідження шпонкових з'єднань бетонних і залізобетонних елементів, що дозволили сформулювати рекомендації щодо їх розрахунку та вдоско-

налити існуючі конструктивні рішення.

Запропоновано метод оцінювання несучої здатності шпонкових з'єднань, розроблений на основі теорії пластичності бетону з використанням варіаційного обчислення.

Поверхня руйнування має обрис ламаної, що складається із ділянок стиску та розтягу.

Бетон граничного стану розглядають як жорстко-пластичне тіло. Пластична деформація локалізується у зонах стиску в тонких шарах на поверхні руйнування. Сусідні області вважаються жорсткими.

Дотичні та нормальні напруження на стиснутих ділянках встановлюються із умови міцності, котра при плоскому напруженому стані в координатах головних напружень має вигляд еліпсу та розглядається як умова пластичності в області двовісного нерівномірного стиску. На розтягнутих ділянках ламаної напруження приймають такими, що дорівнюють опорі осьовому розтягу.

У роботі застосовано принцип віртуальних швидкостей. Результати одержано в розривних рішеннях.

Величина граничного навантаження визначена з використанням верхньої оцінки та відповідає мінімуму потужності пластичної деформації.

На рис. 1 представлено пропозицію щодо вдосконалення вузла з'єднання надколонної плити з колоною в системі КУБ-2,5. Вона полягає у зміні геометрії шпонки. Запропоновано зменшити її глибину ($l_k = 80$ мм), що призведе до $l_k/h_k = 0,5$ (h_k – висота шпонки), підвищення міцності з'єднання та поліпшення умов передачі вертикального навантаження. Взагалі при проектуванні шпонок слід дотримуватися співвідношення $l_k/h_k = 0,25$, за досягнення якого шпонки набувають максимальну міцність.

У стиках використовують бетонні та залізобетонні шпонки. Бетонні шпонки без армування й обтиснення не є ефективними внаслідок

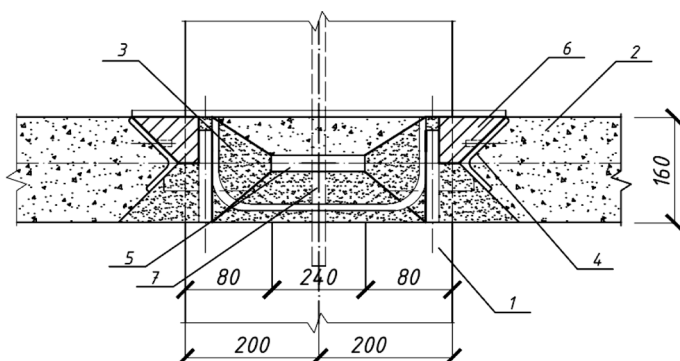


Рис. 1. Конструкція вдосконаленого стику з'єднання надколонної плити з колоною:

1 – колона; 2 – плита перекриття; 3 – шпонка;

4 – металева обойма; 5 – заставна деталь;

6 – металева пластина; 7 – стрижень для фіксації



можливого зовні крихкого характеру їх руйнування. Тому запропоновано використовувати армування шпонок плоскими або просторовими каркасами різної конфігурації залежно від форми поперечного перерізу шпонок (квадратна, прямокутна витягнута у висоту та ширину, овальна, кругла). Останні дві форми мають місце при використанні плит безопалубного формування, що застосовують як настил перекриття.

Авторами запропоновано варіант підвішування круглопустотних плит перекриття до монолітного несучого ригеля системи АРКОС (рис. 2) з використанням у якості армування шпонок циліндричних каркасів.

Аналогічне рішення можливо застосовувати і для спирання багатопустотних плит на стінові панелі у сучасних великопанельних будівлях із збільшеним прольотом між несучими стінами (рис. 3).

У зазначених стиках (рис. 1–3) представлено шпонки із різною формою поперечного перерізу

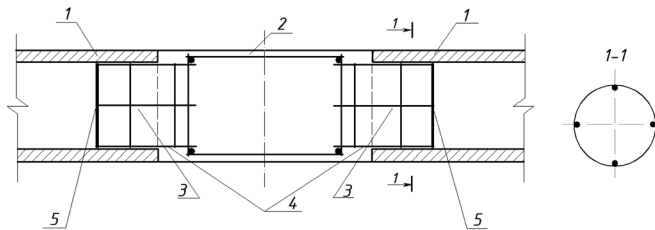


Рис. 2. Удосконалений вузол з'єднання плит із ригелем у збірно-монолітному перекритті:

- 1 – опорні ділянки круглопустотних плит;
- 2 – монолітний ригель; 3 – шпонки;
- 4 – арматурні каркаси циліндричної форми;
- 5 – обмежувачі

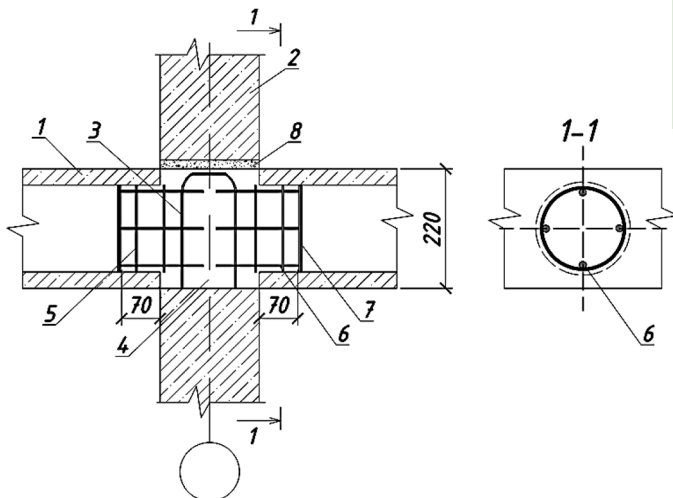


Рис. 3. Контактно-платформний стик панельних стін із винесеними за площу стіни зонами обпирання багатопустотних плит:

- 1 – багатопустотна плита; 2 – стінова панель;
- 3 – арматурні випуски із стінової панелі;
- 4 – бетон замонолічування; 5 – шпонка;
- 6 – арматурний каркас шпонки; 7 – заглушка;
- 8 – цементно-піщаний розчин

та профілю. З'ясовано, що вплив поперечного перерізу шпонки на її несучу здатність відбувається шляхом зміни характеру розподілу зусиль при передачі навантаження та форми поверхні руйнування. Наприклад, круглий переріз шпонки призводить до зниження розрахункової міцності порівняно з еквівалентним квадратним приблизно на 10%, що необхідно враховувати для забезпечення надійності з'єднання. Зі збільшенням кута нахилу опорної поверхні шпонки до горизонталі міцність стику підвищується. Враховуючи особливості технології виготовлення елементів для застосування рекомендуються шпонки трапецієподібного профілю.

Залежно від особливостей виготовлення елементів, що стикаються (збірний із монолітним, два збірних) застосовують з'єднання контактні або із наявністю шва. Стики на рис. 2 і 3 відносять до контактних, а стик між двома збірними плитами перекриття в системі КУБ-2,5 має шов певної товщини (рис. 4).

Наявність або відсутність шва в стикі впливає на вид руйнування. За відсутності шва руйнування відбувається «за шпонкою» від зминання, зрізу або відриву (залежно від l_k / h_k), при наявності шва можуть руйнуватися як шпонка, так і шов. Це залежить як від відношення глибини шпонки до її висоти l_k / h_k так і ширини шва до висоти шпонки l_k / h_k . У разі $l_k / h_k = 0,35 - 0,5$ за умови $t_j / h_k \leq 0,3$ реалізується руйнування одношпонкових стиків «за шпонкою», при $0,3 > t_j / h_k \leq 1$ – «за швом».

Для багатшпонкових стиків із швом кількість можливих випадків руйнування збільшується. Так для стику із трьома шпонками (норми пропонують у розрахунках враховувати стик лише у межах трьох шпонок) можливі такі варіанти: руйнування усіх шпонок, руйнування двох шпонок і шва в межах останньої; руйнування однієї шпонки та розповсюдження похилої площини руйнування в межах двох інших; руйнування за швом.

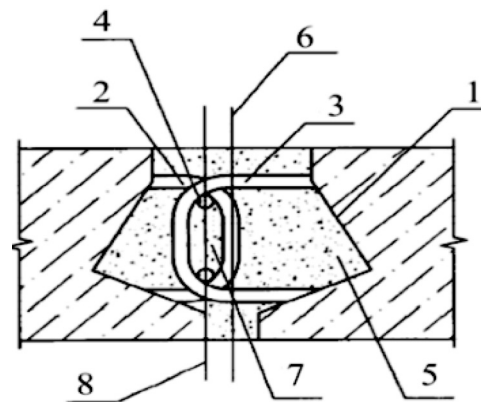


Рис. 4. Стик Передерія між плитами:

- 1 – шпонковий паз; 2,3 – петлеподібні випуски;
- 4 – арматурні стрижні 2Ø10A400C;
- 5 – бетон замонолічування; 6 – вісь симетрії стику; 7 – напусток петель;
- 8 – вісь симетрії перекривання петель





4. Naotaka Y., Norimono T., Katori K., Hayashi S. Study shear behavior of shear key on joints of precast concrete structure. *Structure and Construction Engineering*. Japan, 1997. Iss. 10(1). P. 441–442.
5. Izni S.I., Khairul H.P., Mansoor H., Bady A., Saim A.A., Sarbini N.N. Ultimate shear capacity and failure of shear key. *Malaysian J. of Civil Engineering*. 2014. Iss. 26(3). P. 414–430.
6. Lee Ch.H., Chin W.J., Choi E.S., Kiml Y.J. An Experimental Study on the Joints in Ultra High Performance Precast Concrete Segmental Bridges. *J. of the Korea Concrete Inst.* 2011. Iss. 23(2). P. 235–244.
7. Dovzhenko, O., Pohribnyi, V., Yurko, I., Shostak, I. (2017). The bearing capacity experimental determination of the keyed joints models in the transport construction. *MATEC Web of Conf.* 116, 02011. Kharkiv (Transbud-2017). DOI: 10.1051/mateconf/201711602011.
8. Суураскола П. Технологически усовершенствованный продукт от компании Peikko – тросовая петля PVL. *Жилищное стр-во*, 2013. № 3. С. 21–25.
9. Nielsen M.P., Hoang L.C. *Limit Analysis and Concrete Plasticity* CRC Press, Taylor & Francis Group. 3rd ed., 2011. 669 p.
10. Mitrofanov V., Pogrebnoy V., Dovzhenko O. Strength of Concrete Elements Under Shear Action According to the Theory of Plasticity and Tests. *Improving Proc. of the 2nd fib. Congr., Naples, Italy, June 5–8, 2006*. P. 60–61.
11. Коровин Н.Н., Еськов В.С. Экспериментальное исследование шпоночных сопряжений ригелей с колонной. *Бетон и железобетон*, 1965. № 3. С. 40–43.
5. Izni S.I., Khairul H.P., Mansoor H., Bady A., Saim A.A., Sarbini N.N. Ultimate shear capacity and failure of shear key. *Malaysian J. of Civil Engineering*. 2014. Iss. 26(3). P. 414–430.
6. Lee Ch.H., Chin W.J., Choi E.S., Kiml Y.J. An Experimental Study on the Joints in Ultra High Performance Precast Concrete Segmental Bridges. *J. of the Korea Concrete Inst.* 2011. Iss. 23(2). P. 235–244.
7. Dovzhenko, O., Pohribnyi, V., Yurko, I., Shostak, I. (2017). The bearing capacity experimental determination of the keyed joints models in the transport construction. *MATEC Web of Conf.* 116, 02011. Kharkiv (Transbud-2017). DOI: 10.1051/mateconf/201711602011.
8. Suuraskola P. Tekhnologicheski usovershenstvovannyi produkt ot kompanii Peikko – trosovaya petlya PVL. *Zhylyshchnoe str-vo*. 2013. Iss. 3. S. 21–25.
9. Nielsen M.P., Hoang L.C. *Limit Analysis and Concrete Plasticity* CRC Press, Taylor & Francis Group. 3rd ed., 2011. 669 p.
10. Mitrofanov V., Pogrebnoy V., Dovzhenko O. Strength of Concrete Elements Under Shear Action According to the Theory of Plasticity and Tests. *Improving Proc. of the 2nd fib. Congr., Naples, Italy, June 5–8, 2006*. P. 60–61.
11. Korovin N.N., Es'kov V.S. *Eksperimental'noe issledovaniye shponochnykh sopryazheniy ryheley s kolonnoy*. *Beton i zhelezobeton*. 1965. Iss. 3. S. 40–43.

Стаття надійшла до редакції 31.08.2017

REFERENCES

1. Unifitsirovannaya sistema sborno-monolitnoho bezryhel'noho karkasa. Osnovnyye polozheniya po raschetu, montazhu i komponovke zdaniy. *Rabochyy proekt v 9-ti vyp. Seriya KUB-2,5. Vypusk 1-1. Firma «KUB» SP «YNEKS», Nauch.-proektno-stroyit. ob'edineniye monolitnoho domostroeniya (NSPO «MONOLYT»)*. 1990. 49 s.
2. Mustafin I.I. *Universal'naya nesushchaya sborno-monolitnaya karkasnaya sistema «KAZAN'-XXI vek»*. Kazan': OOO PKF «Karkas», 2005. 21 s.
3. Mordich A.I., Vihdorchik R.I., Belevich V.N., Zalesov A.S. *Novaya universal'naya karkasnaya sistema mnohoetazhnykh zdaniy. Beton i zhelezobeton*. 1999. Iss. 1. S. 2–4.
4. Naotaka Y., Norimono T., Katori K., Hayashi S. Study shear behavior of shear key on joints of precast concrete structure. *Structure and Construction Engineering*. Japan, 1997. Iss. 10(1). P. 441–442.



УДК 624.154, 624.159.2



КОВАЛЬСЬКИЙ Р.К.

Канд. технічних наук, зав. лаб.,
ДП "Державний науково-
дослідний інститут будівельних
конструкцій", м. Київ, Україна,
e-mail: 777krk@gmail.com,
тел. +38 (050) 907-77-99,
ORCID: 0000-0002-9895-9257

ДЕФЕКТИ ПРИ ВИГОТОВЛЕННІ БУРОІН'ЄКЦІЙНОЇ ПАЛІ В СКЛАДНИХ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИХ УМОВАХ, ЩО ВПЛИВАЮТЬ НА ЇЇ НЕСУЧУ ЗДАТНІСТЬ, ЗА ВЛАСТИВОСТЯМИ ҐРУНТОВОЇ ОСНОВИ

АНОТАЦІЯ

У роботі представлено основні дефекти при виготовленні буріоін'єкційної палі, що впливають на її несучу здатність за властивостями ґрунтової основи. Систематизовано умови, за яких можливе виникнення дефектів палі при виготовленні та надано загальні рекомендації щодо усунення таких умов. Найбільш впливовою умовою, що спричинює появу дефектів, є така геологічна будова, коли у верхній частині інженерно-геологічного розрізу розташовані водонасичені піщані ґрунти та/або пилувато-глинисті ґрунти з показником текучості більше 0,5, а в нижній частині - пилувато-глинисті ґрунти з показником текучості менше 0,1 - 0,2.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: буріоін'єкційна паля, дефекти, технологічні параметри, складні інженерно-геологічні умови, вплив, суфозія, випробування, статичне вдавлювальне навантаження.

DEFECTS WHEN MANUFACTURING OF CONTINUOUS FLIGHT AUGER PILE IN THE COMPLEX ENGINEERING AND GEOLOGICAL CONDITIONS AFFECTING ITS BEARING CAPACITY ON THE GROUND BASIS BEHAVIOR

KOVALSKYY R.K. PhD, Lab. head, State enterprise
"State Research Institute of Building Constructions",
Kyiv, Ukraine,
e-mail: 777krk@gmail.com,
tel. +38 (050) 907-77-99,
ORCID 0000-0002-9895-9257

ABSTRACT

The main defects when manufacturing of continuous flight auger pile, affecting to its bearing capacity on behavior of the soil basis are described in paper. The

conditions, when appearance of a pile defect during its manufacturing is possible, are systematized; the general recommendations for elimination of such conditions are provided. The most favorable condition for appearance of defects is a following geological structure: when there are water-saturated sandy soils in the upper part of the engineering-geological section and / or the dust-clay soils with yield index more than 0,5, and the dust-clay soils with yield index less than 0,1 - 0,2 in the lower part. The analysis is carried out for the construction sites of Kiev city. The results of the pile tests by static pressure load, the data of SOB protocols, the check of durability and solidity of piles by non-destructive methods of control and data of engineering geological surveys were taken into account in analysis.

KEY WORDS: continuous flight auger, defects, technological parameters, complex engineering-geological conditions, influence, suffusion, tests, static pressure load.

ПОСТАНОВА ПРОБЛЕМИ В ЗАГАЛЬНОМУ ВИГЛЯДІ ТА ЇЇ ЗВ'ЯЗОК ІЗ НАЙВАЖЛИВИШИМИ НАУКОВИМИ ТА ПРАКТИЧНИМИ ЗАВДАННЯМИ

На сьогоднішній день у будівництві частка використання буріоін'єкційних паль для пальових фундаментів становить понад 70%. Цьому сприяють такі фактори:

- швидкість виготовлення;
- значно менша ціна порівняно з буронабивними палями;
- наявність широкого спектру машин для їх виготовлення;
- можливість влаштування паль значної довжини (до 50 м) та діаметру (порівняно з забивними чи вдавлювальними палями).



Однак, як показала практика влаштування паль значної довжини (понад 20,0 м) у складних інженерно-геологічних умовах, без урахування особливостей окремо взятого будівельного майданчика та недотримання мінімально необхідних технологічних параметрів може призвести до втрати очікуваного економічного ефекту. Це відбувається за рахунок того, що палі не має очікуваної несучої здатності за властивостями ґрунтової основи, що спричинює невиправдані перевитрати бетону та арматури за рахунок збільшення кількості паль. Саме тому дослідження причин появи дефектів, що призводять до зменшення несучої здатності палі, та їх систематизація є актуальними з точки зору отримання оптимального економічного рішення пального фундаменту.

спеціалізовані організації для аналізу причин такої невідповідності [3, 4]. І, як правило, причиною є порушення технології влаштування паль у складних інженерно-геологічних умовах. Однак, такі праці є не систематизовані і не узагальнені, тому необхідність виконання такої роботи на сьогоднішній час є актуальною.

ВИКЛАДЕННЯ ОСНОВНОГО МАТЕРІАЛУ

При проектуванні житлового комплексу по вул. Вишгородській у м. Києві було випробувано 4 дослідних куца паль із дослідних бурюін'єкційних паль діаметром 620 мм та довжиною 36 - 40 м. Геометричні характеристики паль представлено в табл. 1.

Таблиця 1. Характеристики дослідних паль

№ куца	Марка палі за програмою	Абсолютна відмітка, м		Довжина палі, м
		верху палі	низу палі	
1	СвБ-2012-1	123,75	86,75	37,0
2	СвБ-2012-2	123,75	83,75	40,0
3	СвБ-2012-3	122,75	83,75	39,0
4	СвБ-2012-4	122,75	84,75	38,0

МЕТА СТАТТІ

Визначити та систематизувати технологічні умови, за яких бурюін'єкційна палі суттєво зменшує несучу здатність за властивостями ґрунтової основи в складних інженерно-геологічних умовах, та надати рекомендації щодо їх недопущення.

АНАЛІЗ ОСТАННІХ ДОСЛІДЖЕНЬ ТА ПУБЛІКАЦІЙ

На сьогоднішній день в Україні чинні основні два нормативних документа, що регулюють мінімально необхідні технологічні параметри для отримання якісної палі щодо її несучої здатності за властивостями ґрунтової основи [1, 2]

У розділі 8.2.5 [1] приведено узагальнений опис технологічних процесів із влаштування палі з метою недопущення зниження її несучої здатності за властивостями ґрунтової основи. Однак, відсутня класифікація інженерно-геологічних умов, за яких таке зниження може статися. В зазначеному документі відсутні конкретні величини щодо технологічних параметрів, що мають бути дотримані при влаштуванні паль. Певні величини технологічних параметрів представлені в [2]. Одним із важливих параметрів є необхідність створення в бетоноводі тиску бетонної суміші не менше ніж 100 кПа перед початком підйому шнека від основи палі, оскільки якісне формування п'яти палі забезпечує прогнозовану несучу здатність палі за властивостями ґрунтової основи.

На будівельних майданчиках України періодично виникають ситуації (особливо при виконанні бурюін'єкційних паль довжиною понад 20 м), коли влаштовані палі мають значно меншу несучу здатність за властивостями ґрунтової основи, ніж очікували згідно з виконаними розрахунками та польовими дослідженнями, або значні (вдвічі) перевитрати бетону на їх влаштування. У таких випадках залучають

Інженерно-геологічна будова майданчика характеризується значною неоднорідністю будови у верхній частині (до глибини 10 - 17 м) та представлена водонасиченими пісками та текучими/текучепластичними супісками/суглинками, та більш міцними інженерно-геологічними елементами у нижній частині, що представлені твердими глинами і щільними пісками. Усереднене відношення значень модулів загальної деформації між нижніми та верхніми інженерно-геологічними елементами становить орієнтовно 4-5. Типовий інженерно-геологічний розріз майданчика показано на рис. 1.

При випробуванні дослідних паль, основою яких служив щільний пісок, отримали значний розкид величини їх несучої здатності – більше, ніж у 2 рази. Таким чином повністю нівелювався економічний ефект від використання бурюін'єкційних паль внаслідок меншої величини несучої здатності палі, ніж та, що прогнозувалася, оскільки виникала необхідність у збільшенні кількості паль майже у 2 рази. Результати випробувань представлено в табл. 2.

Після аналізу виконавчої документації (в тому числі SOB протоколів) з урахуванням інженерно-геологічних умов прийшли до висновку, що основною причиною значного зниження несучої здатності паль було порушення технології, зокрема, неякісне формування основи палі (в дослідних палях СвБ-2012-2 та СвБ-2012-3 при підйомі шнеку, в ньому не створювали мінімальний тиск 100 кПа), що фактично виключало роботу палі в рівні її п'яти, та суфозійне винесення у



Таблиця 2. Результати випробування паль

№ куца	Марка паль	Основа паль	Максимальне вертикальне навантаження, N, кН	Осідання від навантаження, s, мм	Заглиблення паль в ІГЕ-9, м
1	СвБ-2012-1	ІГЕ-9	3600	8,05	0,24
2	СвБ-2012-2	ІГЕ-9	1500	40,03	5,07
			2000*	80,17	
3	СвБ-2012-3	ІГЕ-9	1850	10,03	2,23
4	СвБ-2012-4	ІГЕ-9	3600	10,03	2,88

Примітка * – повторне випробування паль

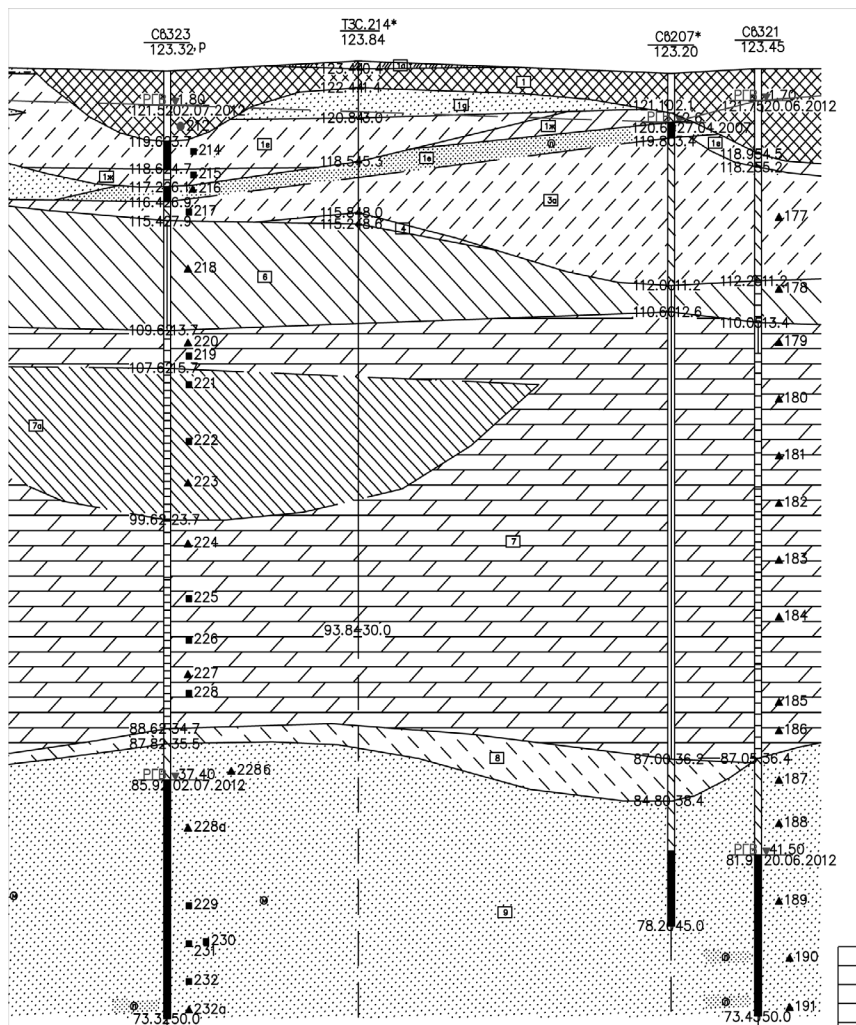


Рис. 1. Типовий інженерно-геологічний розріз на майданчику будівництва по вул. Вишгородській, м. Київ (1-9 – номери інженерно-геологічних елементів)

свердловину слабких ґрунтів у верхній частині паль внаслідок значної швидкості обертання шнеку по відношенню до його опускання при проходженні більш міцних ІГЕ в нижній частині паль.

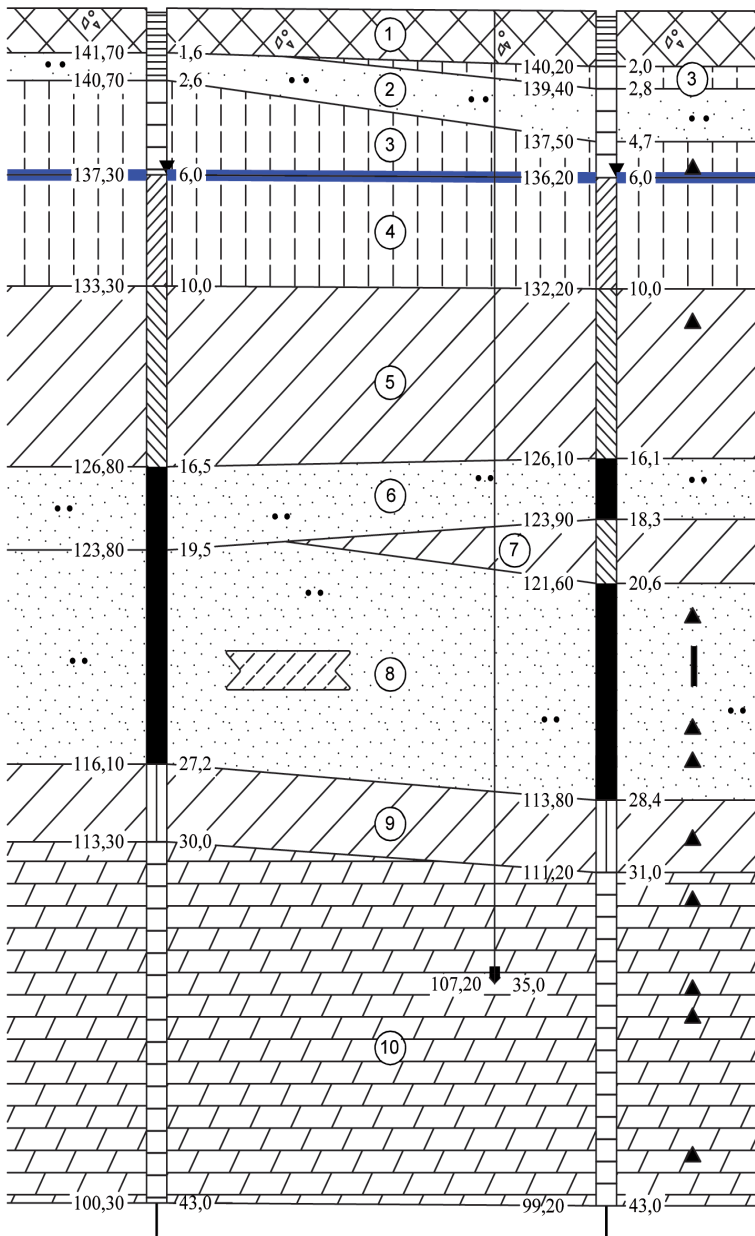
Аналогічна ситуація склалася і по вул. Старокиївській та вул. Річній у м. Києві. Типові розрізи для зазначених майданчиків показані на рис. 2. Будова інженерно-геологічного розрізу подібна до представленого на рис. 1. Причини низької несучої здатності аналогічні тим, що були зафіксовані по вул. Вишгородській. Діаметр паль становив 620 мм, довжина – 35-40 м.

Для підтвердження причин, що зумовили значний розкид величини несучої здатності паль по вул. Річній, було виконано нову дослідну палю з суворим контролем необхідних технологічних параметрів, що була випробувана. За результатами випробування було підтверджено високу несучу здатність паль (4000 кН – при осіданні 10 мм, тоді як для паль з порушенням технології влаштування - 3150 кН при осіданні 40 мм). Це дозволило не витрачати додаткові кошти на підсилення пального поля. Подальші паль виконували із суворим контролем необхідних параметрів.

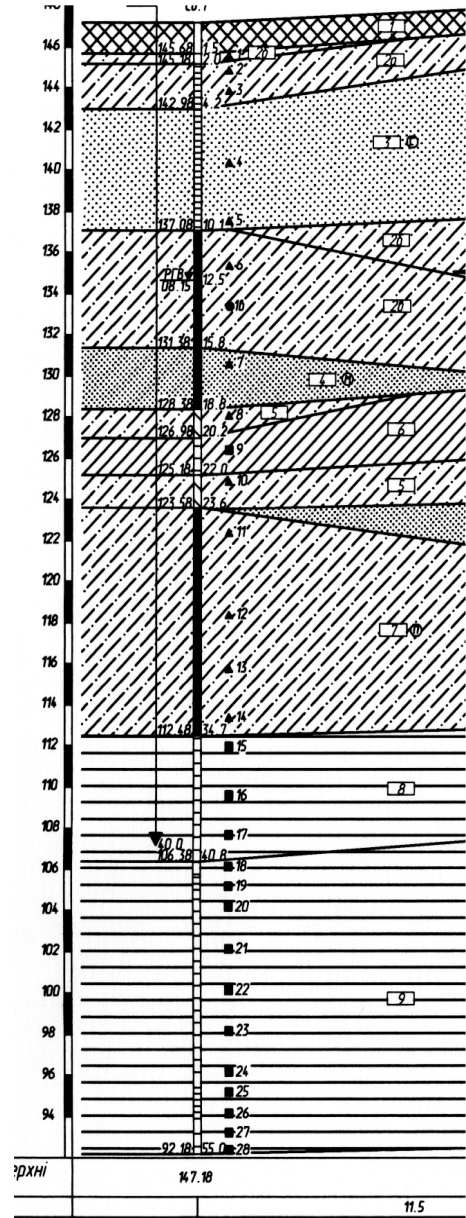
Таким чином, при наявності у верхній частині інженерно-геологічного розрізу слабких пилувато-глинистих ґрунтів текучопластичної/текучої консистенції та/або водонасичених пісків, а у нижній частині (що є основою паль) більш міцних щільних пісків та/або твердих/напівтвердих пилувато-глинистих ґрунтів (при співвідношеннях значень модулів загальної деформації нижніх інженерно-геологічних елементів до верхніх понад 3) виникає значний ризик зменшення несучої здатності паль за властивостями ґрунтової основи. Зниження обумовлене

такими факторами:

- неякісно зачищається основа паль від шламу для буріння в твердих/напівтвердих пилувато-глинистих ґрунтах. До пробуреної свердловини потрапляють розушільнені



а)



б)

Рис. 2. Типовий інженерно-геологічний розріз на майданчиках будівництва в м. Києві по вул. Старокиївській (а), по вул. Річний (б) (1-10 – номери інженерно-геологічних елементів)

при бурінні водонасичені піски та текучі/текучопластичні пилувато-глинисті ґрунти. Як правило, це стається внаслідок відсутності необхідного тиску в бетоноводі при піднятті шнеку. Зазначений тиск необхідний для витиснення шламу з-під п'яти палі;

- б) зменшення опору палі по бічній поверхні внаслідок механічного суфозійного виносу (перебурювання ґрунту веде до перевитрат бетону) з верхньої частини розрізу водонасичених пісків, супісків та суглинків (від пластичної до текучої консистенції). Це відбувається при значній швидкості обертання шнеку по відношенню до швидкості його занурення, при проходженні більш міцних інженерно-геологічних елементів у нижній частині інженерно-геологічного розрізу.

Щодо зазначеного в п. б) необхідно відмітити, що при перебурюванні ґрунту та недотриманні мінімально необхідних відстаней між недавно влаштованою палею та новою палею відбувається осідання денної поверхні з раніше влаштованими палями.

Так, на об'єкті по вул. Зарічний у м. Києві, при влаштуванні нових паль діаметром 820 мм та довжиною 22 м було зафіксовано осідання вже виконаних паль до 120 мм. Типовий інженерно-геологічний розріз майданчика показано на рис. 3. В розрізі домінують водонасичені піски від середньої щільності до щільних. Причинами таких осідань була відсутність:

- необхідної технологічної перерви між улаштованими палями (нові палі влаштовували біля вже сусідніх улаштованих через

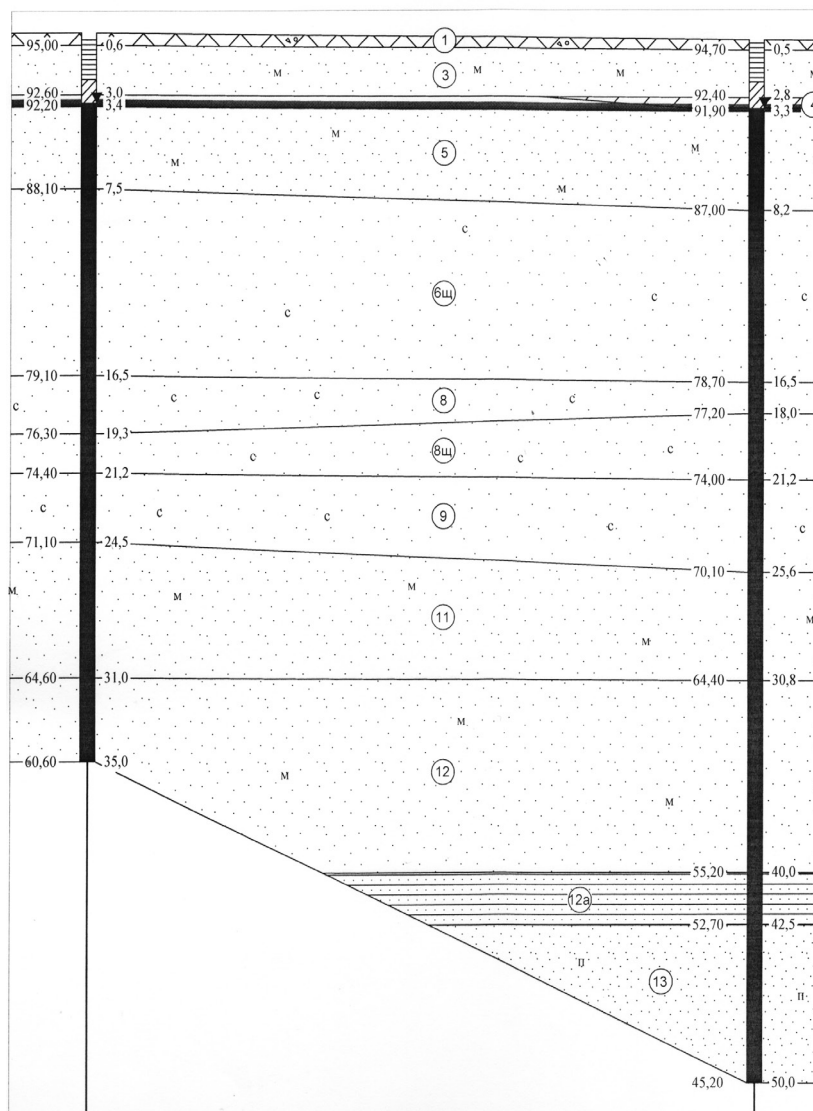


Рис. 3. Типовий інженерно-геологічний розріз на майданчику будівництва по вул. Зарічній м. Києва (1-13 – номери інженерно-геологічних елементів)

одну добу);

- достатнього тиску бетонної суміші при бетонуванні нової палі;
- необхідної мінімальної відстані до вже влаштованих паль: нові палі влаштовували біля вже влаштованих, а не за принципом "одну – через дві палі", а також швидке влаштування свердловини під робочу палю порівняно з дослідною палею. Свердловини під робочі палі влаштовували в 2-3 рази швидше. При цьому, дослідні палі при випробуваннях показали прогнозовану величину несучої здатності паль за властивостями ґрунтової основи.

Виконавцю було надано пропозиції щодо дотримання технологічних параметрів, що були використані при влаштуванні дослідних паль, та влаштування паль за принципом "одну через дві". Виконання нової палі біля раніше виконаної

проводити не раніше, ніж через 48 годин. Це дозволило в подальшому виключити значні осідання вже влаштованих паль.

Необхідно відмітити, що контрольні випробування паль (проведені через більш ніж 28 діб після її влаштування), що отримала найбільше осідання, підтвердили результати випробування дослідних паль щодо величини несучої здатності.

Таким чином, при влаштуванні паль у водонасичених пісках з незначними прошарками пластичних/текучих супісків та текучепластичних/текучих суглинків у верхній частині інженерно-геологічного розрізу з урахуванням впливу порушення технологічних параметрів, що зазначені вище, є значний ризик опускання денної поверхні з улаштованими палями. При цьому за рахунок можливості запливання пісків, супісків та суглинків до можливих зон розуцільнення при влаштуванні пальі, зниження несучої здатності фактично не відбувається.

ВИСНОВКИ

За результатами аналізу науково-технічної документації, результатів випробування паль та розрахунків для представлених типових інженерно-геологічних умов м. Києва можна зробити висновки:

- при недотриманні необхідних технологічних параметрів при влаштуванні буріно'єкційних паль [2], значний ризик зниження несучої здатності пальі за властивостями ґрунтової основи виникає, якщо основою пальі слугують тверді/напівтверді глини/суглинки, а верхня частина інженерно-геологічного розрізу представлена водонасиченими пісками та/або текучепластичними/текучими суглинками та/або пластичними/текучими супісками. Зниження може бути до 1,5-3 разів від прогнозованого значення;
- при влаштуванні пальі у водонасичених пісках, супісках та суглинках, ризик зменшення величини несучої здатності пальі за властивостями ґрунтової основи значно менший (навіть при деяких порушеннях технологічних параметрів) за рахунок здатності такого типу ґрунтів заповнювати зони розуцільнення, що утворюються при влаштуванні паль. Однак, необхідно враховувати можливість осідання денної поверхні при перебудуванні слабких ґрунтів, що знаходяться у верхній частині інженерно-геологічного розрізу;



- коригування технологічних параметрів необхідно відпрацьовувати при влаштуванні дослідних куців паль. Критерієм правильності підібраних параметрів слугують успішні випробування статичним вдавлювальним навантаженням (з урахуванням розрахунків та даних статичного зондування). Таких параметрів необхідно дотримуватися при влаштуванні робочих паль.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Виконання спеціальних геотехнічних робіт. Палі бурові: (EN 1536:2010, IDT) DSTU Б EN 1536:2015. – [Чинний від 2016-10-01]. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2016. – VI, 116 с. – (Національний стандарт України).
2. Настанова щодо проведення земляних робіт, влаштування основ та спорудження фундаментів: (СНиП 3.02.01-87, MOD) DSTU-Н Б В.2.1-28:2013 – [Чинний з 2014-01-01]. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2013. – VIII, 88 с. – (Національний стандарт України).
3. Складання висновку щодо відповідності влаштованих паль проектній документації та розроблення рекомендацій щодо необхідності, об'ємів та місць випробування паль на будівництві секції 1.6 об'єкту «Житловий комплекс з об'єктами соціально-громадського призначення, паркінгами та благоустроєм пам'ятки природи «Крістова гірка» по вул. Вишгородська, 45 у Подільському районі м. Києва [Текст]: звіт про НТР / ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»; кер. Бамбура А.М. - Київ, 2012. – 62 с. – Вик.: Гурківський О.Б., Ковальський Р.К., Карпенко Д.А., Кураш С.Ю. - №ГР 316-2938. – Інв. № 17734.
4. Особливості влаштування буроін'єкційних паль великого діаметра в багат шарових глинистих ґрунтах / [Седін В.Л., Мельник А.М., Бікус К.М., Шикотюк К.А.] // Зб. наукових пр. Сер.: галузеве машинобудування, буд-во. Вип. 1 (43). – Полтава: ПолтНТУ, 2015. - С. 214-221.

REFERENCES

1. Vykonannya spetsialnykh heotekhnichnykh robit. Pali burovi (EN 1536:2010, IDT) DSTU B EN 1536:2015. – [Chynnyi vid 2016-10-01]. – Kyiv: DP «Ukrarhbudininform», 2016. – VI, 116 s. – (Natsionalnyi standart Ukrainu).

2. Nastanova shchodo provedennya zemlyanykh robit, ulashtuvannya osnov ta sporudzhennya fundamentiv: (SNyP 3.02.01-87, MOD) DSTU-N B V.2.1-28:2013. – [Chynnyi z 2014-01-01]. – Kyiv: DP «Ukrarhbudininform», 2013. – VIII, 88 s. – (Natsionalnyi standart Ukrainu).
3. Skladannya vysnovku shchodo vidpovidnosti vlashtovanykh pal proektniy dokumentatsiyi ta rozroblennya rekomendatsiy shchodo neobkhdnosti, ob'yemiv ta mistv vyprobuvannya pal na budivnytstvi sektsiy 1.6 ob'yektu «Zhytlovyy kompleks z ob'yektamy sotsialno-hromadskoho pryznachennya, parkinhamy ta blahoustroyem pamyatky pryrody «Kristerova hirka» po vul. Vyshhorodska, 45 u Podilskomu rayoni m. Kyeva [Tekst]: Zvit pro NTR / DP «Derzhavnyi naukovy-doslidnyi instytut budivelnnykh konstrukttsii»; ker. Bambura A.N. - Kyiv, 2012. – 62 s. – Vyk.: Gurkivskii O.B., Kovalskyi R.K., Karpenko D.A., Kurash S.Yu. - №GR 316-2938. – Inv. № 17734.
4. Osoblyvosti vlashtuvannya buroinyektsiynykh pal velykoho diametra v bahatosharovykh hlynistykh gruntakh / [Sedin V.L., Melnyk A.M., Bikus K.M., Shykotyuk K.A.] // Zb. naukovykh pr. Ser.: haluzeve mashynobuduvannya, bud-vo. Vyp. 1 (43). – Poltava: PoltNTU, 2015. – S. 214-221.

Стаття надійшла до редакції 20.07.2017 р.



УДК 624.074.043



РЕЗНИК П. А.

Канд. технічних наук, ст. викл.,
Харківський національний
університет міського
господарства ім. О.М. Бекетова,
м. Харків, Україна,
e-mail: Petro.Reznik@kname.edu.ua,
тел. +38 (050) 615-86-38,
ORCID: 0000-0003-3937-6833



КОРЕНЄВ Р.В.

Аспірант, Харківський
національний університет
міського господарства
ім. О.М. Бекетова,
м. Харків, Україна,
e-mail: r.v.korot@gmail.com,
тел. +38 (098) 358-99-07,
ORCID: 0000-0001-9662-0762

РОЗРАХУНОК ТА АНАЛІЗ БЕЗКАРКАСНИХ АРКОВИХ СИСТЕМ, ВИКОНАНИХ ІЗ ТОНКОСТІННИХ ХОЛОДНОДЕФОРМОВАНИХ ПРОФІЛІВ

АНОТАЦІЯ

У статті розглянуто конструкції покриттів та споруд, у вигляді бескаркасних аркових систем, виконаних із тонкостінних холоднодеформованих профілів. Проведено уточнення геометричних характеристик основного несучого елемента цих систем. Здійснено чисельне моделювання та аналіз напружено-деформованого стану зазначених споруд від різних навантажень та їх поєднань. Дослідження проведено на базі створеної скінченно-елементної моделі, що верифікована натурним експериментом, та відображає конструктивну ортотропію тришарової оболонки спеціального призначення. Фізико-механічні характеристики ортотропії визначено за спеціально розробленим алгоритмом. На підставі виконаних розрахунків та їх аналізу визначено критичні сили втрати стійкості рівноваги (згинально-крутильна форма) і критичні навантаження втрати стійкості плоскої форми вигину, а також критерії міцності конструкції з урахуванням послідовності її зведення, тобто за умови роботи конструкції як одно- так і тришарової системи. Запропоновано алгоритм оцінювання напружено-деформованого стану великопрольотних бескаркасних аркових споруд.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: бескаркасні покриття, аркові системи, тришарова оболонка, експериментальна верифікація.

РАСЧЕТ И АНАЛИЗ БЕСКАРКАСНЫХ АРОЧНЫХ СИСТЕМ, ВЫПОЛНЕННЫХ ИЗ ТОНКОСТЕННЫХ ХОЛОДНОДЕФОРМИРОВАННЫХ ПРОФИЛЕЙ

РЕЗНИК П.А. Канд. технических наук, ст. преп., Харьковский национальный университет городского хозяйства им. А.Н. Бекетова, г. Харьков, Украина,
e-mail: Petro.Reznik@kname.edu.ua,

тел. +38 (050) 615-86-38,
ORCID: 0000-0003-3937-6833

КОРЕНЕВ Р.В. Аспирант, Харьковский национальный университет городского хозяйства им. А. Н. Бекетова, г. Харьков, Украина,
e-mail: r.v.korot@gmail.com,
тел. +38 (098) 358-99-07,
ORCID: 0000-0001-9662-0762

АННОТАЦИЯ

В статье рассмотрены конструкции покрытий и сооружений в виде бескаркасных арочных систем, выполненных из тонкостенных холоднодеформированных профилей. Проведено уточнение геометрических характеристик основного несущего элемента указанных систем. Осуществлено численное моделирование и анализ напряженно-деформированного состояния рассматриваемых сооружений от различных нагрузок и их сочетаний. Исследование проведено на базе составленной конечно-элементной модели, верифицированной натурным экспериментом и отображающей конструктивную ортотропию трехслойной оболочки специального назначения. Физико-механические характеристики ортотропии определены по специально составленному алгоритму. На основании выполненных расчетов и анализа определены критические силы потери устойчивости равновесия (изгибно-крутильная форма) и критические нагрузки потери устойчивости плоской формы изгиба, а также, критерии прочности конструкции с учетом последовательности ее возведения, т.е. при условии работы конструкции как одно- так и трехслойной системы. Кроме перечисленного, предложена методика по оценке напряженно-деформированного состояния большепролетных бескаркасных арочных сооружений.



КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: бескаркасные покрытия, арочные системы, трехслойная оболочка, экспериментальная верификация.

CALCULATION AND ANALYSIS OF FRAMELESS ARCHED SYSTEMS MADE OF THIN-WALLED COLD-DEFORMED PROFILES

REZNIK P.A. PhD, senior lecturer, O.M. Beketov National University of Urban Economy in Kharkiv, Kharkov, Ukraine,
e-mail: Petro.Reznik@kname.edu.ua,
tel. +38 (050) 615-86-38,
ORCID: 0000-0003-3937-6833

KORENIEV R.V. PG student, O.M. Beketov National University of Urban Economy in Kharkiv, Kharkov, Ukraine,
e-mail: r.v.korr@gmail.com,
tel. +38 (098) 358-99-07,
ORCID: 0000-0001-9662-0762

ABSTRACT

The article is devoted to the roofing and structures, in the form of frameless arched systems made of thin-walled cold-deformed profiles. The geometric characteristics of the main supporting element of the discussing systems are refined. Also, numerical modeling and analysis of the stress-strain state of the considered structures, under various loads and their combinations, has been carried out. The research was conducted on the basis of a finite element model verified by the full-scale experiment and which implements the constructive-orthotropy of a three-layer special-purpose shell. Physico-mechanical characteristics of orthotropy are determined by a special designed method. On the basis of the calculations and analysis, the critical forces of stability loss of equilibrium (flexural-torsion form) and critical loads of stability loss of a flat bending shape are determined, and also the criteria for the strength of the structure, taking into account the sequence of its erection, that is, under the condition that the designed structure works as the single- and as the three-layer system. In addition to the above, a technique for assessing the stress-strain state of large-span frameless arched structures is proposed.

KEY WORDS: frameless roofing, arched systems, three-layer shell, experimental verification.

АКТУАЛЬНОСТЬ И ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМЫ

В настоящее время в Украине широко используются бескаркасные покрытия арочного типа из тонкостенных холодногнутых профилей (рис.1). Данные конструкции могут применяться как в качестве покрытия зданий и сооружений, так и в качестве остова бескаркасных сооружений. Существенный интерес к рассматриваемым конструкциям обусловлен их низкой стоимостью, возможностью быстрого возведения и изготовления в условиях строительной площадки. Научный инте-

рес вызывает напряженно-деформированное состояние указанных конструкций. Несмотря на широкое применение, в действующих нормативных документах Украины четкие рекомендации для расчета подобного рода сооружений отсутствуют.

АНАЛИЗ ПОСЛЕДНИХ ИССЛЕДОВАНИЙ И ПУБЛИКАЦИЙ

Схема работы прокатного стана для формирования арочных конструктивных элементов из рулонной оцинкованной стали в условиях строительной площадки, а также описание технологии и последовательности строительных работ рассмотрены в статье [1]. В работе [2] определены особенности работы поперечных сечений холоднодеформированных трапециевидных арочных профилей системы типа «МІС» в составе арочного покрытия. В работе [3] рассмотрены причины обрушения конструкций бескаркасного арочного здания пролетом 30 м, изготовленного из рулонной оцинкованной стали на месте строительства. Виртуальность начальных несовершенств, при изготовлении элементов конструкции и недостаточная изученность вопроса, предопределяют необходимость проведения численных и экспериментальных исследований рассматриваемых конструкций и разработку алгоритмов их расчета. Подтверждением сказанному служит информация об определенном количестве аварий указанных систем [3].

ФОРМУЛИРОВАНИЕ ЦЕЛЕЙ СТАТЬИ

Объектом исследования является фрагмент конструктивно-ортотропной трехслойной специальной оболочки, основным несущим элементом которой является холоднодеформированный арочный тонкостенный профиль.

Предметом исследования является напряженно-деформированное состояние (НДС) объекта исследования при действии постоянных и временных нагрузок и их различных сочетаний.

Цель исследования заключается в построении конечно-элементной (КЭ) модели фрагмента конструктивно-ортотропной трехслойной специальной оболочки и верификация ее, исходя из данных натурного эксперимента, уточнении на базе КЭ-модели существующих алгоритмов расчета рассматриваемых конструкций; определение оптимальной толщины основного конструктивно-элемент, удовлетворяющей требованиям прочности и устойчивости; определение максимальных перемещений объекта исследования, в соответствии с действующими нормативными документами Украины.

ИЗЛОЖЕНИЕ ОСНОВНОГО МАТЕРИАЛА

Исследуемой конструкцией является бескаркасный арочный ангар (рис. 1), в качестве расчетного принят пролет 22 м. Рассматриваются различные высоты и радиусы данной конструкции, соот-



ветствующие указанному пролету. ($\{R=11 \text{ м}, H=11.27 \text{ м}\}$; $\{R=11.135 \text{ м}, H=9.82 \text{ м}\}$; $\{R=11.585 \text{ м}, H=8.37 \text{ м}\}$). Марка стали, согласно [4] принята к расчету DX51D+Z140.

Основными гипотезами настоящего исследования являются принятие положения о совместном деформировании конструктивной системы «обшивка – Z-прогоны – обшивка», а также классическая теория оболочек, основанная на гипотезах Кирхгофа-Лява [5]. Конструктивная система состоит из следующих элементов:

- арочный холоднодеформированный профиль «лоткообразного» сечения;
- Z-прогоны, между которыми размещают утеплитель;
- профилированный лист ПС-20.

ГЕОМЕТРИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ КОНСТРУКТИВНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ОБОЛОЧКИ

Необходимость рассмотрения арочного профиля «лоткообразного» сечения обусловлена его широким использованием в утепляемых трехслойных конструкциях в связи с удобством укладки утеплителя. Исходные данные, а также уточняемые характеристики сечений конструктивных элементов приняты на основе [4]. Ширина профиля составляет 305 мм, следовательно, нагрузка собирается на ширине 0.305 м (рис. 2).

С целью уточнения геометрических характеристик профиля были проведены испытания в лаборатории кафедры строительных конструкций ХНУГХ им. А.Н. Бекетова.

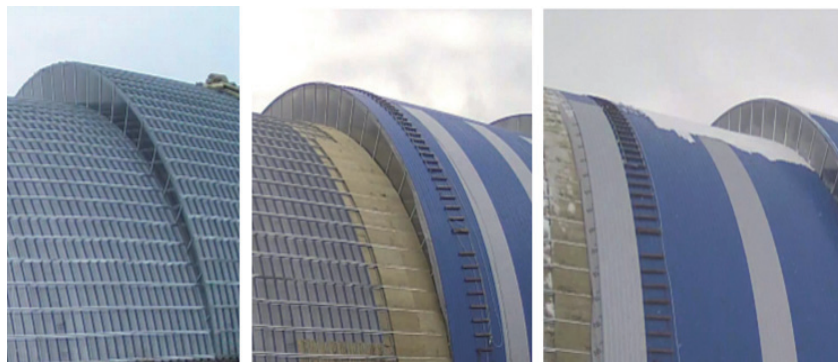
Исследовали одиночный арочный профиль по [4] - 305 А, с толщиной исходного металла $t=1.2 \text{ мм}$, для определения момента инерции относительно горизонтальной оси.

Момент инерции сечения был определен по формуле:

$$I_x = \frac{PL^3}{48Ef}, \quad (1)$$

где P - нагрузка, кг; L - пролет, см; E - модуль упругости 1-го рода, кг/см²; f - перемещение, см.

На рис. 3 представлена расчетная схема проведения эксперимента. Расчетный пролет $L=295 \text{ см}$. Нагрузку прикладывали в середине пролета



а) б) в)

Рис. 1. Бескаркасный арочный ангар на этапах возведения:
- однослойная система с установленными Z-прогонами (а);
- процесс утепления и монтажа верхней обшивки (б, в)

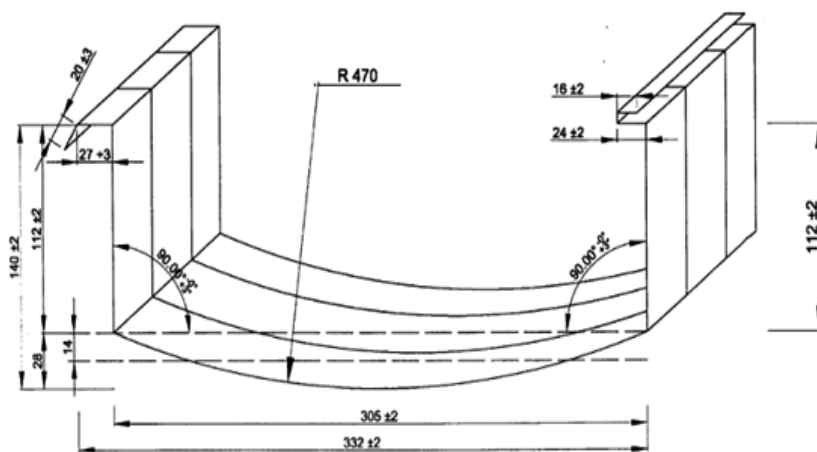


Рис. 2. Поперечное сечение расчетного арочного профиля [4]

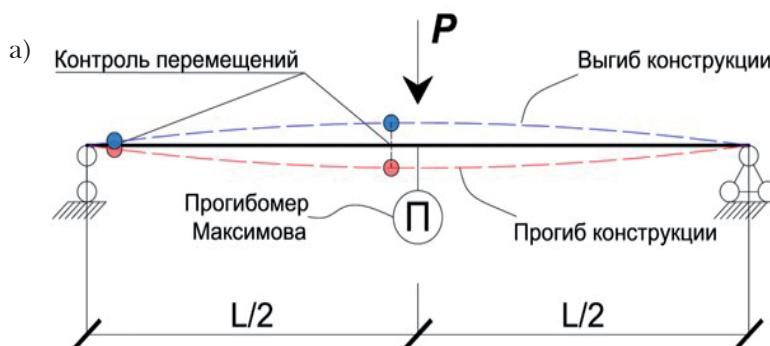


Рис. 3. Расчетная схема эксперимента (а) и вид установки для испытаний (б)



предварительно тарированными бетонными грузами. После прекращения роста деформаций, на каждом шаге производили разгрузку образца и контроль остаточных деформаций. В связи с начальным выгибом (кривизной) объекта исследования, контролировали перемещения на опоре и в середине пролета с целью оценки обжатия на опоре и переходом выгиба в прогиб.

Результаты (рис. 4) показали, что в связи с частичным нарастанием остаточных деформаций при увеличении нагрузки, значение момента инерции падало. Тем не менее, среднее кубическое значение момента инерции было $I_x = 118.7 \text{ см}^4$, а значение момента инерции, полученное для данного профиля с использованием программного комплекса (ПК) «Ли́ра-Сапр» $I_x = 113 \text{ см}^4$. Разница составила $\sim 4.8\%$, что является удовлетворительным.

Так как основным предметом исследования является НДС конструктивно-ортотропной трехслойной специальной оболочки, то в расчетной модели используются геометрические характеристики пакета «обшивка – Z-прогоны – обшивка», а именно «арочный профиль 305А – Z-прогоны – проф. лист ПС20» (рис. 5).

Геометрические характеристики пакета были подсчитаны в среде ПК «Ли́ра-10», для арочных профилей толщиной 0.7 мм - 1.5 мм, включительно, с шагом 0.1 мм и профилированного листа ПС-20 толщиной 0.45 мм (табл. 1).

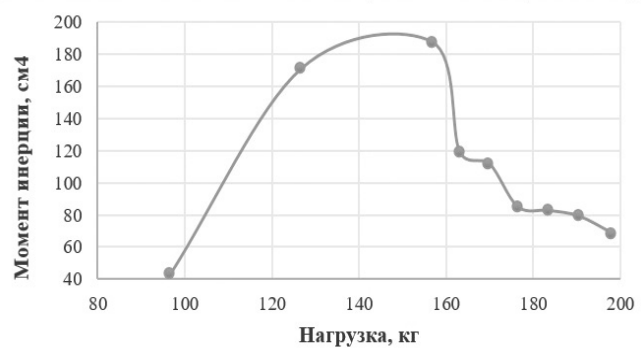


Рис. 4. Изменение момента инерции в зависимости от нагрузки

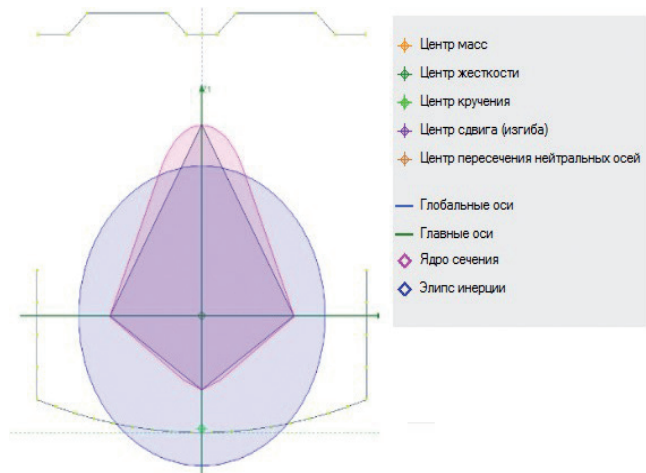


Рис. 5. Расчетное поперечное сечение пакета «обшивка – Z-прогоны – обшивка»

Таблица 1. Геометрические характеристики исследуемых пакетов.

Тип пакета	Момент инерции I_x , см ⁴	Момент инерции I_y , см ⁴	Площадь поперечного сечения A , см ²	Расстояние до центра тяжести a_y , см	Секториальный момент инерции I_w , см ⁶	Момент инерции при свободном кручении I_d , см ⁴	Момент сопротивления W_x , см ³
305A 0.7мм+Z+ПС20	1093,32	653,46	5,26	9,67	144204	103,03	48,21
305A 0.8мм+Z +ПС20	1141,43	729,24	5,80	9,94	149254	103,27	48,57
305A 0.9мм+Z +ПС20	1183,14	805,02	6,33	9,61	153562	103,46	48,92
305A 1.0мм+Z +ПС20	1219,8	880,80	6,86	9,60	157319	103,61	49,26
305A 1.1мм+Z +ПС20	1252,53	956,58	7,39	9,53	160655	103,74	49,60
305A 1.2мм+Z +ПС20	1282,14	1032,36	7,92	9,49	163662	103,84	49,91
305A 1.3мм+Z +ПС20	1309,2	1108,14	8,45	9,45	166408	103,94	50,24
305A 1.4мм+Z +ПС20	1334,18	1183,92	8,98	9,42	168943	104,02	50,56
305A 1.5мм+Z +ПС20	1357,42	1259,71	9,52	9,38	171305	104,10	50,87



РАСЧЕТНАЯ МОДЕЛЬ

Моделирование и расчет производили в многофункциональном программном комплексе «Лира-Сапр» [6], применяемом для проектирования и расчета строительных конструкций, в основе которого лежит метод конечных элементов (МКЭ). Для решения плоской задачи (первое приближение), без учета пространственной работы и ортотропии конструкции, расчетная модель представляла собой арку диаметром 22 м, выполненную из универсальных пространственных стержневых элементов (КЭ 10). Расчет производили, исходя из следующих условий:

- арочный профиль и профлист работают как единое сечение;
- закрепление арки в зоне оголовка фундамента – неподвижный шарнир;
- элементы соединения арочных профилей между собой обеспечивают равнопрочные связи, что позволяет принять минимальные перемещения из плоскости;
- перемещения фундаментов по горизонтали не допустимы;
- неравномерные осадки фундаментов и их крен не должны превышать 30 мм и 0.002, соответственно;
- допустимый вертикальный прогиб составляет $L/245$, а горизонтальные предельные перемещения $L/200$.

Производили расчет трех моделей: $L = \text{const} = 22$ м, $\{R = 11$ м, $H = 11.27$ м}; $\{R = 11.135$ м, $H = 9.82$ м}; $\{R = 11.585$ м, $H = 8.37$ м}.

НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

Расчет производили для Украины, снеговой район № 5, ветровой район № 2. Сбор нагрузок на конструкцию был проведен в соответствии с [7]. Арочные конструкции рассчитывали на постоянные (собственный вес, вес конструкции кровли и т.д.) и переменные (в данном случае, снег и ветер) нагрузки. Расчет проводили по двум предельным состояниям. Первая группа – расчет усилий и напряжений, вторая группа – расчет деформаций. Соответственно, определяли расчетные и эксплуатационные значения нагрузок (j_{fm} и j_{fe}).

Нагрузки на арочный профиль составили:

- снеговая нагрузка $S_r = 1600$ кПа = 163.1 кг/м² (2 вида – симметрично и несимметрично);
- ветровая нагрузка $W_r = 43.8$ кг/м².
- собственный вес металлического профиля, выполненного из стали, со средней плотностью 7800 кг/м³.

Схемы приложения снегового и ветрового нагружений, определенные по [7], представлены на рис. 6.

На основании этих нагружений было сформировано 6 расчетных сочетаний нагрузок и таблица расчетных сочетаний усилий. Анализ перемещений и действующих нагрузок на каждый конеч-

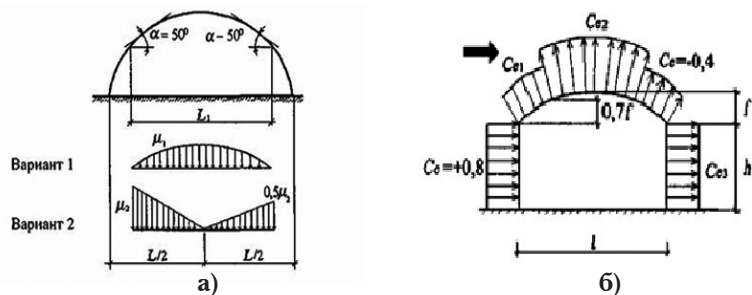


Рис. 6. Схемы приложения снеговой (а) и ветровой (б) нагрузок

ный элемент проводили на основании расчета по расчетным сочетаниям нагрузок, а проверка критерия прочности – по расчетным сочетаниям усилий.

РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТА

Расчет по прочности и устойчивости

В соответствии с [8, 9] расчет элементов стальных конструкций на действие продольной силы и изгибающего момента проводили по формуле:

$$\frac{N j_n}{A_n R_y j_c} \pm \frac{M_x j_n}{I_{xn} R_y j_c} y \pm \frac{M_y j_n}{I_{yn} R_y j_c} x \leq 1, \quad (2)$$

где:

N, M_x, M_y – абсолютные значения усилий; $j_c = I; j_n = I$; $R_y = 235$ МПа; y, x – расстояния от главных осей до рассматриваемой точки сечения.

По формуле (2) проведена проверка критерия прочности 737 сечений по результатам сформированных расчетных сочетаний усилий для каждой из трех моделей арок ($H = 11.27$ м; $H = 9.82$ м; $H = 8.37$ м) и для каждого из пакетов с разной толщиной арочного профиля. Номера нагружений: 1 – постоянная; 2 – равномерно распределенная снеговая нагрузка; 3 – неравномерно распределенная снеговая нагрузка; 4 – ветер. Максимальные вертикальные и горизонтальные перемещения получены по анализу расчета по расчетным сочетаниям нагрузок стержней.

На рис. 7, 8 приведены эпюры усилий (продольной силы «N» и изгибающего момента «M») для арки высотой 11.27 м с профилем толщиной 1,2 мм для расчетных сочетаний нагрузок 1 и 2.

Критерии прочностей сечений, максимальные вертикальные и горизонтальные перемещения представлены в виде диаграммы на рис. 9.

Устойчивость плоской формы изгиба

Устойчивость плоской формы изгиба определена по формуле (3) на основе решения профессора В.З. Власова [10]:

$$M = R P_x \left[\frac{1}{2} \left(\frac{r^2}{R^2} \frac{P_0}{P_x} + \frac{L^2}{\pi^2 R^2} - \frac{2\beta_x}{R} \right) \pm \sqrt{\frac{1}{4} \left(\frac{r^2}{R^2} \frac{P_0}{P_x} + \frac{L^2}{\pi^2 R^2} - \frac{2\beta_x}{R} \right)^2 + \frac{r^2}{R^2} \left(1 - \frac{L^2}{\pi^2 R^2} \right) \frac{P_0}{P_x}} \right], \quad (3)$$

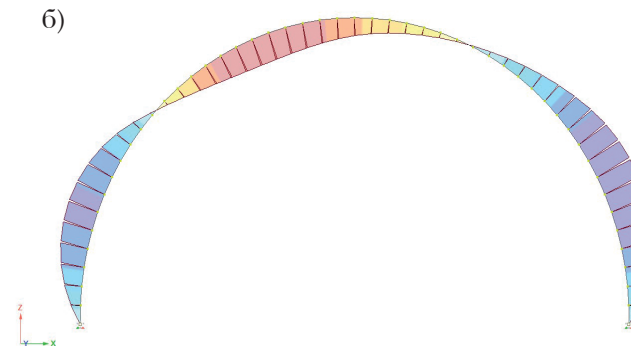
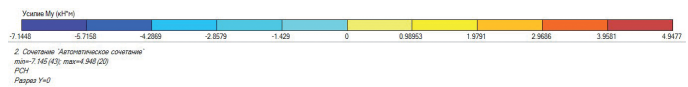
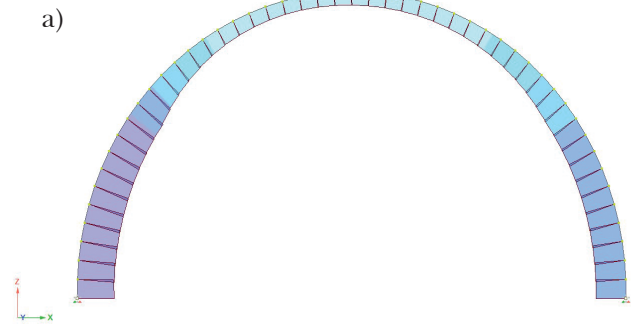
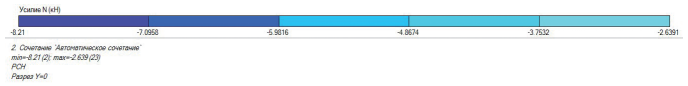
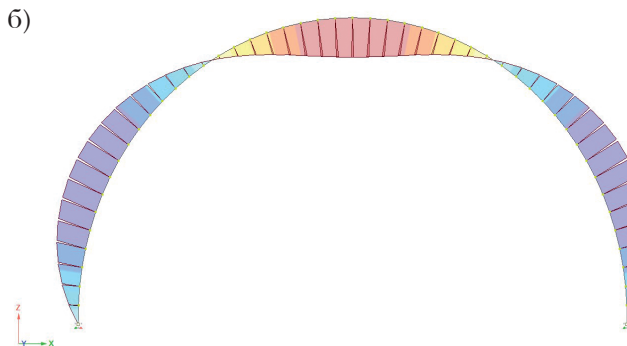
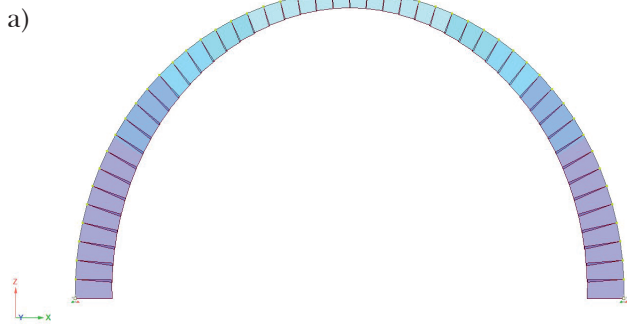
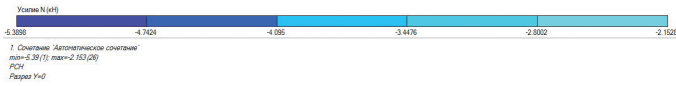


Рис. 7. Эпюры продольной силы N, кН (а) и изгибающего момента M, кН • м (б), для расчетного сочетания нагрузок № 1

Рис. 8. Эпюры продольной силы N, кН (а) и изгибающего момента M, кН • м (б), для расчетного сочетания нагрузок № 2

где:
M – момент; R – радиус арки;

$$r^2 = \frac{I_x + I_y}{A} + a_y^2; \quad (4)$$

$$P_x = \frac{\pi^2 EI_x}{L^2}; \quad (5)$$

$$P_0 = \frac{1}{r^2} \left(\frac{\pi^2 EI_\omega}{L^2} + GI_d \right); \quad (6)$$

$$\beta_x = 0;$$

I_x , I_y – моменты инерции; A – площадь сечения; I_ω – секториальный момент инерции; I_d – момент инерции при свободном кручении; E – модуль упругости первого рода; G – модуль упругости второго рода.

Результаты расчета для всех типов рассматриваемых сечений пакетов и радиусов арок представлены в табл. 2.

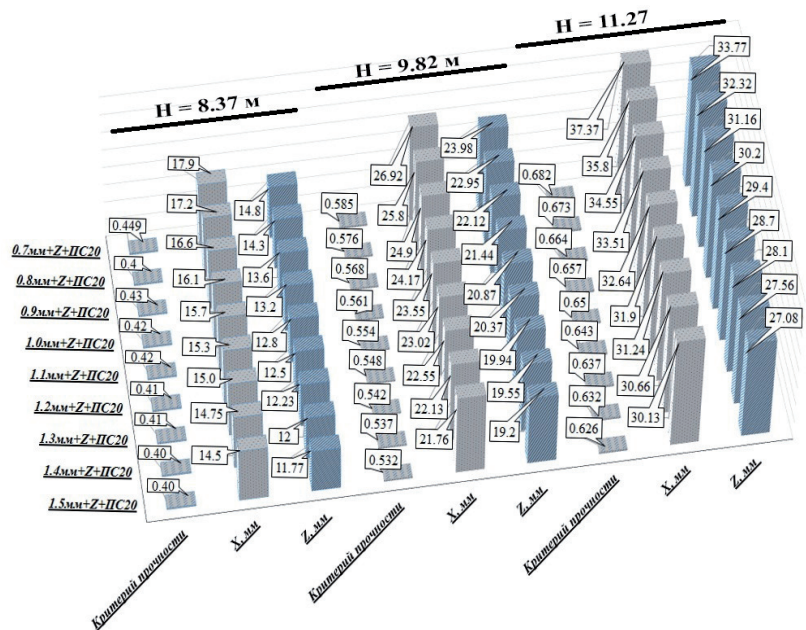


Рис. 9. Критерии прочностей сечений, максимальные вертикальные (Z, мм) и горизонтальные перемещения (X, мм), для высот H = 8.37 м; H = 9.82 м; H = 11.27 м



Таблица 2. Геометрические характеристики исследуемых пакетов.

Тип пакета	Критические изгибающие моменты M_1, M_2 (т · м) для радиусов систем, R (м)					
	R=11,0		R=11,135		R=11,585	
	M_1	M_2	M_1	M_2	M_1	M_2
305A 0.7мм+Z +ПС20	22.2	-0.7875	22,0	-0.8091	21.2	-0.8795
305A 0.8мм+Z +ПС20	23.2	-0.7913	22.9	-0.8131	22.1	-0.8840
305A 0.9мм+Z +ПС20	24,0	-0.7945	23.7	-0.8163	22.9	-0.8876
305A 1.0мм+Z +ПС20	24.7	-0.7970	24.4	-0.8190	23.5	-0.8906
305A 1.1мм+Z +ПС20	25.3	-0.7992	25,0	-0.8213	24.1	-0.8932
305A 1.2мм+Z +ПС20	25.9	-0.8011	25.6	-0.8232	24.7	-0.8954
305A 1.3мм+Z +ПС20	26.4	-0.8027	26.1	-0.8249	25.2	-0.8973
305A 1.4мм+Z +ПС20	26.9	-0.8042	26.6	-0.8264	25.6	-0.8990
305A 1.5мм+Z +ПС20	27.3	-0.8055	27,0	-0.8278	26.1	-0.9006

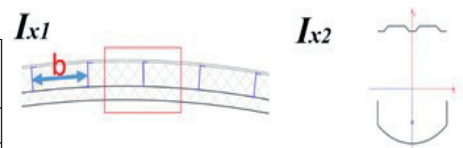


Рис. 11. Поперечные сечения трехслойной системы

$$d = \frac{36EI_xEI_yEI_\omega}{R^6} + \frac{9EI_xEI_yGI_d}{R^4} \cdot (11)$$

В формулах (7)-(11) обозначения аналогичны соответствующим обозначениям формулы (3). Результаты расчета устойчивости равновесия для всех типов сечений и высот арок представлены на рис. 10.

Для учета пространственной работы конструкции исследовали конечно-элементную модель, отображающую конструктивную ортотропию специальной трехслойной оболочки.

Для этого установлены моменты инерции для 1 м поперечного и продольного сечения трехслойной конструкции, состоящей из арочного профиля, z-образного профиля (высотой 200 мм) и профилированного листа ПС-20 (рис. 11).

Все данные для расчета ортотропии были найдены по формулам, из расчета линейной работы металла (12)-(16):

$$E_1 \cdot v_{21} = E_2 \cdot v_{12}; \quad (12)$$

$$\Rightarrow \vartheta_{21} = \frac{E_2}{E_1} \cdot \vartheta_{12} \cdot (13)$$

$$E_2 = E_1 \cdot \alpha; \quad (14)$$

$$\alpha = \frac{I_{x2} \cdot b}{100 \cdot I_{x1}}; \quad (15)$$

При этом

где:

Устойчивость равновесия (изгибно-крутильная форма)

Критическая нагрузка потери устойчивости равновесия определена по формуле (7):

$$c = \frac{12EI_yEI_\omega}{R^3} + \frac{12EI_xEI_\omega}{R^3} + \frac{12EI_xEI_yr^2}{R^3} + \frac{3EI_yGI_d}{R} + \frac{3EI_xGI_d}{R}, \quad (7)$$

где:

$$a = R^3 (a_y^2 - r^2); \quad (8)$$

$$b = 4EI_\omega + 3EI_yr^2 + 4EI_xr^2 + GI_dR^2 - 4EI_xa_y^2; \quad (9)$$

$$c = \frac{12EI_yEI_\omega}{R^3} + \frac{12EI_xEI_\omega}{R^3} + \frac{12EI_xEI_yr^2}{R^3} + \frac{3EI_yGI_d}{R} + \frac{3EI_xGI_d}{R}; \quad (10)$$

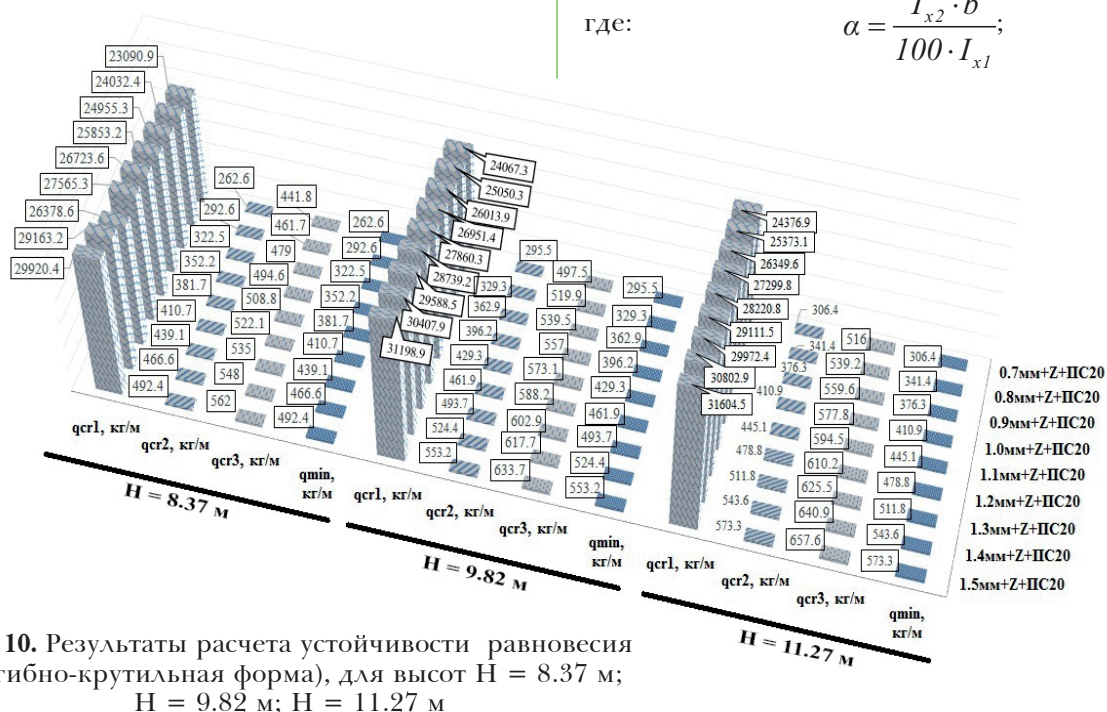


Рис. 10. Результаты расчета устойчивости равновесия (изгибно-крутильная форма), для высот H = 8.37 м; H = 9.82 м; H = 11.27 м



$$G = v \cdot 0.2 \cdot E v_1 (1 + a). \quad (16)$$

В свою очередь, приведенную толщину специальной оболочки определяли, исходя из условий:

$$\min \left(\frac{I_{x1}}{100}; \frac{I_{x2}}{100} \right) = \frac{h^3}{12}; \quad (17)$$

$$\Rightarrow h_{red} = \sqrt[3]{12 \cdot I}, \quad (18)$$

где:

E_1, E_2 – модули деформации по главным направлениям упругости; G – модуль сдвига; v_1, v_2 – коэффициенты Пуассона; I_{x1}, I_{x2} – моменты инерции в указанных направлениях; h – оригинальная высота (толщина) пакета; h_{red} – приведенная толщина оболочки.

Описываемая модель была получена путем перемещения образующей и состоит из 3162 узлов и 3050 КЭ № 41. Было смоделировано три нагружения: собственный вес и два варианта снегового нагружения. Результаты расчета от расчетного сочетания нагрузок № 3 представлены в виде изополей главных напряжений σ^3 (МПа) (рис. 12) и изополей перемещений по оси Z (мм) (рис. 13).

С целью верификации расчетной модели, проводили натурные испытания, предполагающие сопоставление расчетных прогибов с экспериментальными. Испытания проводили с учетом последовательности возведения конструкции, т. е. при условии работы конструкции как одно-, так и трехслойной системы.

В данной статье представлен первый этап указанного эксперимента. Реализованы испытания однослойной системы методом приложения сосредоточенной нагрузки F в середине пролета (рис. 14).

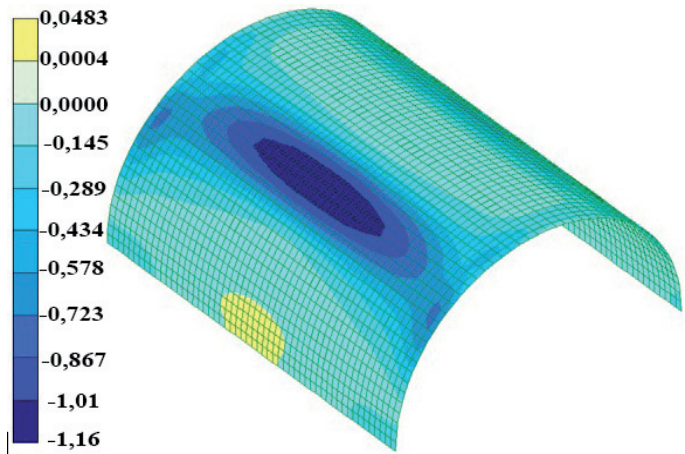


Рис. 12. Изополя главных напряжений σ^3 (МПа) от расчетного сочетания нагрузок № 3

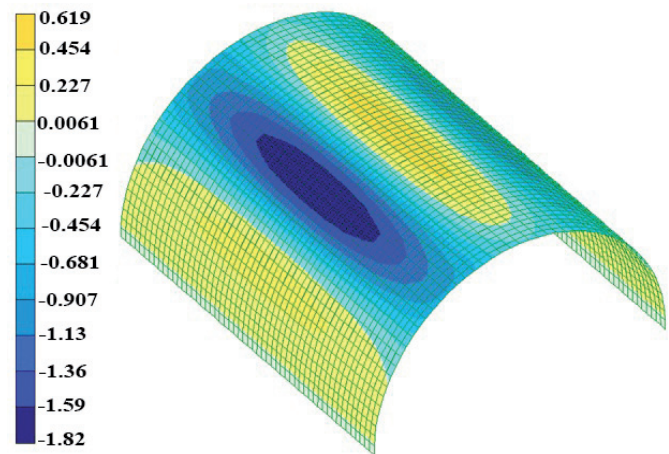


Рис. 13. Изополя перемещений по оси Z (мм) от расчетного сочетания нагрузок № 3

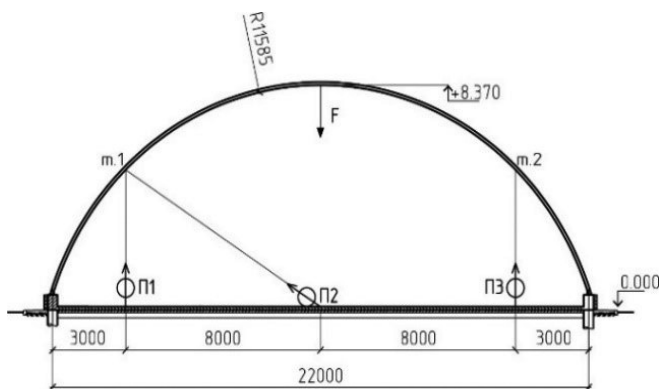


Рис. 14. Схема нагружения и расстановки измерительных приборов и фото фиксация процесса проведения эксперимента



Для сопоставления полученных экспериментальных результатов с теоретическими была исследована КЭ модель однослойной системы с нагрузками, аналогичными экспериментальным, и замерах перемещений в соответствующих точках. Нагрузку прикладывали поэтапно - по 20 кг, с временным интервалом 1 мин. Максимальная нагрузка составила 200 кг. Под максимальной нагрузкой конструкция находилась 10 мин, после чего поэтапно по 20 кг осуществляли разгрузку. После снятия нагрузки было выдержано 10 мин и сняты показания приборов без нагрузки для сопоставления с начальными показаниями и для получения данных об остаточных деформациях.

Сопоставление результатов эксперимента с расчетной моделью показало, что в целом эксперимент показал удовлетворительную для инженерных расчетов точность (~15%) вычисления прогибов однослойной системы. Это дает право использовать разработанную конечно-элементную модель и предопределяет необходимость проведения более детального изучения проблемы и использования более точных измерительных приборов, т.к. расхождение экспериментальных и расчетных значений следует отнести, в том числе, на накопленные неточности, связанные с погрешностями:

- сборки и установки грузов;
- координат установки грузов;
- геометрии конструкции в целом и др.

ВЫВОДЫ

- В данном исследовании проведено численное моделирование конструктивно-ортотропной трехслойной специальной оболочки, с учетом последовательности ее возведения.
- Данные результаты получены при принятии положения о совместном деформировании конструктивной трехслойной системы и служат основой для проведения натурных испытаний конструкции.
- Показано, что в процессе возведения изменяется конструкция и характер работы оболочки, что нашло отражение в трансформации расчетной модели (переход от конечно-элементной изотропной оболочки нулевой гауссовой кривизны к ортотропной). При этом, физико-механические характеристики ортотропии определены по специально разработанному алгоритму.
- Проведено сопоставление критических сил потери устойчивости, определенных методом проф. В.З. Власова, с аналогичными характеристиками, определенными методом конечных элементов.

- Все исследованные арки (при решении плоской задачи) удовлетворяют:
 - критерию прочности при действии продольных сил и изгибающих моментов в соответствии с [5];
 - требованиям, предъявляемым к максимальным вертикальным ($L/245 = 90$ мм) и горизонтальным ($L/200 \Rightarrow 42, 49, 56$ мм для арок высотой 8.37, 9.82, 11.27 м соответственно) перемещениям в соответствии с [11].
- Максимальные действующие нагрузки и их расчетные сочетания на оболочку не превысили нагрузки потери устойчивости равновесия (изгибно-крутильная форма) и критической нагрузки потери устойчивости плоской формы изгиба.
- Предложен алгоритм оценивания напряженно-деформированного состояния большепролетных бескаркасных арочных сооружений, выполненных из тонкостенных холодногнутых профилей, который заключается в обязательном учете ортотропии конструкции и ее пространственной работы.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Зильберберг С.Д. Эффективные хранилища из легких арочных металлических конструкций / С.Д. Зильберберг, К.А. Огайка, В.П. Федорова // Пром. стр-во: Ежемесячный науч.-технический и произв. журн. – М. 1988. - Вып. 11. – С. 21-23.
2. Білик А.С. Визначення геометричних характеристик холодноформованих тонкостінних аркових профілів / А.С. Білик, М.В. Лапонов // Зб. наукових пр. – Київ: Український ін-т сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського, 2012. – Вип. 9, – С. 193-203.
3. Кузнецов И.А. Причины обрушения бескаркасного арочного сооружения пролетом 30 м / И.А. Кузнецов, А.В. Исаев, Л.Р. Гимранов // Изв. КГАСУ: Ежемесячный науч.-технический журн. – Казань: ФГОУВО КГАСУ, 2011. – Вып. 4, – С. 166-171.
4. ТУ 527200-028-87168171-2012 «Бескаркасные арочные сооружения (конструкции) из прямых и арочных гнутых профилей 305А; 305П производимых на оборудовании «Радуга-Кровля» выше отметки 0.000». – г. Тамбов : ООО «Стальпроект», 2012. – 39 с.
5. Власов В.З. Избранные тр. Общая теория оболочек. Т. 1. / В.З. Власов. – М.: Изд-во Акад. наук СССР, 1962 г. - 528 с.



6. Городецкий А.С. Информационные технологии расчёта и проектирования строительных конструкций / А.С. Городецкий, В.С. Шмуклер, А.В. Бондарёв. – Харьков: НТУ «ХПИ», 2003. – 889 с.
7. Навантаження і впливи: ДБН В.1.2-2:2006. - [Чинні від 2007-01-01]. – Київ :ДП "Укранхбудінформ", 2006. – 75с. - (Державні буд. норми).
8. Сталеві конструкції. Норми проектування : ДБН В.2.6-198:2014. - [Чинні від 2015-01-01]. – Київ: ДП "Укранхбудінформ", 2014. – 205 с. - (Державні буд. норми).
9. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ: ДБН В.1.2-14:2009. - [Чинні від 2012-12-01]. – Київ: ДП "Укранхбудінформ", 2009. – 29 с. - (Державні буд. норми).
10. Власов В.З. Избранные тр. Тонкостенные упругие стержни. Т. 2. / В.З. Власов. – М.: Изд-во Акад. наук СССР, 1963 г. - 507 с.
11. Прогини і переміщення. Вимоги проектування: ДСТУ Б В.1.2-3:2006. - [Чинний від 2007-01-01]. – Київ: ДП "Укранхбудінформ", 2006. – 14 с. (Національний стандарт України).
5. Vlasov V.Z. Izbrannye tr. Obshchaya teoriya obolochek. T. 1. / V.Z. Vlasov. – Moskva: Izd-vo Akad. nauk SSSR, 1962 g. - 528 s.
6. Gorodeckij A.S. Informacionnye tekhnologii raschyota i proektirovaniya stroit. konstrukcij / A.S. Gorodeckij, V.S. Smukler, A.V. Bondaryov. – Har'kov: NTU «HPI», 2003. – 889 s.
7. Navantazhennya i vplyvi: DBN V.1.2-2:2006. - [Chinni vid 2007-01-01]. – Kyiv : DP "Ukrarhbudininform", 2006. – 75 s. - (Derzhavni bud. normi).
8. Stalevi konstrukcii. Normi proektuvannya : DBN V.2.6-198:2014 [Chinni vid 2015-01-01]. – Kyiv: DP "Ukrarhbudininform", 2014. – 205 s. (Derzhavni bud. normi).
9. Zagal'ni principy zabezpechennya nadijnosti ta konstruktivnoï bezpeki budivel', sporud, budivel'nih konstrukcij ta osnov : DBN V.1.2-14:2009. - [Chinni vid 2012-12-01]. – Kyiv: DP "Ukrarhbudininform", 2009. – 29 s. - (Derzhavni bud. normi).
10. Vlasov V.Z. Izbrannye tr. Tonkostennye uprugie sterzhni. T. 2. / V.Z. Vlasov. – Moskva: Izd-vo Akad. nauk SSSR, 1963 g. - 507 s.
11. Progini i peremishchennya. Vimogi proektuvannya: DSTU B V.1.2-3:2006 [Chinnij vid 2007-01-01]. – Kyiv: DP "Ukrarhbudininform", 2006. – 14 s. (Nacional'nij standart Ukraïni).

REFERENCES

1. Zil'berberg S.D. EHffektivnye hranilishcha iz legkih arochnyh metallicheskih konstrukcij / S.D. Zil'berberg, K.A. Ogajka, V.P. Fedorova // Prom. str-vo: Ezchemesyachnyj nauch.-tekhnicheskij i proizv. zhurn. – M., 1988. – Vyp. 11. – S. 21-23.
2. Bilik A.S. Vznachennya geometrichnih harakteristik holodnoformovanih tonkostinnih arkovih profiliv / A.S. Bilik, M.V. Laponov // Zb. naukovih pr. – Kyiv: Ukraïns'kij in-t stalevih konstrukcij im. V.M. Shimanovskogo, 2012 . – Vip. 9, – S 193-203.
3. Kuznecov I.L. Prichiny obrusheniya beskarkasnogo arochnogo sooruzheniya proletom 30 m. / I.L. Kuznecov, A.V. Isaev, L.R. Gimranov // Izv. KGASU: Ezchemesyachnyj nauch.-tekhnicheskij zhurn. – Kazan': FGOUVO KGASU, 2011. – Vip. 4, – S 166-171.
4. TU 527200-028-87168171-2012 «Beskarkasnye arochnye sooruzheniya (konstrukcii) iz pryamyh i arochnyh gnutyh profilej 305A; 305P proizvodimyh na oborudovanii «Raduga-Krovlya» vyshe otmetki 0.000» . – g. Tambov : OOO «Stal'proekt», 2012. – 39 s.

Статья поступила в редакцию 15.08.2017 г.



УДК 624.012.2:519.224



КІЧАЄВА О.В.

Канд. технічних наук, доц.,
зав. каф., Харківський
національний університет
міського господарства імені
О.М. Бекетова,
м. Харків, Україна,
e-mail: o_kichaeva@ukr.net,
тел. +38 (067) 953-84-06
ORCID: 0000-0002-1493-3958

ВИЗНАЧЕННЯ ЙМОВІРНОСТІ РУЙНУВАННЯ ЦЕГЛЯНИХ СТІН БУДІВЕЛЬ, ЩО ЕКСПЛУАТУЮТЬСЯ

АНОТАЦІЯ

Міцність цегляних конструкцій залежить від низки випадкових величин, таких як: деформаційні і міцнісні характеристики цегляної кладки, діючі навантаження і впливи. Таким чином, застосування ймовірнісних методів для оцінювання надійності і безпеки цегляних конструкцій є важливим і актуальним завданням, що дотепер не знайшло відображення в літературі.

У статті запропонована методологія і розроблено алгоритм вирішення задачі з визначення ймовірності (ризiku) руйнування цегляних конструкцій в межах системної теорії надійності; при цьому використано метод статистичних випробувань (Монте-Карло).

Розроблено комп'ютерну програму, що реалізує запропоновану методологію.

Виконано розрахунки реальної цегляної конструкції з визначення ймовірності (ризiku) руйнування.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: ймовірність, системна теорія надійності, метод статистичних випробувань, функція розподілу випадкової величини, конструкції з цегли.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВЕРОЯТНОСТИ РАЗРУШЕНИЯ КИРПИЧНЫХ СТЕН ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ ЗДАНИЙ

КИЧАЕВА О.В. Канд. технических наук, доц.,
зав. каф., Харьковский национальный университет городского хозяйства имени А.Н. Бекетова,
г. Харьков, Украина,
e-mail: o_kichaeva@ukr.net,
тел. +38 (067) 953-84-06
ORCID: 0000-0002-1493-3958

АННОТАЦІЯ

Прочность кирпичных конструкций зависит от ряда случайных величин, таких как: деформационные и прочностные характеристики кирпичной кладки, действующие нагрузки и воздействия. Таким образом, применение вероятностных методов для оценки надежности и безопасности кирпичных конструкций является важной и актуальной задачей, которая до сих пор не нашла отражение в литературе.

В данной статье предложена методология и разработан алгоритм решения задачи по определению вероятности (риска) разрушения кирпичных конструкций в рамках системной теории надежности; при этом использован метод статистических испытаний (Монте-Карло).

Разработана компьютерная программа, реализующая предложенную методологию.

Выполнены расчеты реальной кирпичной конструкции по определению вероятности (риска) разрушения.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: вероятность, системная теория надежности, метод статистических испытаний, функция распределения случайной величины, конструкции из кирпича.

DETERMINATION OF THE PROBABILITY OF BRICK WALLS DESTRUCTION OF OPERATED BUILDINGS

KICHAIEVA O.V. PhD, Ass. Prof., Head of Department, O.M. Beketov National University of Urban Economy in Kharkiv, Kharkiv, Ukraine,
e-mail: o_kichaeva@ukr.net,
tel. +38 (067) 953-84-06
ORCID 0000-0002-1493-3958



ABSTRACT

The strength of brick structures depends on a number of random variables, such as: deformation and strength characteristics of brickwork, operating loads and impacts (own weight of structures, snow, wind, payload, and the load from uneven sediment, air temperature). Thus, the application of probabilistic methods for assessing the reliability and safety of brick structures is an important and urgent task, which has not yet been reflected in the literature.

Failures of brick structures occur due to the achieving of the limiting state associated with the exhaustion of the strength of the brickwork for compression, the exhaustion of the strength of the brickwork for local compression (crushing), the exhaustion of the strength of the brickwork for shearing (shearing), the depletion of the strength of the brickwork for stretching when bent in the corresponding plane. The estimation of the risk of occurrence of each of the limiting states was determined by solving the probabilistic task of the parametric reliability theory on the basis of an analysis of the strength and stability conditions regulated by the design standards. To solve these problems, we used the parameters of the distributions of random variables that are the initial data. The estimation of the generalized risk was carried out on the basis of the analysis of the risk values for the onset of each of the limiting states.

In this article, a technique is proposed and an algorithm is developed for solving the problem of determining the probability (risk) of destruction of brick structures within the framework of the system reliability theory; wherein the method of statistical tests (Monte-Carlo) is used.

A computer program has been developed that implements the proposed calculation methodology.

The calculations of a real brick structure are performed to determine the probability (risk) of destruction for some section. The value of the probability of destruction of a brick structure is obtained.

KEY WORDS: probability, system reliability theory, statistical test method, distribution function of random variable distribution, brick structure.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМЫ

В настоящее время для оценки надежности и безопасности каменных конструкций используется традиционный подход, основанный на полувероятностном методе предельных состояний. Такой подход не во всех случаях позволяет получить объективную оценку надежности и безопасности сооружений из кирпича, поэтому более объективная оценка надежности и безопасности кирпичных конструкций может быть получена вероятностными методами современной теории надежности сложных технических систем. В Украине в настоящее время действуют требова-

ния государственных норм ДБН В.1.2-14-2009 [1], которые устанавливают общие принципы обеспечения надежности и конструктивной безопасности зданий и сооружений, строительных конструкций и оснований. В указанных нормах рекомендуется выполнять вероятностные расчеты по оценке вероятности отказа конструкций (и оснований). Однако до сих пор в технической и нормативной литературе отсутствуют указания по вероятностной оценке каменных конструкций.

Прочность кирпичных конструкций зависит от ряда случайных величин, таких как: деформационные и прочностные характеристики кирпичной кладки, действующие нагрузки и воздействия (собственный вес конструкций, снег, ветер, полезная нагрузка, нагрузка от неравномерных осадок, температура воздуха). Таким образом, применение вероятностных методов для оценки надежности и безопасности кирпичных конструкций является важной и актуальной задачей, которая до сих пор не нашла отражение в литературе.

АНАЛИЗ ПОСЛЕДНИХ ИССЛЕДОВАНИЙ И ПУБЛИКАЦИЙ

В системе Еврокодов был разработан ряд нормативных документов, регламентирующих вероятностный подход к строительным конструкциям и сооружениям [2, 3]. Проблемы оценки надежности и безопасности строительных конструкций рассмотрены в работах А.И. Вайнберга [4], В.Д. Райзера [5], А.В. Перельмутера [6], А.С. Лычева [7], С.Ф. Пичугина [8], N.P. Hoesj [9], P. Sêco e Pinto [10] и др.

ЦЕЛЬ СТАТЬИ

Разработка методологии расчетов, которая позволила бы выполнить вероятностную оценку прочности кирпичных конструкций.

ИЗЛОЖЕНИЕ ОСНОВНОГО МАТЕРИАЛА

Отказы кирпичных конструкций возникают вследствие достижения предельного состояния, связанного с исчерпанием прочности кирпичной кладки на сжатие; на местное сжатие (смятие); на сдвиг (срез); на растяжение при изгибе в соответствующей плоскости.

Оценка риска (вероятности) наступления каждого из предельных состояний определяется путем решения вероятностной задачи параметрической теории надежности на основе анализа регламентированных нормами проектирования условий прочности и устойчивости таких систем. Для решения этих задач необходимо знать параметры распределений случайных величин, являющиеся исходными данными. Оценка обобщенного риска выполняется на основе анализа значений риска наступления каждого из предельных состояний.

Выполняя комплексную вероятностную оцен-



ку риска возникновения отказов кирпичных конструкций, целесообразно использовать метод статистических испытаний (Монте-Карло). В результате возможно получить значение обобщенного риска (вероятности) возникновения отказа кирпичной конструкции.

Обобщенный риск возникновения отказов кирпичных конструкций может быть определен по формуле:

$$P = 1 - (1 - P_1) \cdot (1 - P_2) \cdot \dots \cdot (1 - P_n). \quad (1)$$

Каменные конструкции во всех случаях рассчитываются по предельным состояниям первой группы, а по предельным состояниям второй группы – в необходимых случаях.

Расчет сводится к определению допускаемых экстремальных значений усилий (N , M , Q) по расчетным нагрузкам и сравнению их с предельными усилиями по несущей способности или по раскрытию трещин, которые определяются по расчетным сопротивлениям или допускаемым деформациям.

Горизонтальные и наклонные сечения стен или отдельных их участков должны быть рассчитаны на действие вертикальных и горизонтальных нагрузок с учетом способа их передачи.

Горизонтальные сечения стен должны быть проверены на сжатие, внецентренное сжатие или же на сжатие и изгиб, вызванное горизонтальными нагрузками.

При изгибе в плоскости стены производится проверка наклонных сечений на главные растягивающие напряжения.

Таким образом, расчет элементов каменных конструкций при совместном действии вертикальных и горизонтальных нагрузок сводится к следующим проверкам:

- на сжатие и растяжение от продольной силы (внецентренное сжатие);
- на сжатие и растяжение от поперечной силы;
- на сдвиг (срез);
- на смятие.

При этом эти варианты могут комбинироваться.

В данной статье рассмотрен вероятностный расчет кирпичных конструкций на сжатие как самый распространенный вид напряженного состояния кладки.

Для того, чтобы оценить риск (вероятность) наступления предельного состояния того или иного вида, необходимо решить задачу параметрической теории надежности с привлечением аппарата теории вероятности. В результате решения такой задачи может быть найдено значение вероятности разрушения кирпичной конструкции, которое учитывает возможность ее разрушения при различных воздействиях. При этом могут быть выделены следующие этапы расчета:

- составление уравнений связи между вход-

ными параметрами (нагрузки и воздействия, свойства материалов) и выходными (результаты расчета) параметрами для рассматриваемого элемента. Такое уравнение может быть составлено на основе анализа расчетных зависимостей, которые регламентируются нормами проектирования;

- подготовка исходных данных для расчета, заключающаяся в выделении входных параметров на случайные и неслучайные (детерминированные);
- определяются параметры распределения случайных величин, которые являются исходными данными;
- определение вероятности (риска) разрушения кирпичной конструкции на основе соответствующего решения статистической динамики.

Запишем уравнения связи из условий прочности кирпичного элемента: на сжатие; на смятие. Такие уравнения могут быть составлены на основе анализа расчетных зависимостей, которые регламентируются нормами проектирования. По А.Р. Ржаницыну [11], условие возможно записать в виде некоторого совокупного фактора Y от усилий в рассматриваемом сечении, геометрических размеров этого сечения, расчетных значений сопротивления кладки сжатию (растяжению, изгибу, срезу, смятию). Совокупный фактор Y представляет собой запас прочности, равный разности соответствующего расчетного сопротивления кладки и сжимающей либо растягивающей силы, либо момента. Совокупный фактор Y зависит от переменных, входящих в эти уравнения.

В предельном состоянии при утрате несущей способности величина вертикальной нагрузки N_{Ed} , приложенной к стене из каменной кладки, должна быть меньше или равна расчетной величине вертикальной прочности стены N_{Rd} (в соответствии с ДБН В.2.6-162:2010 [12]):

$$N_{Ed} \leq N_{Rd}. \quad (2)$$

Расчетная несущая способность N_{Rd} однослойной стены из неармированной кладки (для единичной длины стены) при вертикальной нагрузке вычисляется по формуле:

$$N_{Rd} = \Phi \cdot t \cdot f_d, \quad (3)$$

где Φ – коэффициент уменьшения несущей способности стены, в соответствующих случаях Φ_i сверху или снизу стены, или Φ_m в середине стены, в зависимости от гибкости и эксцентриситета, рассчитываемый по формуле 11.4 [12]; t – толщина стены; f_d – расчетное значение прочности кладки на сжатие.

В предельном состоянии при утрате несущей способности расчетная величина сосредоточен-



ной вертикальной нагрузки N_{Edc} , приложенной к стене из каменной кладки, должна быть меньше или равна расчетной величине сопротивления сосредоточенной нагрузке стены N_{Rdc} :

$$N_{Edc} \leq N_{Rdc}. \quad (4)$$

Если стена из каменной кладки группы 1 загружена сосредоточенной нагрузкой (за исключением стен с кладкой с заполнением крайних полос раствором), расчетная величина сопротивления стены вертикальной нагрузке определяется так:

$$N_{Rdc} = \beta \cdot A_b \cdot f_d, \quad (5)$$

где β – коэффициент увеличения сосредоточенных (локальных) нагрузок, определяется графически или аналитически (6):

$$\beta = \left(1 + 0,3 \frac{a_1}{h_c} \right) \left(1,5 - 1,1 \frac{A_b}{A_{ef}} \right), \quad (6)$$

при этом β не должно быть менее 1,0 и более $1,25 + \left(\frac{a_1}{2h_c} \right)$ или 1,5 в зависимости от того, которое из них меньше;

a_1 – расстояние от конца стены до ближайшего края нагруженной площади, h_c – высота стены до уровня прикладываемой нагрузки;

A_b – нагруженная площадь;

f_d – расчетное значение прочности кладки на сжатие;

A_{ef} – значение величины эффективной площади, определяемой как $l_{efm} \cdot t$;

l_{efm} – значение эффективной длины площади распределения нагрузки под опорой, которое измеряется в основании трапеции на $\frac{1}{2}$ высоты стены или пиластры;

t – толщина стены с учетом не полностью заполненных швов на глубину более 5 мм; A_b/A_{ef} – соотношение площадей, которое не должно превышать 0,45.

Выражения для уравнений связи при сжатии и смятии могут быть записаны следующим образом:

$$Y_I = N_{Rd}(f_d, b, t) - F(\gamma_{constr}, q, S_0, A_f, E, a, b) - F_I(\gamma_{constr}, q) \geq 0. \quad (7)$$

$$Y = N_{Rdc}(f_d, h, t, l_{efm}, A_b) - N_{Edc} \geq 0. \quad (8)$$

В общем случае все входные параметры уравнений (7, 8) являются случайными величинами, однако некоторые из них могут рассматриваться как детерминированные величины. Детерминированными величинами в данном случае являются: геометрические характеристики сечения кон-

струкции и размеры рассматриваемого здания. Все остальные параметры уравнений являются случайными: нагрузка от собственного веса конструкций, нагрузка от снега, полезная нагрузка, нагрузка от ветра и неравномерных осадок. Случайные значения максимальных расчетных напряжений в сечениях каменных конструкций определяются в зависимости от случайных значений усилий, возникающих в конструкциях от случайных воздействий, упомянутых выше. Вероятностные значения напряжений для каждого расчетного случая определяются с помощью известных методов сопротивления материалов.

В настоящей работе приняты следующие законы распределения случайных входных параметров (табл. 1).

Таблица 1. Законы распределения случайных входных параметров

Параметр	Обозначение	Ед. изм.	Среднее значение	Коэфф. вариации V_x	Закон распределения
Постоянная нагрузка	G	кН	G	0,1	Нормальный
Полезная (50 лет)	Q	кН/м ²	$0,6Q$	0,35	Гумбеля
Снеговая нагрузка (50 лет)	S	кН/м ²	$0,7S_0$	0,5	Гумбеля
Ветровая нагрузка	W	кН/м ²	$0,75W_0$	0,35	Гумбеля
Воздействие от неравномерных осадок (усилия в фундаменте)	D	кПа	P	0,59	Нормальный
Прочность кирпичной кладки при сжатии	f_d	кПа	$0,85 f_d$	0,15	Нормальный

Алгоритм расчета кирпичных конструкций с использованием метода Монте-Карло предлагается в следующем виде:

- выполняется N статистических испытаний;
- задаются случайными вероятностями расчетных нагрузок: от собственного веса конструкций P_G , от снега P_S , ветра P_W , полезной нагрузки P_Q , нагрузки от неравномерных осадок P_D и местной нагрузки P_L ;
- по известным значениям P_G, P_S, P_Q, P_D, P_L определяем квантили нагрузок G, S, W, Q, D, L ;
- определяем случайные значения вертикальной нагрузки N_{Ed} при центральном сжатии в зависимости от значений G, S, Q, D ;
- определяем случайные значения вертикальной нагрузки N_{Edc} при смятии в зависимости от L ;



- задаемся случайными вероятностями прочности кирпичной кладки на сжатие P_{fd} ;
- по значению P_{fd} определяем квантили вертикальной прочности стены при сжатии N_{Rd} и при смятии N_{Rdc} в соответствии с размерами нагруженных участков;
- вычисляется значение совокупных факторов Y_1 и Y_2 по формулам (4, 5);
- определяется количество испытаний, при которых не выполняются условия (7) и (8) и определяется вероятность потери прочности кирпичной конструкции соответственно от сжатия и смятия;
- определяется обобщенный риск (обобщенная вероятность) потери прочности кирпичной конструкции, которая связана с наступлением предельного состояния по формуле (1).

После выполнения всех N испытаний вычисляется риск (вероятность) разрушения элемента каменной конструкции в течение расчетного срока службы P_T как отношение числа испытаний n , при которых $Y < 0$, к числу всех испытаний N . Отметим, что число испытаний N должно быть достаточно большим, чтобы более точно определить значение Y , в данном случае число испытаний принималось $N = 1 \times 10^5$. Автором была разработана компьютерная программа для выполнения расчетов по определению риска (разрушения) кирпичной конструкции в среде Mathcad.

Пример расчета кирпичной конструкции на сжатие и смятие.

Вычислим вероятность отказа для кирпичной конструкции со следующими параметрами: b (длина сечения) $\times t$ (толщина стены) = $1 \times 0,51$ м, $H = 3$ м, $H_1 = 2,5$ м, $c = 0,12$ м, $A' = 3$ м², принят полнотелый силикатный кирпич размерами $250 \times 120 \times 65$ мм, расчетное сопротивление кладки сжатию $f_d = 2,160$ МПа (с учетом коэффициента 0,9), эксцентриситет $e = 0,215$ м, $c = 0,12$ м, также были учтены соответствующие коэффициенты по ответственности здания, по нагрузкам и по материалам; остальные характеристики сведены в табл. 2.

По результатам расчетов определяем обобщенный риск разрушения кирпичной конструкции по формуле (1):

Таблица 2. Статистические параметры нагрузок и материалов, использованные в примере

№ п/п	Параметр	Ед. изм.	Математическое ожидание μ	Среднеквадратическое отклонение σ
1	Удельный вес кирпичной кладки стен и перегородок $\gamma_{кк}$	кН/м ³	18,844	0,517
2	Удельный вес железобетонных конструкций γ_b	кН/м ³	25,0	0,75
3	Полезная нагрузка q	кН/м ²	0,9	0,315
4	Нагрузка от снега S	кН/м ²	0,115	0,02624
5	Воздействие от неравномерных осадок D	кН	165,5	97,645
6	Местная нагрузка L	кН	77	3,85

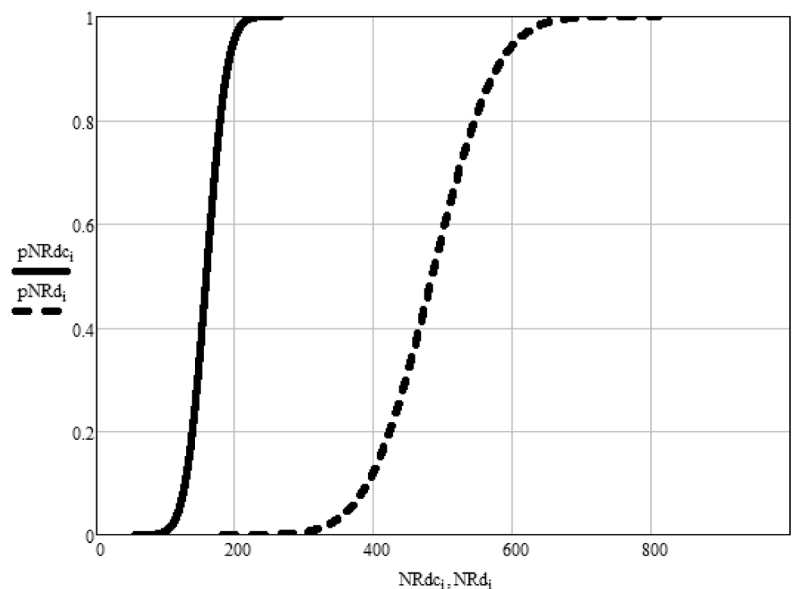


Рис. 1. Функции распределения расчетной величины сопротивления стены вертикальной нагрузке N_{Rdc} и вертикальной прочности стены N_{Rd}

$$P = 1 - \left(1 - 1,03 \cdot 10^{-3}\right) \cdot \left(1 - 4,1 \cdot 10^{-4}\right) = 1,44 \cdot 10^{-3}.$$

На рис. 1 показаны функции распределения расчетной величины сопротивления стены вертикальной нагрузке N_{Rdc} и вертикальной прочности стены N_{Rd} .

ВЫВОДЫ

1. Предложена методология и разработан алгоритм решения задачи по определению вероятности (риска) разрушения кирпичных конструкций в рамках системной теории надежности; при этом использован метод статистических испытаний (Монте-Карло).
2. Разработана компьютерная программа, реализующая предложенную методологию.



3. Выполнены расчеты реальной кирпичной конструкции по определению вероятности (риска) разрушения для некоторого сечения. Получено значение вероятности разрушения кирпичной конструкции, равное $p=1,44 \cdot 10^{-3}$.
4. Анализ вероятностного расчета показывает необходимость создания новых методологических подходов по определению вероятности (риска) разрушения каменных конструкций.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій і основ: ДБН В.1.2-14-2009. - [Чинні від 2009-12-01]. - Київ: ДП «Укразбудінформ», 2009. – 49 с. – (Буд. норми України).
2. ENV 1991-1. Eurocode 1: Basis of Design and Actions of Structures/ Part 1: Brussels: CEN. 1993. – 87 p.
3. ISO 2394:2015. General principles on reliability for structures - International Organization for Standardization. 2015. – 111 p.
4. Вайнберг А.И. Надежность и безопасность гидротехнических сооружений. Избранные проблемы: монография / А.И. Вайнберг. – Харьков, 2008. – 304 с.
5. Райзер В.Д. Теория надежности в строительном проектировании / В.Д. Райзер. – М.: АСВ, 1998. – 304 с.
6. Перельмутер А.В. Избранные проблемы надежности и безопасности строительных конструкций / А.В. Перельмутер. - М.: АСВ, 2007. – 256 с.
7. Лычев А.С. Надежность строительных конструкций: учебное пособие / А.С. Лычев. – М.: АСВ, 2008. – 184 с.
8. Пичугин С.Ф. Надежность строительных конструкций производственных зданий: монография / С.Ф. Пичугин. – Полтава: ООО «Асми», 2009. – 452 с.
9. Hoej, N.P. Risk and Safety Considerations at Different Project Phases / Safety, risk, and reliability – trends in engineering. Intern. Conf. Malta, 2001. - P. 1–8.
10. Sêco e Pinto, P. Some reflections about risk analysis of geotechnical structures: Proc. of the 12th Danube-European Conf. Passau, 2002. – P. 41–46.
11. Ржаницын А.Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность. – М.: Стройиздат, 1978. – 239 с.
12. Кам'яні та армокам'яні конструкції: ДБН В.2.6-162-2010. – [Чинні від 2011-09-01]. – Київ: ДП «Укразбудінформ», 2011. – 97 с. – (Буд. норми України).

REFERENCES

1. Zagalni printsiipi zabezpechennya nadiynosti ta konstruktivnoyi bezpeki budsvet, sporud, budivelnih konstruktсий i osnov: DBN V.1.2-14-2009. - [Chinni vid 2009-12-01]. – K. : DP «Ukrarhbudininform», 2009. – 49 s. – (Bud. normi Ukrayini).
2. ENV 1991-1. Eurocode 1: Basis of Design and Actions of Structures / Part 1: Brussels: CEN. 1993. – 87 p.
3. ISO 2394:2015. General principles on reliability for structures - International Organization for Standardization. 2015. – 111 p.
4. Vaynberg, A.I. Nadezhnost i bezopasnost gidrotehnicheskikh sooruzheniy. Izbrannyye problemy: monografiya / A.I. Vaynberg. – Harkov, 2008. – 304 s.
5. Rayzer, V.D. Teoriya nadezhnosti v stroitelnom proektirovanii / V.D. Rayzer. – M.: ASV, 1998. – 304 s.
6. Perelmuter, A.V. Izbrannyye problemy nadezhnosti i bezopasnosti stroitelnykh konstruktсий / A.V. Perelmuter. - M.: ASV, 2007. – 256 s.
7. Lyichev, A.S. Nadezhnost stroitelnykh konstruktсий: uchebnoe posobie / A.S. Lyichev. – M.: ASV, 2008. – 184 s.
8. Pichugin, S.F. Nadezhnost stroitelnykh konstruktсий proizvodstvennykh zdaniy: monografiya / S.F. Pichugin. – Poltava: ООО «Asmi», 2009. – 452 s.
9. Hoej, N.P. Risk and Safety Considerations at Different Project Phases / Safety, risk, and reliability – trends in engineering. Intern. Conf. Malta, 2001. - P. 1–8.
10. Sêco e Pinto, P. Some reflections about risk analysis of geotechnical structures: Proc. of the 12th Danube-European Conf. Passau, 2002. - P. 41–46.
11. Rzhantsyn, A.R. Teoriya rascheta stroitelnykh konstruktсий na nadezhnost. – M.: Stroyizdat, 1978. – 239 s.
12. Kam'yanі ta armokam'yanі konstruktсийi. DBN V.2.6-162-2010. – [Chinni vid 2011-09-01]. – K.: DP «UkrarhbudInform», 2011. – 97 s. - (Budivelni normi Ukrayini).

Стаття надійшла до редакції 15.08.2017р.



УДК 624.015:624.023



МАТЧЕНКО Т.І.

Канд. технічних наук, провідний інженер, ПАТ «Київський науково-дослідний та проектно-конструкторський інститут «ЕНЕРГОПРОЕКТ», м. Київ, Україна, e-mail: t.matchenko@kiep.kiev.ua, тел. +38 (097) 594-48-05, ORCID: 0000-0002-0999-7412



ШАМИС А.Б.

Начальник відділу, ПАТ «Київський науково-дослідний та проектно-конструкторський інститут «ЕНЕРГОПРОЕКТ», м. Київ, Україна, e-mail: shamis@kiep.kiev.ua, тел. +38 (095) 270-76-30



ПЕРВУШОВА Л.Ф.

Інженер I категорії, ПАТ «Київський науково-дослідний та проектно-конструкторський інститут «ЕНЕРГОПРОЕКТ», м. Київ Україна, e-mail: l.pervushova@kiep.kiev.ua, тел. +38 (044) 239-81-75



МАТЧЕНКО П.Т.

Мол. науковий співробітник, Державний науково-технічний центр з ядерної та радіаційної безпеки, м. Київ Україна, e-mail: match@ukr.net, тел. +38 (098) 648-62-36

ОПІР КРИХКОМУ РУЙНУВАННЮ КОМБІНОВАНИХ ІЗ СТАЛІ ТА ЗАЛІЗОБЕТОНУ КОНСТРУКЦІЙ З ТРІЩИНАМИ В СТАЛЕВИХ ЕЛЕМЕНТАХ

АНОТАЦІЯ

Вступ. Упродовж експлуатації в сталевих елементах конструкцій накопичуються корозійні виразки, тріщини від втоми та інші пошкодження. Вони можуть стати джерелом виникнення магістральних тріщин, що спричиняють руйнування конструкцій. На сьогодні в державних будівельних нормах України відсутні рекомендації щодо виконання перевірочних розрахунків на циклічну тріщиностійкість та опір крихкому руйнуванню існуючих елементів сталевих конструкцій з тріщинами.

Мета роботи – розробити розрахунки опору крихкому руйнуванню сталезалізобетонних конструкцій з тріщинами в сталевих елементах.

Результати розрахунків. У статті представлено формули для виконання перевірочних розрахунків на опір крихкому руйнуванню сталевих елементів із тріщинами. Ці розрахунки можуть бути застосовані для обґрунтування надійності існуючих комбінованих сталезалізобетонних конструкцій мостів.

Висновки. Визначено розрахунковим методом опір крихкому руйнуванню сталевих елементів із тріщинами існуючих комбінованих сталезалізобетонних конструкцій мостів.

Отримані розрахунки можуть бути застосовані

для визначення можливості подальшої експлуатації існуючих мостів із комбінованими сталезалізобетонними конструкціями.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: комбіновані конструкції, опір руйнуванню, крихке руйнування, тріщини, сталезалізобетонні конструкції.

СОПРОТИВЛЕНИЕ ХРУПКОМУ РАЗРУШЕНИЮ КОМБИНИРОВАННЫХ ИЗ СТАЛИ И ЖЕЛЕЗОБЕТОНА КОНСТРУКЦИЙ С ТРЕЩИНАМИ В СТАЛЬНЫХ ЭЛЕМЕНТАХ

МАТЧЕНКО Т.И. Канд. технических наук, ведущий инженер, ПАО «Киевский научно-исследовательский и проектно-конструкторский институт «ЭНЕРГОПРОЕКТ», г. Киев, Украина, e-mail: t.matchenko@kiep.kiev.ua, тел. +38 (097) 594-48-05, ORCID:0000-0002-0999-7412

ШАМИС А.Б. Начальник отдела, ПАО «Киевский научно-исследовательский и проектно-конструкторский институт «ЭНЕРГОПРОЕКТ», г. Киев, Украина, e-mail: shamis@kiep.kiev.ua, тел. +38 (095) 270-76-30



ПЕРВУШОВА Л.Ф. Инженер I категории, ПАО «Киевский научно-исследовательский и проектно-конструкторский институт «ЭНЕРГОПРОЕКТ»,

г. Киев, Украина,
e-mail: l.pervushova@kiep.kiev.ua,
тел. +38 (044) 239-81-75

МАТЧЕНКО П.Т. Мл. научный сотрудник, Государственный научно-технический центр по ядерной и радиационной безопасности, г. Киев, Украина
e-mail: match@ukr.net,
тел. +38 (098) 648-62-36

АННОТАЦИЯ

Введение. В процессе эксплуатации в стальных элементах конструкций накапливаются коррозионные язвы, трещины от усталости и другие повреждения. Они могут стать источником образования магистральных трещин, которые вызывают разрушения конструкций. На сегодня в строительных нормах Украины отсутствуют рекомендации по выполнению проверочных расчетов на стойкость к циклическому росту трещин и сопротивление хрупкому разрушению существующих элементов стальных конструкций с трещинами.

Цель. Цель данной работы – разработка расчетов на сопротивление хрупкому разрушению сталежелезобетонных конструкций с трещинами в стальных элементах.

Результаты расчетов. Работа посвящена решению этой задачи. В статье приведены формулы для выполнения проверочных расчетов на сопротивление хрупкому разрушению стальных элементов с трещинами. Эти расчеты могут быть применены для обоснования надежности существующих комбинированных сталежелезобетонных конструкций мостов.

Выводы. Расчетным методом определено сопротивление хрупкому разрушению стальных элементов с трещинами существующих комбинированных сталежелезобетонных конструкций мостов.

Полученные расчеты могут быть применены для определения возможности дальнейшей эксплуатации существующих мостов с комбинированными сталежелезобетонными конструкциями.
КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: комбинированные конструкции, сопротивление разрушению, хрупкое разрушение, трещины, сталежелезобетонные конструкции.

BRITTLE FRACTURE RESISTANCE OF COMBINED STEEL AND REINFORCED CONCRETE STRUCTURES WITH CRACKS IN STEEL ELEMENTS

MATCHENKO T.I. PhD, lead engineer, PJSC "Kiev Research and Design Institute "ENERGOPROEKT", Kyiv, Ukraine,

e-mail: t.matchenko@kiep.kiev.ua,
tel. +38 (097) 594-48-05,
ORCID:0000-0002-0999-7412

SHAMIS L.B. Head of the department, PJSC "Kiev Research and Design Institute "ENERGOPROEKT", Kyiv, Ukraine,
e-mail: shamis@kiep.kiev.ua,
tel. +38 (095) 270-76-30

PERVUSHOVA L.F. First category engineer, PJSC "Kiev Research and Design Institute "ENERGOPROEKT", Kyiv, Ukraine,
e-mail: t.matchenko@kiep.kiev.ua,
tel. +38 (044) 239-81-75

MATCHENKO P.T. Junior stientst, State Scientific and Technical Center for Nuclear and Radiation Safety, Kyiv, Ukraine,
e-mail: t.matchenko@kiep.kiev.ua,
tel. +38 (098) 648-62-36

ABSTRACT

Introduction. In the course of operation, corrosion pits, fatigue cracks and other damages accumulate in steel structural elements. They can become a source of the main crack formation. Cracks can cause the destruction of structures. To date, the state construction codes of Ukraine do not have formulas for performing the verification calculations on low cycle fatigue, and resistance to cyclic crack growth and brittle fractures of the existing elements of steel structures with cracks.

Goal. The purpose of this paper is the development of calculations on resistance to brittle fracture of steel-reinforced concrete structures with cracks in steel elements, which in future can be used to finalize the revision of the document «Bridges and pipes. Reinforced concrete structures. Design rules».

Calculated dependences. To perform the practical verification calculations on resistance to the cracks cyclic growth and resistance to brittle fracture, it is necessary to have the values of the critical stress intensity factors of structural steels with cracks. The authors of this paper have prepared a number of publications to solve this problem. The paper contains links to publications, in which the characteristic (normative) values of the critical stress intensity factors for structural steels with cracks are given. In the paper, formulas are given for performing the verification calculations on the brittle fracture resistance of steel elements with cracks. These formulas can be applied to the existing combined steel-reinforced concrete bridge structures.

Conclusion. The brittle fracture resistance of steel elements with cracks in existing combined steel-concrete bridge structures is measured by the calculation method. The calculations can be applied to determine the possibility of the further operation of existing bridges with combined steel-reinforced concrete structures.



KEY WORDS: combined structures, brittle fracture resistance, brittle fracture.

ВСТУП

В конструкціях мостів часто застосовують сталезалізобетонні конструкції, елементи яких представлено на рис. 1.

При низьких температурах експлуатації, циклічних та динамічних навантаженнях у сталевих елементах утворюються тріщини. В нормативних документах України та в Європейських нормах відсутні рекомендації щодо перевірки міцності сталезалізобетонних конструкцій з тріщинами в сталевих елементах. Тому розвиток методів розрахунку сталезалізобетонних конструкцій з тріщинами в сталевих елементах на циклічну тріщиностійкість та на опір крихкому руйнуванню є актуальним.

МЕТА

Мета роботи – розробити розрахунки опору крихкому руйнуванню сталезалізобетонних конструкцій з тріщинами в сталевих елементах, що дозволить виконувати розрахункове обґрунтування існуючих комбінованих конструкцій мостів із тріщинами в сталевих елементах.

ОСНОВНИЙ ЗМІСТ

У сталевих конструкціях можуть виникати та

зростати тріщини (рис. 2). Різновиди тріщин представлено на рис. 3.

Опір крихкому руйнуванню сталевих елементів з тріщиною сталезалізобетонної конструкції визначаємо за формулами:

$$\frac{K_I \cdot \gamma_n}{[K_{IC}] \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (1)$$

$$\frac{K_{II} \cdot \gamma_n}{[K_{IIC}] \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (2)$$

$$\frac{K_{III} \cdot \gamma_n}{[K_{IIIC}] \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (3)$$

$$\sqrt{\left(\frac{K_I \cdot \gamma_n}{[K_{IC}] \cdot \gamma_c}\right)^2 + \left(\frac{K_{II} \cdot \gamma_n}{[K_{IIC}] \cdot \gamma_c}\right)^2 + \left(\frac{K_{III} \cdot \gamma_n}{[K_{IIIC}] \cdot \gamma_c}\right)^2} \leq 1, \quad (4)$$

де:

γ_c - коефіцієнт умов роботи;

γ_n - коефіцієнт надійності за відповідальністю, приймають за вимогами [1];

K_I, K_{II}, K_{III} - коефіцієнти інтенсивності напружень відповідно нормального відриву, поперечного зсуву, поздовжнього зсуву у відповідності до рис. 3, МПа $\times$ (м)^{0.5};

$[K_{IC}]$ - критичне значення коефіцієнта

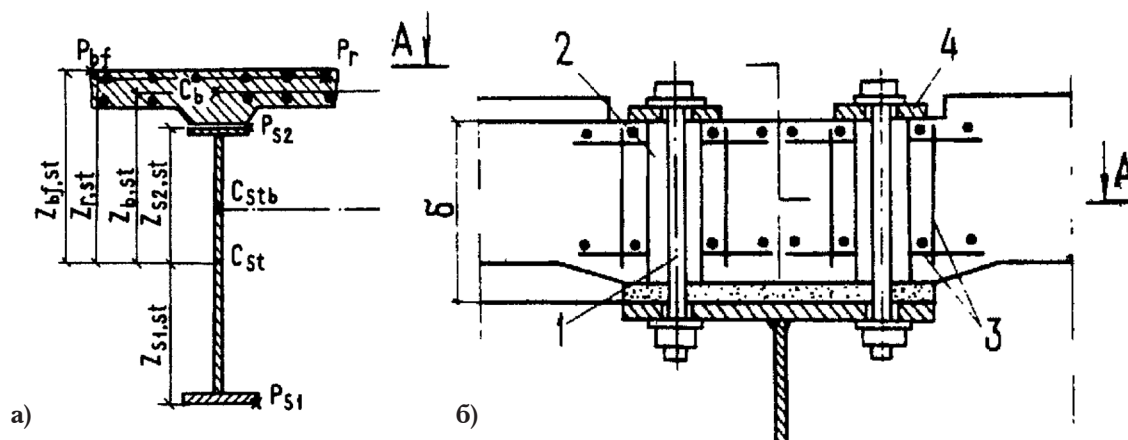


Рис. 1. Сталезалізобетонні конструкції: а) розрахункова схема сталезалізобетонної конструкції; б) болтове з'єднання сталезалізобетонної конструкції. 1- болти або шпильки; 2 – муфти; 3 – арматурні каркаси; 4 – сталеві листи

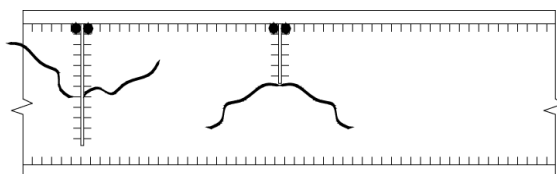


Рис. 2. Пошкодження в балках у вигляді тріщин

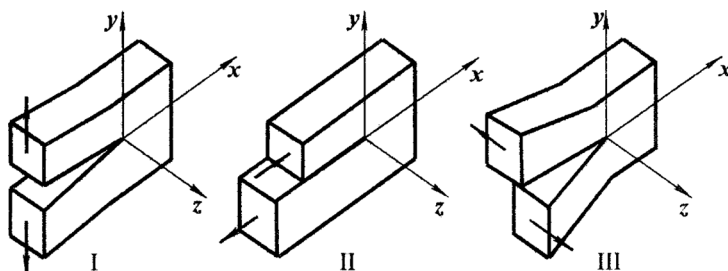


Рис. 3. Різновиди переміщення берегів тріщин і різновиди руйнувань: I - нормальний відрив, II - поперечний зсув, III - поздовжній зсув



інтенсивності напружень нормального відриву, $\text{МПа} \times (\text{м})^{0.5}$;

$[K_{II}]$ – критичне значення коефіцієнта інтенсивності напружень поперечного зсуву, $\text{МПа} \times (\text{м})^{0.5}$;

$[K_{III}]$ – критичне значення коефіцієнта інтенсивності напружень поздовжнього зсуву у відповідності до рис. 3, $\text{МПа} \times (\text{м})^{0.5}$. Розрахунок зварних з'єднань сталевих конструкцій, що відносяться до першої та другої груп за можливістю крихкого та в'язкого руйнування, визначають за [2].

Критичні значення коефіцієнтів інтенсивності напружень арматурних сталей представлені в [3]. Критичні значення коефіцієнтів інтенсивності напружень для болтових з'єднань і з'єднань на шпильках приведені в [4]. Критичні значення коефіцієнтів інтенсивності напружень для прокату з труб представлені в [5].

Коефіцієнти інтенсивності напружень K_I , K_{II} , K_{III} для точки, що досліджується, визначаються за формулами:

$$K_I = \sigma \cdot \sqrt{\pi L} \cdot Y_I, \quad (5)$$

$$K_{II} = \tau \cdot \sqrt{\pi L} \cdot Y_{II}, \quad (6)$$

$$K_{III} = \tau \cdot \sqrt{\pi L} \cdot Y_{III}, \quad (7)$$

де

L – довжина тріщини в розтягнутому волокні елемента сталеві конструкції, м;

σ , τ – відповідно нормальні і дотичні напруження в точці конструкції, що досліджується, за умови, що тріщина відсутня, МПа;

Y_I , Y_{II} , Y_{III} – функції форми елемента сталеві конструкції та орієнтації тріщини.

За умовну точку, що досліджується, приймаємо точку кінчика тріщини.

Коефіцієнти інтенсивності напружень K_I , K_{II} , K_{III} визначаємо за формулами:

$$K_I = \sqrt{\frac{G_I \cdot E}{(1 - \nu^2)}}, \quad (8)$$

$$K_{II} = \sqrt{\frac{G_{II} \cdot E}{(1 - \nu^2)}}, \quad (9)$$

$$K_{III} = \sqrt{\frac{G_{III} \cdot E}{(1 - \nu^2)}}, \quad (10)$$

де:

G_I , G_{II} , G_{III} – швидкості зміни енергії деформації елемента конструкції при прирощенні тріщини, відповідно нормального відриву, поперечного і поздовжнього зсуву, МДж/м^2 ;

E , ν – відповідно модуль пружності і коефіцієнт Пуассона сталі, МПа, долі від одиниці.

Параметри G_I , G_{II} , G_{III} визначають за формулами:

$$G_I = \frac{U_{1(I)} - U_{2(I)}}{b \cdot (L_1 - L_2)}, \quad (11)$$

$$G_{II} = \frac{U_{1(II)} - U_{2(II)}}{b \cdot (L_1 - L_2)}, \quad (12)$$

$$G_{III} = \frac{U_{1(III)} - U_{2(III)}}{b \cdot (L_1 - L_2)}, \quad (13)$$

де:

L_1 , L_2 – дві, приблизно однакові довжини однієї тріщини шириною 1 м у сталевому елементі конструкції, м;

b – умовна ширина елемента, що дорівнює 1 м;

$U_{1(I)}$, $U_{2(I)}$ – частини енергії деформації сталеві конструкції з тріщиною, що відповідають складовим частинам компонентів тензорів напруження і деформацій, що симетричні до поверхні тріщини, (рис. 3), відповідно для конструкції з тріщиною довжиною L_1 і для конструкції з тріщиною довжиною L_2 , Дж;

$U_{1(II)}$, $U_{2(II)}$ – частини енергії деформації сталеві конструкції з тріщиною, що відповідають складовим частинам компонентів тензорів напруження і деформацій, що косо симетричні до поверхні тріщини (в площині X-Z) (рис. 3), відповідно для конструкції з тріщиною довжиною L_1 і для конструкції з тріщиною довжиною L_2 , Дж;

$U_{1(III)}$, $U_{2(III)}$ – частини енергії деформації сталеві конструкції з тріщиною, що відповідають складовим частинам компонентів тензорів напруження і деформацій, що косо симетричні до поверхні тріщини (в площині X-Y) (рис. 3), відповідно для конструкції з тріщиною довжиною L_1 і для конструкції з тріщиною довжиною L_2 , Дж.

Розрахунок на опір крихкому руйнуванню сталезалізобетонних перерізів балок із тріщинами в розтягнутому волокні сталеві елемента у розрахункових перерізах 1-го класу необхідно виконувати за формулами:

- при дії моменту $M(t)$ в одній з головних площин

$$\frac{\gamma_n \times M(t) \times 1,12 \times (\pi \times L)^{1/2}}{W_{n,min} \times [K_{IC}] \times \gamma_c} \leq 1; \quad (14)$$

- при дії поперечної сили $Q(t)$, що спрямована паралельно серединній площині стінки з тріщинами

$$\frac{\gamma_n \times Q(t) \times S \times (1 - \omega(t)_s) \times 1,12 \times (\pi \times L)^{1/2}}{I \times t_w \times [K_{III}] \times \gamma_c} \leq 1, \quad (15)$$

де

x і y – відстані від головних осей інерції до розглядуваної точки перерізу;



$W_{n,min}$ - найменший опір згинальному моменту сталезалізобетонного перерізу, m^3 ;

t_w - товщина прокату, м.

Характеристичні значення і правила визначення розрахункових значень критичних коефіцієнтів інтенсивності напружень (K_{IC} , K_{IIC} , K_{IIIC}) для зварних з'єднань елементів приведені в [6, 7].

Отримані розрахунки можуть бути застосовані для визначення можливості подальшої експлуатації існуючих мостів з комбінованими сталезалізобетонними конструкціями, що мають пошкодження у вигляді тріщин.

ВИСНОВКИ

1. Взначено розрахунковим методом опір крихкому руйнуванню сталевих елементів із тріщинами існуючих комбінованих сталезалізобетонних конструкцій мостів.
2. Отримані розрахунки можуть бути застосовані для визначення можливості подальшої експлуатації існуючих мостів з комбінованими сталезалізобетонними конструкціями.
3. Отримані розрахунки можуть бути використані при опрацюванні пропозицій до нової редакції державних будівельних норм ДБН В.2.3-14:2006 «Споруди транспорту. Мости і труби. Правила проектування».

ЛІТЕРАТУРА

1. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ: ДБН В.1.2-14:2009. – [Чинні з 2009-12-01]. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2009. – 37 с. – (Державні буд. норми України).
2. Матченко П.Т. Розрахунок зварних з'єднань сталевих конструкцій, що відносяться до першої та другої груп за можливістю крихкого та в'язкого руйнування / П.Т. Матченко // Буд-во України, 2017. - № 1. - С. 27-34.
3. Матченко П.Т. Методика розрахунку втоми бетону, звичайної і попередньо напруженої арматури за ДБН В.2.6-98 і ДСТУ Б В.2.6-145 / Матченко П.Т. // Буд-во України, 2012. - № 1. - С. 18-23.
4. Шаміс Л.Б. Розрахунок болтових з'єднань на циклічну тріщиностійкість і крихку міцність / Л.Б. Шаміс // Буд-во України, 2016. - № 1. - С. 27-34.
5. Матченко Т.І. Розрахунок на статичну міцність, опір крихкому руйнуванню та циклічну тріщиностійкість сталевих трубопроводів АЕС, не важливих для безпеки / Т.І. Матченко, Л.Б. Шаміс,

Л.Ф. Первушова // Проблеми безпеки атомних електростанцій і Чорнобиля, 2015, вип. 25. - С. 15-24.

6. Матченко Т.І. Розрахунок елементів сталевих конструкцій, що знаходяться в експлуатації, на статичну міцність і опір крихкому руйнуванню / Т.І. Матченко // Наука та буд-во, 2016, № 2(8). - С. 28-34.
7. Матченко Т.І. Розрахунок зварних елементів сталевих конструкцій на витривалість і циклічну тріщиностійкість / Т.І. Матченко, Л.Б. Шаміс, П.Т. Матченко // Буд-во України, 2015. - № 1. - С. 37-44.

REFERENCES

1. Basic principles of ensuring the reliability and structural safety of buildings, facilities, building structures and bases (2009) DBN V.1.2-14-2009 from 1st December 2009. – Kyiv: SE «Ukrarkhbudinform» [in Ukrainian].
2. Matchenko T.I. (2017). Calculation of the welded joints of steel structures belonging to the first and second groups by the possibility of brittle and ductile fracture. Collection of scientific papers. Building manufacture, To: No. 61, 2017, pp. 65-72 [in Ukrainian].
3. Matchenko T.I. (2012). The method of the fatigue calculation for concrete and normal and prestressed reinforcement according to DBN V.2.6-98 and DSTU B V.2.6-145. Construction of Ukraine, No. 1, pp. 18-23 [in Ukrainian].
4. Shamis L.B. (2016). Calculation of bolting joints for the cyclic resistance to cracking and brittle strength. Construction of Ukraine, No. 1, pp. 27-34 [in Ukrainian].
5. Matchenko T.I., Shamis L.B., Pervushova L.F. (2015). Calculation of not safety-important NPP steel pipes for static strength, brittle fracture resistance and cyclic resistance to cracking. (Problems of nuclear power plants and of Chornobyl). – Iss. 25, pp. 15 – 24 [in Ukrainian].
6. Matchenko T.I. (2016). Calculation of the steel structures elements in use for static strength and brittle fracture resistance. Science and construction, No. 2(8), pp. 28-34 [in Ukrainian].
7. Matchenko T.I., Shamis L.B., Pervushova L.F. (2015). Calculation of the steel structures welded elements for endurance and cyclic resistance to cracking. Construction of Ukraine, No 1, pp. 37-44 [in Ukrainian].

Стаття надійшла до редакції 25.08.2017 р.

Шановні колеги!

Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»
і Одеська державна академія будівництва та архітектури
запрошують Вас взяти участь у роботі



ХІ Всеукраїнської науково-технічної конференції "БУДІВНИЦТВО В СЕЙСМІЧНИХ РАЙОНАХ УКРАЇНИ"

за участю зарубіжних фахівців,
що відбудеться 10-14 вересня 2018 р.
в місті Одеса (Україна)

На конференції передбачається обговорення проблем проектування, будівництва та реконструкції будівель і споруд для сейсмонебезпечних районів України та інших країн СНД.

ОСНОВНІ НАПРЯМИ ТЕМАТИКИ КОНФЕРЕНЦІЇ

- Удосконалення норм проектування сейсмостійких будівель та споруд. Стан і перспективи.
- Сейсмічний ризик та сейсмічна безпека. Методи і результати розрахунків на сейсмостійкість.
- Інженерний аналіз наслідків землетрусів. Підсилення і відбудова будівель та споруд після землетрусів.
- Експериментальні методи досліджень сейсмостійкості будівель та споруд.
- Інженерно-геологічні дослідження і сейсмічний моніторинг. Сейсмічне районування і мікросейсморайонування. Взаємодія фундаментів споруд із основою.
- Сейсмостійкі конструкції будинків та споруд. Проектування будинків та споруд із урахуванням вимог національних стандартів, що гармонізовані з відповідними частинами Єврокоду 8.
- Сейсмоізоляція споруд і конструкцій.
- Методи чисельного розв'язання динамічних задач будівельної механіки.
- Підготовка кадрів для будівництва.
- Паспортизація і залишковий ресурс будівель та споруд на сейсмонебезпечних територіях.
- Контроль якості будівництва - особливості і проблеми.
- Науково-технічний супровід проектування і будівництва будівель та споруд на сейсмонебезпечних територіях.

СЕКРЕТАРІАТ КОНФЕРЕНЦІЇ

Від ДП НДІБК:

03037, Київ-37, вул. Преображенська, 5/2, ДП НДІБК
(044) 249-38-07 – Лебедева Лариса Іванівна
(044) 249-37-06 – Бабік Костянтин Миколайович
(044) 249-37-03 – Глазкова Світлана Валентинівна
факс: (044) 248-89-09 E-mail: s.glazkova@ndibk.gov.ua

Від ОДАБА

(068) 593-49-38 - Петраш Світлана Вікторівна
(067) 628-79-17 - Шеховцов Ігор Владиславович
E-mail: SvetlanaPetraash@ukr.net



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

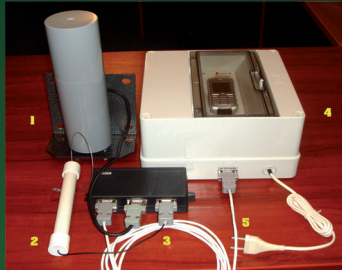
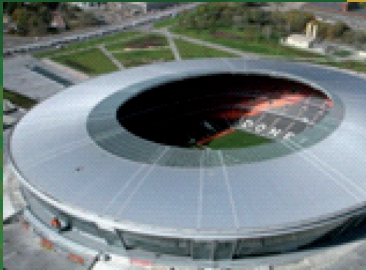


НАУКОВО-ТЕХНІЧНА ДІЯЛЬНІСТЬ У БУДІВНИЦТВІ

1. Розроблення будівельних норм, державних стандартів (ДСТУ) технічних свідоцтв
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, в т.ч. автоматизований

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





АДРЕСА ІНСТИТУТУ, ЙОГО ФІЛІЙ ТА ЛАБОРАТОРІЙ

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

м. Запоріжжя, вул. Новобудов, 4,
69076, Україна
тел./факс: 061 277-13-59
E-mail: zv@ndibk.gov.ua
www.niisk.ad.ua

м. Полтава, тел./факс: 044 249-37-72
E-mail: 0679199507@ukr.net
E-mail: 0504046376@ukr.net

м. Рівне, вул. 16-го липня, 38, 33001,
Україна
тел./факс: 0362 22-34-60

м. Одеса, вул. Дідріхсона, 4, 65029,
Україна
тел./факс: 048 723-53-11

м. Лиман, Донецька обл.,
вул. Соборна, 147-В

м. Дніпро,
вул. Паторжинського, 25, кв. 1, 49006
тел./факс: 096 613-95-92



www.niisk.com

