

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
Донбаська національна академія будівництва і архітектури

ВІСНИК

**Донбаської національної академії
будівництва і архітектури**

ЗБІРНИК НАУКОВИХ ПРАЦЬ

Видається з грудня 1995 року
Виходить 8 разів на рік

Випуск 2011-4(90)

**БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ БУДІВЕЛЬ
ТА СПОРУД: ПРОЕКТУВАННЯ,
ВИГОТОВЛЕННЯ, РЕКОНСТРУКЦІЯ
ТА ОБСЛУГОВУВАННЯ**

Макіївка 2011

Засновник і видавець

Донбаська національна академія будівництва і архітектури

Свідоцтво про державну реєстрацію друкованого засобу масової інформації КВ № 9643
видано 02 березня 2005 року Державним комітетом телебачення і радіомовлення України

Автори надрукованих матеріалів несуть відповідальність за вірогідність наведених відомостей, точність даних за цитованою літературою і за використання в статтях даних, що не підлягають відкритій публікації.

У випадку використання матеріалів посилання на «Вісник ДонНАБА» є обов'язковим.

Друкується за рішенням вченої ради
Донбаської національної академії будівництва і архітектури
Протокол № 9 від 30.05.2011

Редакційна колегія:

Горохов Є. В., д.т.н., професор (головний редактор);
Мущанов В. П., д.т.н., професор (відповідальний редактор випуску);
Калмиков Ю. Ю., к.т.н., доцент (відповідальний редактор випуску);
Назим Я. В., к.т.н., доцент (відповідальний секретар);
Левін В. М., д.т.н., професор;
Шевченко Є. В., д.т.н., професор;
Югов А. М., д.т.н., професор;
Кінаш Р. І., д.т.н., професор;
Кулябко В. В., д.т.н., професор;
Пічугін С. Ф., д.т.н., професор;
Корсун В. І., д.т.н., професор;
Завялов В. М., к.т.н., доцент;
Роменський І. В., к. т. н., доцент.

Коректори М. А. Мовчан, Л. І. Чернишова, О. М. Лебедєв
Програмне забезпечення С. В. Гавенко
Комп'ютерне верстання А. С. Виновет

Підписано до друку 27.06.2011 Формат 60х84 1/8. Папір багатофункціональний офісний.

Друк різнографічний. Умов. друк. арк. 47.00 Тираж 300 прим. Заказ 296-11

Адреса редакції і видавця

Україна, 86123, Донецька область, м. Макіївка, вул. Державіна, 2,
Донбаська національна академія будівництва і архітектури
Телефони: (0622) 90-29-38; (0623) 22-20-51, (0623) 22-24-67
Тел./факс: (0623) 22-06-16, E-mail: vestnik@donnasa.edu.ua,
http://donnasa.edu.ua/ru/publishing_house/vestnik

Постановою Президії ВАК України від 09.06.1999 р. № 1 — 05/7 журнал внесено до переліку
наукових фахових видань із технічних наук

Надруковано у поліграфічному центрі ДонНАБА
86123, Донецька область, м. Макіївка, вул. Державіна, 2

© Донбаська національна академія
будівництва і архітектури, 2011

УДК 624.012.45:691.328.43:624.046

І. І. КАРХУТ, Ю. А. ІЛЕНКОВ

Національний університет «Львівська політехніка»

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ТРИШАРОВИХ СТІНОВИХ ПАНЕЛЕЙ З СКЛОПЛАСТИКОВОЮ ТА МЕТАЛЕВОЮ АРМАТУРОЮ

У цій статті подано результати випробувань стінових панелей — аналогів конструктивної схеми EVG—3D® із металевою та склопластиковою арматурою товщиною утеплювача 200 та 300 мм. Подано порівняння параметрів міцності і деформативності стінових панелей із різними видами арматури та товщинами утеплювача. Також розглянуто характер виникнення та розвитку деформацій у цих конструкціях та порівняння параметрів міцності та деформативності таких конструкцій з аналогічними.

За результатами випробувань максимальні гранично допустимі стискаючі навантаження на стінові конструкції — аналогів EVG—3D® із склопластиковою арматурою склало 1300 кН/м.п., а на конструкції з металевою арматурою — 1565 кН/м.п. Для стінових конструкцій з склопластиковою арматурою можна приймати коефіцієнт умов роботи, який дорівнює 0,7, а для стінових панелей з металевою арматурою — 0,65.

енергозбереження, утеплена стінова панель, тришарова збірно-монолітна стінова панель, EVG—3D панель, склопластикові арматура, склопластикобетонна тришарова стінова панель, тришарова залізобетонна стінова панель, енергоефективна стінова панель, міцність тришарових стінових панелей, деформативність тришарової стінової панелі, 3—d панелі

Постановка проблеми. Конструктивна система EVG—3D® запатентована в Австрії у 1985 році [1]. В Україні ці конструкції використовуються в будівництві з 2006 року.

Оскільки ці конструкції мають високі міцнісні характеристики, суттєві економічні та екологічні переваги над іншими традиційними конструкціями стін, вони мають всі можливості, щоб забезпечити дешевим і якісним житлом громадян України.

Проте в Україні напружено-деформований стан цих конструкцій мало досліджений, а норми проектування відсутні.

Мало досліджена є робота таких конструкцій під довготривалим навантаженням, а також вплив таких параметрів, як діаметр та крок поперечної арматури, вид її закріплення, товщина шару утеплювача, та ін. на їхню несучу здатність [3].

Також відсутні дані про особливості роботи таких конструкцій з склопластиковою арматурою нового покоління, в тому числі і на позакентровий стиск.

Відсутність єдиних норм та методів розрахунку таких конструкцій, а відповідно і експериментально-теоретичної бази для цього гальмує масове впровадження цих ресурсо- та енергоощадних конструкцій в Україні.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Н.И. Глушаков, С.П. Литовченко пропонують варіант теоретичного розрахунку таких стінових панелей [3] на ПК «ЛИРА 9.4». В даній статті [3] автори аналізували вплив діаметру поперечних стержнів (4 і 5 мм) на напружено-деформований стан панелей при позакентровому стиску. Результати розрахункового аналізу, виконаного на ПК «ЛИРА 9.4» показує, що напружено-деформований стан тришарових стінових панелей визначається не лише величиною зовнішнього навантаження, а й параметрами зв'язку між шарами. Проте дані про практичні дослідження таких конструкцій і перевірки даного методу на практиці відсутні.

Також відомо про дослідження таких конструкцій, виготовлених Львівською будівельною компанією «БудФормація» [2]. Автори досліджували на центральний стиск залізобетонну стінову панель

«ТЕКА» — аналог конструктивної системи EVG—3D®. У статті розглянуто міцність і деформативність стінової панелі з утеплювачем, товщиною 100 мм.

Конструкції з утеплювачем товщиною 200 і 300 мм не досліджувались.

Велика розбіжність результатів досліджень в різних країнах світу вказує на вплив методики виготовлення і випробування таких конструкцій на їхню несучу здатність.

Мета та задачі досліджень. Основною метою при випробуваннях стінових панелей було визначити гранично допустимі стискаючі навантаження на стінові конструкції — аналоги EVG—3D® панелі з товщиною утеплювача 200 і 300 мм з металевою та неметалевою арматурою, дослідити та порівняти їхні параметри деформативності і характер руйнування зразків.

Конструкція дослідних зразків і методика досліджень. Для вирішення поставленої мети роботи було виготовлено 6 серій трьохшарових стінових елементів (по дві стінові панелі у кожній).

Конструкції дослідних зразків показано у табл. 1.

Таблиця 1 — Конструкція дослідних зразків

Назва зразка:	Товщина і вид утеплювача	Вид, діаметр і крок поперечної арматури	Вид і розмір комірки сітки арматури плоского каркасу
СП-СПБ-1, СП-СПБ-2	200 мм, МВ	СП Ø 3 мм, 330 мм	СП Ø 3 мм, 330×200 мм
СП-СПБ-3, СП-СПБ-4	200 мм, ПП	СП Ø 3 мм, 330 мм	СП Ø 3 мм, 330×200 мм
СП-СПБ-5, СП-СПБ-6	300 мм, МВ	СП Ø 3 мм, 330 мм	СП Ø 3 мм, 330×200 мм
СП-СПБ-7, СП-СПБ-8	300 мм, ПП	СП Ø 3 мм, 330 мм	СП Ø 3 мм, 330×200 мм
СП-МДМ-1, СП-МДМ-2	200 мм, ПП	Вр-І Ø 4, оц., 210 мм	Вр-І Ø 3 мм, 5×5 мм
СП-МДМ-3, СП-МДМ-4	300 мм, ПП	Вр-І Ø 4, оц., 210 мм	Вр-І Ø 3 мм, 5×5 мм

Примітки: МВ — мінеральна вата; ПП — пінополістирол; СП — склопластикова арматура (GFK—прути, виробник Fibrolux);

Геометричні розміри випробуваних зразків приймалися максимально можливими для гідравлічного пресу П—250 : 500 мм.

Розмір комірки сітки плоских каркасів у шарах Ш—1 і Ш—3 (рис.1), а також крок поперечних хомутиків, що пронизують шари панелі, є однаковим для зразків товщиною 280 та 380.

Усі дослідні зразки були виготовлені та випробувані в лабораторії кафедри БКМ НУ «Львівська політехніка».

Каркаси залізобетонних стінових панелей виготовлялись на підприємстві «МДМ—системи» (м. Чернівці).

Просторові каркаси склопластикової арматури виготовлялись у лабораторії кафедри БКМ за шляхом склеювання метилметакрилатом мономером. Усі зразки бетонувалися цементно-піщаним розчином (1:3) в горизонтальному положенні.

Зразки випробувались під пресом у вертикальному положенні на вирівнюючому шарі цементно-піщаного розчину М 4.

Загалом було виготовлено та випробувано 12 стінових панелей.

При випробуванні шар панелі, що мав більшу міцність моделював внутрішню поверхню стіни будинку, що сприймає навантаження від перекриття.

Фактична міцність бетону для кожної серії стінових панелей наведена у табл. 2.

Навантаження на зразки прикладали ступенями по 4 т с. Під час кожної стадії навантаження витримували 5 хв. Всі зразки було доведено до руйнування.

Опис розташування приладів. Вимірювання деформацій стінової панелі у поздовжньому напрямку виконувалось механічним (на гранях шарів (Ш—1 і Ш—3) стінових панелей у трьох рівнях мікроіндикаторами годинникового типу МИГ на базі 150 мм; (І—1 — І—18, рис. 2)) та електричним (тензорезисторами на базі 20 мм (Т—1 — Т—18, рис. 2)) способами.

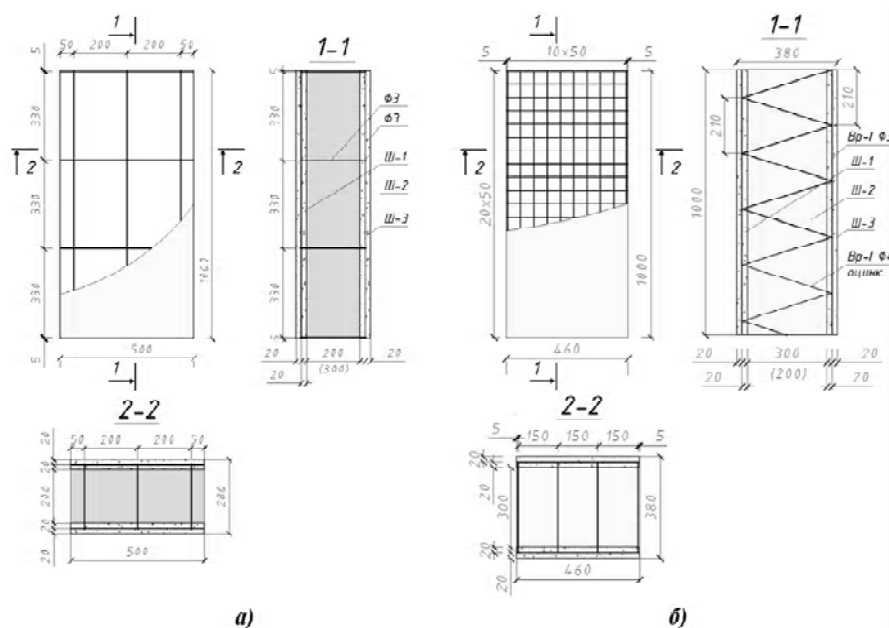


Рисунок 1 — Геометричні розміри і армування зразків тришарових стінових панелей: а) серії СПБ; б) серії МДМ.

Таблиця 2 – Фактична міцність бетону дослідних зразків перед випробуванням.

Назва зразка	Міцність бетону, зовнішній шар, МПа	Міцність бетону, внутрішній шар, МПа
СП-СПБ-1, СП-СПБ-2	12	22
СП-СПБ-3, СП-СПБ-4	16	21
СП-СПБ-5, СП-СПБ-6	18	20
СП-СПБ-7, СП-СПБ-8	16	22
СП-МДМ-1, СП-МДМ-2	16	20
СП-МДМ-3, СП-МДМ-4	13	19

Також мікроіндикаторами годинникового типу МИГ з ціною поділки 0,001 мм у трьох перерізах по висоті зразка фіксувався рівень розходження шарів між собою (І-19 – І-24, рис. 2).

Вигини плити з площини фіксувались мікроіндикаторами годинникового типу МИГ у двох рівнях по висоті плити (І–25 – І–28, рис. 2).

Загальний вигляд зразка СП–СПБ–2 під час випробування показано на рис. 3.

Результати експериментальних досліджень.

Стінові панелі з склопластиковою арматурою

Руйнівне навантаження візрів серії СП–СПБ–1, СП–СПБ–2 склало 220 та 490 кН; візрів серії СП–СПБ–3, СП–СПБ–4 – 560 та 650 кН; візрів серії СП–СПБ–5, СП–СПБ–6 – 560 та 400 кН; візрів серії СП–СПБ–7, СП–СПБ–8 – 440 та 620 кН.

Характер виникнення та розвитку деформацій можна проілюструвати на прикладі деформацій зразка СП–СПБ–5 (рис. 4, 5). Деформації усереднені по висоті стінки.

Рівномірне наростання деформацій зберігалось до рівня навантаження 35 % від руйнівного і на наступних стадіях завантаження збільшилось вдвічі.

Руйнування зразків серій СПБ проходило внаслідок висмикування поперечної арматури із стінки, а також від втрати міцності розчину і зминання торців. Після цього панель втрачала стійкість.

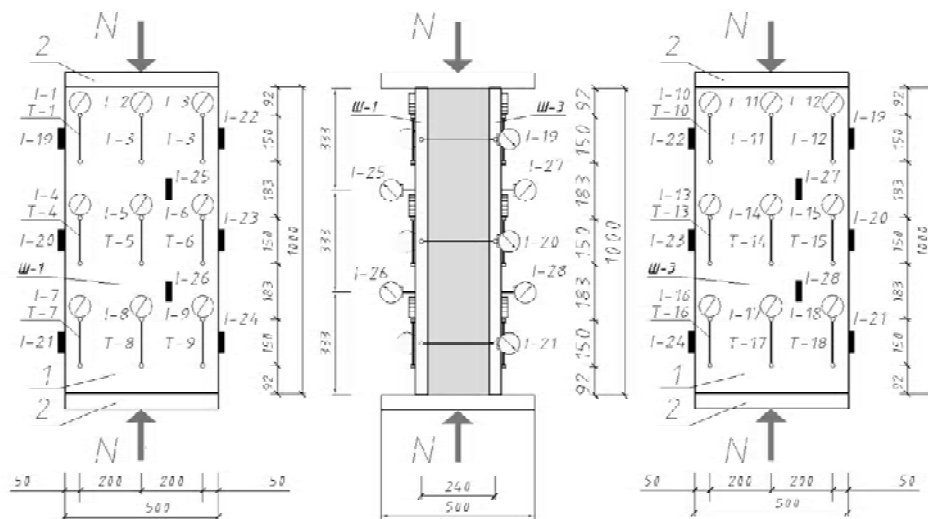


Рисунок 2 — Схема розташування приладів при випробуванні стінових панелей серії СПБ і МДМ

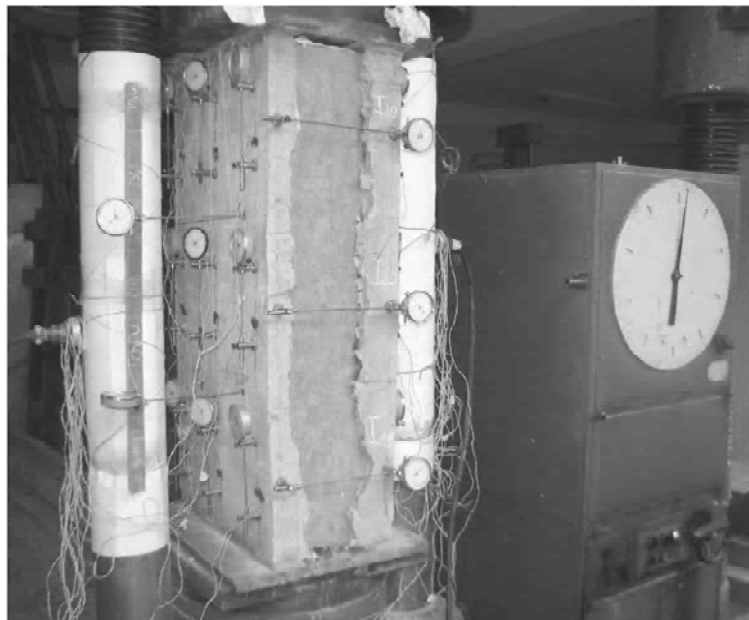


Рисунок 3 — Загальний вигляд зразка СП-СПБ-2 під час випробування.

У всіх випадках зминання торців відбувалось спершу у шарі з меншою несучою здатністю.

Розрахункову несучу здатність обчислювали згідно з рекомендаціями до розрахунку позациентрово стиснених елементів [4]:

$$N \leq \eta \cdot \varphi \cdot [R_b \cdot A + R_{sc} \cdot (A_s + A_{s'})], \quad (1)$$

де η — коефіцієнт умов роботи конструкції, а φ — коефіцієнт, що враховує тривалість завантаження, гнучкість та характер армування елементу і обчислюється за залежністю:

$$\varphi = \varphi_b + 2 \cdot [(\varphi_r - \varphi_b) \cdot R_{sc} \cdot (A_s + A_{s'})] / R_b \cdot A, \quad (2)$$

де φ_r та φ_b — табличні коефіцієнти.

У таблиці 3 подано порівняння результатів експериментальних та теоретичних досліджень.

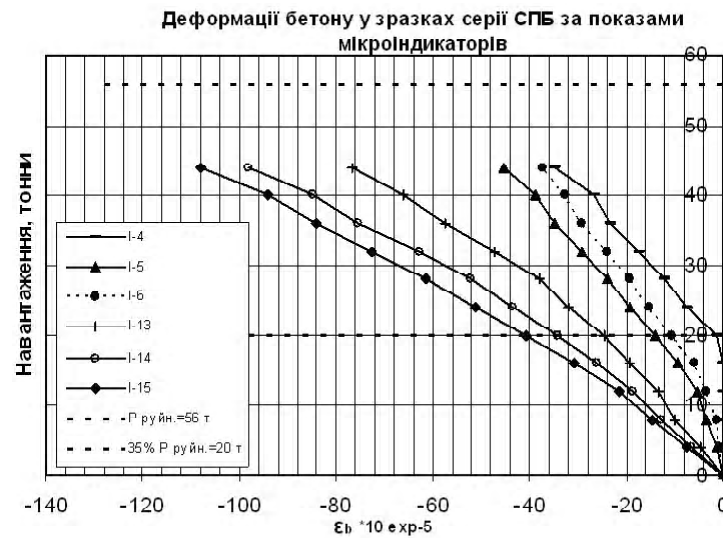


Рисунок 4 — Деформації бетону у зразках серії СПБ згідно з даними мікроіндикаторів.

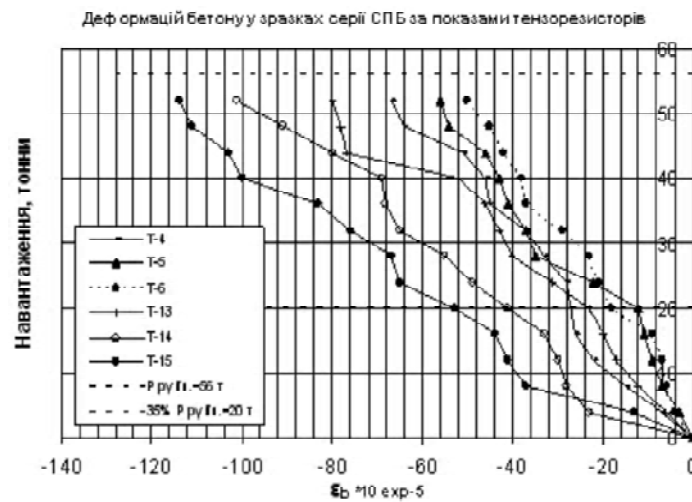


Рисунок 5 — Деформації бетону у зразках серії СПБ згідно з даними тензорезисторів.

Таблиця 3 — Порівняння результатів експериментальних і теоретичних досліджень зразків серії СП— СПБ.

№ п. п.	Руйнівне навантаження, т·с	Теоретична несуча здатність, т·с (обчислена за формулою (1))	Коефіцієнт умов роботи
СП-СКА-1	22,5	29,2	0,770
СП-СКА-2	49,5	68,0	0,727
СП-СКА-3	56,0	66,2	0,845
СП-СКА-4	65,0	56,0	1,160
СП-СКА-5	56,0	76,0	0,736
СП-СКА-6	40,0	61,4	0,651
СП-СКА-7	44,0	58,5	0,752
СП-СКА-8	62,0	61,8	1,003

Стінові панелі з металевою арматурою

Руйнівне навантаження взірців серії СП–МДМ–1, СП–МДМ–2 склало 520 та 720 кН; взірців серії СП–МДМ–3, СП–МДМ–4 – 520 та 180 кН.

Це дещо менше, ніж руйнівне навантаження на аналогічні зразки товщиною утеплювача 100 мм (ТЕКА–1В) [2] : 780 кН.

Характер виникнення та розвитку деформацій можна проілюструвати на прикладі деформацій зразка СП–МДМ–3 (рис. 6, 7). Деформації усереднені за висотою стінки.

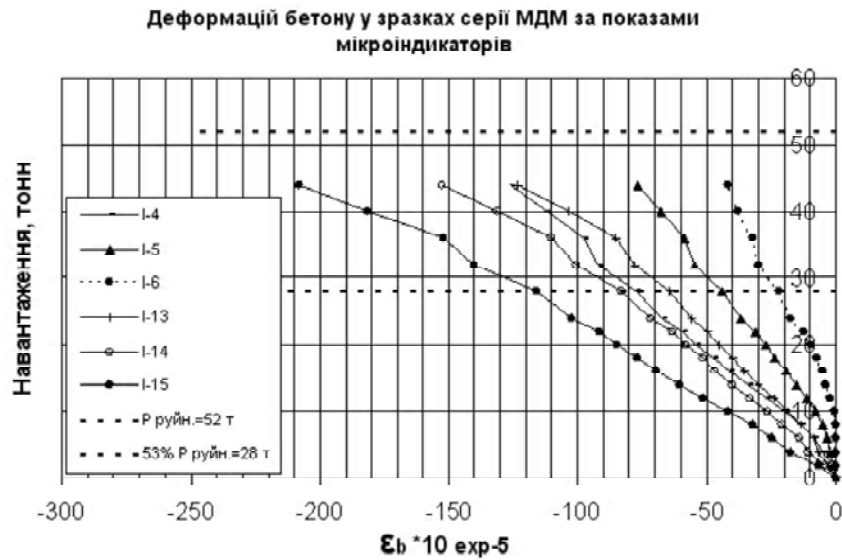


Рисунок 6 — Характер виникнення та розвитку деформацій у зразках серії МДМ за даними мікроіндикаторів.



Рисунок 7 — Характер виникнення та розвитку деформацій у зразках серії МДМ за даними тензорезисторів.

Рівномірне наростання деформацій зберігалось до рівня навантаження 53 % від руйнівного і на наступних стадіях завантаження збільшилось практично вдвічі.

Взірці з металевою арматурою руйнувались раптово від зминання торців внаслідок вичерпання міцності розчину. Руйнування взірців проходило одночасно від висмикування стержнів і втрати міцності шарів.

Виникнення і розвиток вертикальних тріщин у зразках серії МДМ від час випробувань не спостерігалось.

Розрахункову несучу здатність обчислювали згідно з рекомендаціями до розрахунку позациентрово стиснених елементів [4], як для елементів серії СП—СПБ.

Порівняння результатів експериментальних досліджень з розрахунковою несучою здатністю для панелей серії СП—МДМ обчисленою за наближеними формулами (1) і (2) подано у таблиці 4.

Таблиця 4 — Порівняння результатів експериментальних і теоретичних досліджень зразків серії СП—МДМ

№ п. п.	Руйнівне навантаження, т·с	Теоретична несуча здатність, т·с (обчислена за формулою (1))	Коефіцієнт умов роботи
СП-МДМ-1	22,5	34,7	0,648
СП-МДМ-2	49,5	66,5	0,744
СП-МДМ-3	56,0	76,6	0,730
СП-МДМ-4	65,0	83,3	0,780

Напружено-деформований стан дослідних зразків склопластиковою арматурою є подібний на зразки металевою арматурою.

Деформативність зразків із металевою арматурою є більшою ніж у зразків з склопластиковою арматурою. Максимальні абсолютні деформації бетону для зразків серії СПБ: $108 \cdot 10^{-5}$, а для зразків серії МДМ — $208 \cdot 10^{-5}$.

Міцність зразків серії МДМ дещо менша, ніж аналогічного зразка (ТЕКА 1—В) [2].

Зразки серії СПБ руйнувались від висмикування поперечних стержнів та вичерпання міцності розчину, а зразки серії МДМ — внаслідок вичерпання міцності розчину стінок, зминання торців та одночасного висмикування поперечної арматури у верхній частині плити.

Висновки. Максимальні руйнуючі стискаючі навантаження на стінові конструкції — аналоги EVG—3D® із склопластиковою арматурою складо 650 кН, а на конструкції з металевою арматурою 720 кН.

Для порівняння —руйнівне навантаження на зразок ТЕКА—1—В [2] складо 780 кН.

Використання склопластикової арматури суттєво зменшує витрату арматури, дозволяє повністю уникнути містків холоду і при забезпеченні достатньої міцності склеювання поперечних хомутиків із сітками плоских каркасів стінок за надійністю не поступається металевим зразкам.

Для стінових конструкцій з склопластиковою арматурою можна приймати коефіцієнт умов роботи рівний 0,7, а для стінових панелей з металевою арматурою — 0,65.

Панелі серії СПБ руйнувались внаслідок висмикування поперечних стержнів та вичерпання міцності розчину, а у панелі серії МДМ — внаслідок вичерпання міцності розчину (зминання торців) та одночасного висмикування поперечних стержнів.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ:

1. Інформаційні матеріали фірми EVG (Entwicklungs- und Verwertungs-Gesellschaft m.b.H.) (Austria) <http://www.evgvietnam.com/Index.asp?tr=Speech>.
2. Експериментальні дослідження тришарових залізобетонних плит з пінополістирольним утеплювачем Мельник І.В., Сорохтей В.М., Маланчук В.М., Жук Г.В. // Ресурсоекономні матеріали, їх властивості та технології виготовлення. Збірник наукових праць. — Вип. 18. — 2009, 33000. — Рівне : НУВГП. — ISBN 966—7447—21—9.

3. Влияние диаметра гибких связей на напряженно-деформированное состояние облегченных трехслойных сборно-монолитных железобетонных стеновых панелей при внецентренном сжатии Н.И. Глушаков, С.П. Литовченко // Перспективні напрямки проектування житлових та громадських будівель. Спеціальний випуск. Архітектурно-будівельна галузь в умовах економічної кризи. — ВАН «КиївЗНДІЕП»/ — 2009.
4. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Железобетонные конструкции. Общий курс. / Учебник для вузов. — М. : Стройиздат, 1985.
5. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Специальный курс. — М. : Стройиздат, 1981. — 767 с.

Отримано 25.05.2011

И. И. КАРХУТ, Ю. А. ИЛЕНКОВ

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ТРЁХСЛОЙНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СТЕНОВЫХ ПАНЕЛЕЙ С СТЕКЛОПЛАСТИКОВОЙ И МЕТАЛЛИЧЕСКОЙ АРМАТУРОЙ

Национальный университет «Львовская политехника»

В этой статье приведены результаты исследований стеновых панелей — аналогов конструктивной схемы EVG—3D® с металлической и стеклопластиковой арматурой и толщиной утеплителя 200 и 300 мм. Представлено сравнения параметров прочности и деформативности стеновых панелей с разными видами арматуры и толщинами утеплителя. Рассмотрено характер разрушения и развития деформаций в этих конструкциях и сравнения параметров прочности и деформативности таких конструкций с аналогичными.

Согласно результатов исследований максимальные предельно допустимые сжимающие усилия на стеновые конструкции — аналоги конструктивной схемы EVG—3D® с стеклопластиковой арматурой — 1300 кН/м.п., а на конструкции с металлической арматурой — 1565 кН/м.п. Для стеновых конструкций с стеклопластиковой арматурой можно принимать коэффициент условий работы равный 0,7, а для стеновых панелей с металлической арматурой — 0,65.

енергосбережение, утепленная стеновая панель, трёхслойная сборно - монолитная стеновая панель, EVG—3D панель, стеклопластиковая арматура, стеклопластиковобетонная трёхслойная стеновая панель, трёхслойная железобетонная стеновая панель, энергоэффективная стеновая панель, прочность трехслойных стеновых панелей, деформативность трёхслойной стеновой панели, 3—d панели

I. I. KARCHOOT, Y. A. ILENKOV

EXPERIMENTAL — THEORETICAL ANALYSIS OF THREE-LAYERED WALL PANELS WITH GLASS-PLASTIC AND STEEL REINFORCEMENT

National University «Lviv polytechnics»

This article presents test results of wall panels — analogs to EVG—3D® construction system with reinforcement made from metal and glass-plastic rebars with the insulation thickness of 200 and 300 millimeters. Strength and deformability parameters of wall panels with different types of rebars and thickness of insulation are compared. Also disposition of appearance and development of deformations are assessment and also comparison of strength and deformability parameters with similar construction systems are made. Test results showed that ultimate compressive load on wall panels — analogs to EVG—3D® with glass-plastic reinforcement was 16,25 mPa and on the specimen with steel reinforcement — 19,56 mPa. During calculations for the wall structures with glass-plastic rebars load factor of 0,7 can be applied and for the wall panels with metal reinforcement load factor of 0,65.

energy conservation, insulated wall panel, three-layered cast-in-place prefabricated wall panel, EVG—3D® panel, glass-plastic reinforcement, glass-plastic concrete three-layered wall panel, three-layered reinforced concrete wall panel, energy efficient wall panel, strength of three-layered wall panels, doformability of three-layered wall panel, 3—d panels

Кархут Ігор Іванович — кандидат технічних наук, доцент кафедри будівельні конструкції та мости національного університету «Львівська політехніка», член-кореспондент академії будівництва України. Наукові інтереси: міцність бетону при дії місцевого впливу імпульсних високих температур.

Іленков Юрій Анджейович — аспірант кафедри будівельні конструкції та мости національного університету «Львівська політехніка». Наукові інтереси: енергозберігаючі та енергоощадливі конструкції.

Кархут Игорь Иванович — кандидат технических наук, доцент кафедры, строительные конструкции и мосты национального университета «Львовская политехника», член-корреспондент академии строительства Украины. Научные интересы: прочность бетона при действии местного влияния импульсных высоких температур.

Иленков Юрий Анджейович — аспирант кафедры строительные конструкции и мосты национального университета «Львовская политехника». Научные интересы: энергосберегающие и энергорасчетные конструкции.

Karchoot Ihor — a candidate of engineerings sciences, associate professor of department, build constructions and bridges of National University «Lviv polytechnics», corresponding member of academy of building of Ukraine. Scientific interests: durability of concrete is at the action of local influence of impulsive high temperatures.

Ilenkov Yuriy —a graduate student of department build constructions and bridges of National University «Lviv polytechnics». Scientific interests: enerergozberigayuchi and energyprudent constructions.

УДК 69.059.4.003

В. Н. ЛЕВЧЕНКО, Д. В. ЛЕВЧЕНКО, В. Ф. КИРИЧЕНКО, М. И. БАГНО
Донбасская национальная академия строительства и архитектуры

ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ С УЧЕТОМ ИХ НАДЕЖНОСТИ И ОБЕСПЕЧЕНИЕ НАДЕЖНОСТИ В ПРОЦЕССЕ ЭКСПЛУАТАЦИИ КОНСТРУКЦИЙ

Экономическая оценка надежности строительных конструкций — сложная комплексная задача. Она должна решаться с учетом затрат, направленных на обеспечение требуемых показателей качества в процессе проектирования, возведения и эксплуатации зданий и сооружений. В статье приводятся пути получения равнонадежных конструкций при их проектировании, как производится технологическое обеспечение надежности конструкций и чем обеспечивается надежность в процессе эксплуатации конструкций. Приведены необходимые теоретические предпосылки и практические рекомендации, на основании которых могут быть сделаны важные шаги по пути коренного улучшения качества строительства при одновременном уменьшении его стоимости.

надежность, эффективность, долговечность, вероятностная оценка, ремонтпригодность

Основной экономический эффект надежности строительных конструкций определяется на стадии проектирования. Здесь, прежде всего, должен быть установлен необходимый уровень надежности в зависимости от функционального назначения объекта и требуемого срока его службы. Применительно к этому уровню выбираются материалы несущих и ограждающих конструкций.

Затем задача сводится к проектированию равнонадежной конструкции с требуемым уровнем надежности, что достигается:

- выбором рациональных конструктивных решений и методов расчета;
- выбором рациональной производственной базы и включением в проект технологически обоснованных статистических характеристик качества.

Здесь рассматриваются лишь проектные и производственно-технические факторы, непосредственно влияющие на уровень надежности конструкций, считая при этом, что другие факторы учитываются при прочих равных условиях.

Повышение уровня теоретической надежности, снижение расчетного коэффициента надежности и, следовательно, уменьшение затрат на возведение зданий и сооружений может быть достигнуто за счет:

- максимального (с учетом возможностей производственной базы) укрупнения элементов сборных конструкций и соответственного уменьшения числа их сопряжений;
- создания конструктивных схем, обеспечивающих резервирование надежности, т. е. таких схем, при которых отказ одного или даже нескольких элементов не означал бы отказа всей конструкции;
- применения пространственных конструкций;
- максимального использования стандартных и унифицированных элементов, которые, как правило, изготавливаются по более совершенной технологии и имеют высокий уровень надежности;
- применения элементов железобетонных конструкций с учетом их контрольной (конструктивной) прочности;
- расположения однотипных элементов сборных конструкций, имеющих разные характеристики начальной безотказности, в расчетных участках конструктивно-монтажных цепей таким образом, чтобы обеспечить приблизительно равный уровень надежности во всех звеньях конструкции;
- проектирование узлов сопряжений с характеристиками надежности, близкими к соответствующим характеристикам элементов;

— применения монолитных конструкций. Заметим, что несмотря на то, что эти конструкции в силу однородности материала, элементов и узлов должны быть более надежными, они обладают одним существенным недостатком: при их возведении труднее управлять качеством, так как невозможно обеспечить равнонадежность конструкции путем рационального размещения в ней элементов с разными уровнями надежности и учесть их конструкционную прочность;

— проектирования долговечности и ремонтпригодности. При этом длительность межремонтных периодов определяется путем подсчета долговечности защитных покрытий и изменчивости прочности материала во времени;

— обеспечения технологичности конструкций и рабочих чертежей. Это требование обуславливается созданием конструкций, приспособленных для рациональной организации подготовительных, строительно-монтажных и ремонтных работ с учетом пооперационного предупредительного контроля качества.

Непременным условием уменьшения расчетного коэффициента надежности при заданном уровне надежности конструкции является получение надлежащих гарантий в том, что действительные характеристики качества (надежности) возведенной в натуре конструкции будут соответствовать расчетной модели. Эта задача решается путем организации активного производственного контроля качества и стабилизации технологических процессов, что связано с некоторыми материальными затратами.

В железобетонных конструкциях имеются еще и дополнительные резервы экономии:

1. Повышение коэффициента однородности бетона и уменьшение коэффициента перегрузки от собственного веса, что позволяет уменьшить расчетные сечения.

2. Оценка физико-механических характеристик качества элементов железобетонных конструкций по их контрольной прочности. Сущность метода заключается в том, что на основе сплошного контроля готовой продукции неразрушающими методами определяются фактические значения физико-механических характеристик качества в различных сечениях элементов.

Как известно, по принятой методике расчета железобетонных конструкций проектом устанавливается один класс бетона для всего элемента, а величина сечения обычно принимается постоянной по длине. Естественно, что прочность необходимая в расчетном сечении, оказывается излишней для других сечений. В силу особенностей технологии производства железобетонных конструкций имеет место изменчивость характеристик прочности в пределах элемента. Задача состоит в том, чтобы учесть вероятность совпадения действительных характеристик прочности в некоторых сечениях с расчетными усилиями, действующими в тех же сечениях.

Н. А. Крыловым [4] предложена методика вероятностной оценки этих совпадений, позволяющая уменьшить расчетный класс бетона или, что тоже, расчетный коэффициент надежности и получить существенный экономический эффект.

Так, например, для сопоставления действительных характеристик прочности бетона однопролетной железобетонной балки (рис. 1) с сопротивлениями, допускаемыми по расчету для различных её сечений, строится специальная контрольная эпюра R_{θ_x} . Ординаты этой огибающей эпюры определены по результатам расчета бетона на сжимающие усилия от действующих моментов, а также сжимающие или перерезывающие усилия от поперечных сил при условии восприятия арматурой действующих усилий и обеспечения надежного ее сцепления с бетоном. Расчеты выполнены с учетом изменения величин изгибающих моментов и перерезывающих сил по длине балки (см. эпюры M и Q).

При сплошном контроле прочности бетона в изделиях для каждого контролируемого сечения должно быть соблюдено условие:

$$R_{\theta_{изм.}} < R_{\theta_x}, \quad (1)$$

где $R_{\theta_{изм.}}$ — действительная (измеренная) прочность бетона в контролируемом сечении элемента;
 R_{θ_x} — расчетное сопротивление бетона в том же сечении.

3. Применение селективного отбора при сплошном контроле физико-механических и геометрических характеристик качества. Такой отбор позволяет дифференцировать однотипные элементы сборных конструкций по характеристикам надежности и рационально размещать их в конструкции.

На рис. 2 представлены схема каркаса многоэтажного здания (а) и график требуемого теоретического уровня надежности в зависимости от места расположения элементов (колонн) в конструкции (б). Разобьем здание по высоте на три участка с допустимыми равными уровнями надежности элементов.

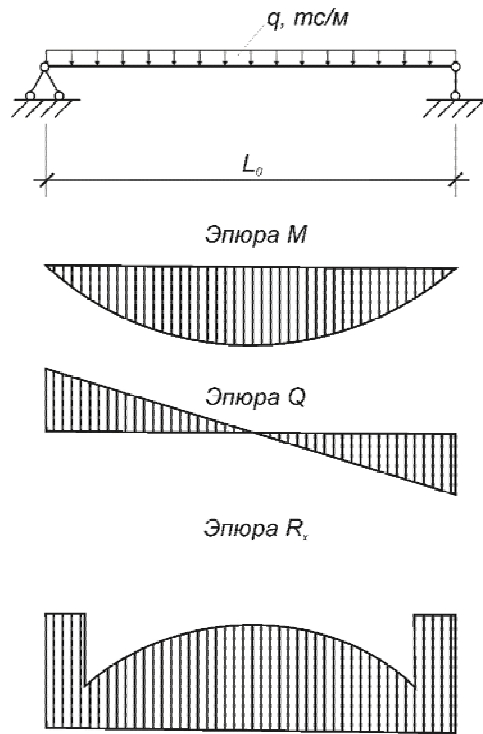


Рисунок 1 — Расчетные и контрольные эпюры для однопролетной железобетонной балки.

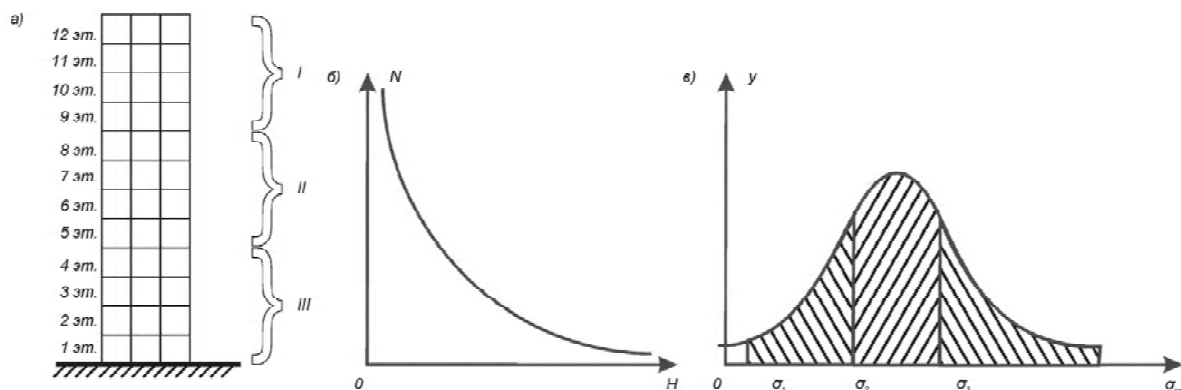


Рисунок 2 — Обеспечение равнонадежности конструкций: а — схема каркаса; б — график изменения надежности конструкции по высоте здания; в — изменчивость характеристик прочности партии элементов сборных колонн.

I — первый участок надежности (12–9 этажи); II — второй участок надежности (8–5 этажи); III — третий участок надежности (4–1 этажи); Н — надежность конструкции; N — число ярусов (этажей) колонны; σ_x — прочность элементов; y — количество элементов данной прочности (частота распределения).

Очевидно, что для нижнего, третьего участка потребуются элементы с наиболее высоким уровнем надежности, а для верхнего — с наименьшим. По результатам сплошного контроля качества изготовления партии элементов сборных колонн построим кривую распределения характеристик их прочности (в).

Площадь, расположенная под кривой нормального распределения, также разобьем на три участка, отличающихся минимальной, средней и максимальной прочностью элементов.

Руководствуясь графиком, представленным на рис. 2в, произведем селективный отбор, т. е. разбраковку партии по характеристикам прочности от σ_1 до σ_2 , от σ_2 до σ_3 и больше σ_3 . Теперь ясно, что для первых четырех этажей (III участок) пойдут звенья колонн с характеристиками прочности больше σ_3 , для 5–8 этажей (II участок) — с характеристиками от σ_2 до σ_3 и для 9–12 этажей (I участок) — от

σ_1 до σ_2 . Соответственно, должна быть дифференцирована и точность монтажных работ. В отдельных случаях по высоте здания может меняться и метод монтажа, обеспечивающий в нижних ярусах максимальную точность сопряжений, т. е. минимальные эксцентриситеты, а в верхних (где труднее добиться высокой точности) — максимально допустимые эксцентриситеты. Разумеется, это распределение должно быть подтверждено проверочным расчетом надежности конструкций и экономическими соображениями.

4. Улучшение качества строительства, сведение к минимуму доли дефектной продукции и удлинение межремонтного периода.

5. Осуществление рекомендаций службы надежности по совершенствованию проектных решений и технологических процессов производства, направленных на повышение уровня надежности и, следовательно, на улучшение технико-экономических показателей строительства.

Задача службы эксплуатации строительных конструкций, в конечном счете, сводится к поддержанию заданного уровня их надежности в течение всего срока службы. С повышением уровня надежности увеличиваются капитальные затраты, связанные с их возведением, а затраты на эксплуатацию соответственно уменьшаются. Во временных сооружениях, рассчитанных на короткий срок службы, затраты на эксплуатацию могут оказаться близкими к нулю. В зданиях высокого класса, рассчитанных на длительный период эксплуатации, эти расходы составляют существенную часть общей стоимости строительства. Экономическая эффективность затрат на проведение профилактических осмотров и ремонтов может быть оценена путем сопоставления этих затрат с первоначальной стоимостью строительства.

Как известно периодичность профилактических ремонтов зависит от интенсивности постепенного износа элементов и узлов конструкции. Интенсивность износа в свою очередь зависит от качества материалов, совершенства конструктивных решений, степени воздействия внешней среды и условий эксплуатации конструкции. Последние определяются уровнем ее ремонтпригодности и организацией эксплуатационной службы. В отдельных случаях (например, при работе в агрессивных средах) высокий уровень ремонтпригодности и надежная эксплуатация позволят свести к минимуму расчетный коэффициент условий работы.

Объем работ, стоимость выполнения плановых текущих ремонтов и их количество за весь период эксплуатации должна определяться на стадии проектирования объекта. Эти соотношения могут быть определены по формуле

$$C'_s = C''_s n, \quad (2)$$

где C'_s — сумма затрат на проведение профилактических ремонтов; C''_s — средняя стоимость одного профилактического ремонта; n — количество профилактических ремонтов на весь срок службы конструкции.

Таким образом, служба эксплуатации, организуемая применительно к функциональным особенностям здания или сооружения и степени его ремонтпригодности, является регулятором долговечности конструкции. Расходы на ее содержание (жилищно-эксплуатационные конторы, ремонтно-строительные цехи предприятий, инженерная служба общественных зданий и т. п.) компенсируются экономией, достигаемой за счет увеличения срока службы объекта.

Выводы

Решение проблемы надежности несущих и ограждающих конструкций зданий и сооружений позволит получить значительный технико-экономический эффект в области капитального строительства. Этот эффект может быть достигнут как за счет уменьшения расчетного коэффициента надежности при гарантированном качестве элементов и узлов строительных конструкций, так и за счет увеличения срока их службы.

Непременным условием решения проблемы надежности является четкое взаимодействие процессов проектирования, возведения и эксплуатации строительных конструкций. Особо большое значение здесь имеет проектирование характеристик надежности с учетом технического уровня производственной базы и организация производства, обеспечивающая безусловное соответствие действительных показателей качества проектным величинам.

Решение рассматриваемой проблемы в области проектирования сводится к проверке надежности элементов и конструкций, которая может служить одним из технических и экономических критериев рациональности решения задачи на этой стадии.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Агаджанов В.И. Экономика повышения долговечности и коррозионной стойкости строительных конструкций. — М. : Стройиздат, 1988. — 173 с.
2. Барашиков А.Я. и др. Оценка технического состояния строительных конструкций зданий и сооружений. — К. : НМЦ Держнаглядохоронпраці України, 1998. — 232 с.
3. Колотилкин Б.М. Проблемы долговечности и надежности зданий. — М. : Знание, 1969. — 46 с.
4. Крылов Н.А., Калашников В.А., Полищук А.М. Радиотехнические методы контроля качества железобетона. — М. : Стройиздат, 1966. — 121 с.
5. Рекомендации по обеспечению надежности и долговечности железобетонных конструкций, промышленных зданий и сооружений при их реконструкции восстановлении. — М. : Стройиздат, 1990. — 176 с.
6. Руководство по определению экономической эффективности повышения качества и долговечности строительных конструкций. — НИИ ЖБ Госстроя СССР. — М. : Стройиздат, 1981. — 55 с.

Получено 10.05.2011

В. М. ЛЕВЧЕНКО, Д. В. ЛЕВЧЕНКО, В. Ф. КИРИЧЕНКО, М. І. БАГНО ПРОЕКТУВАННЯ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ З УРАХУВАННЯМ ЇХ НАДІЙНОСТІ ТА ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ НАДІЙНОСТІ В ПРОЦЕСІ ЕКСПЛУАТАЦІЇ КОНСТРУКЦІЙ

Донбаська національна академія будівництва і архітектури

Економічна оцінка надійності будівельних конструкцій — складне комплексне завдання. Воно повинне вирішуватися з урахуванням витрат, спрямованих на забезпечення потрібних показників якості в процесі проектування, зведення та експлуатації будівель і споруд. У статті наводяться шляхи одержання рівнонадійних конструкцій при їх проектуванні, як відбувається технологічне забезпечення надійності конструкцій і яким чином забезпечується надійність у процесі експлуатації конструкцій. Наведені необхідні теоретичні передумови та практичні рекомендації, на підставі яких можуть бути зроблені важливі кроки на шляху до корінного покращення якості будівництва при одночасному зменшенні його вартості.

надійність, ефективність, довговічність, ймовірна оцінка, ремонтпридатність

V. N. LEVCHENKO, D. V. LEVCHENKO, V. F. KIRICHENKO, M. I. BAGNO RELIABILITY IN CONSTRUCTION DESIGN AND STRUCTURES OPERATION

Donbas National Academy of Civil Engineering and Architecture

To analyze the reliability of construction is a difficult task. It should be solved taking into account expenses to provide the required quality while designing, constructing and operating a building. The methods of designing of equally reliable structures, technical providing of reliability and ensuring reliability while operating are described in the article. Necessary theoretical feedbacks and practical advice are given which can improve the construction quality and reduce its price at the same time.

reliability, efficiency, probability analysis, operational life, maintainability

Левченко Віктор Миколайович — кандидат технічних наук, професор, проректор з науково-педагогічної і виховної роботи Донбаської національної академії будівництва і архітектури. Наукові інтереси: проектування економічних будівельних конструкцій і розробка оптимальних конструктивних і об'ємно-планувальних рішень промислових будівель та інженерних споруд.

Левченко Дмитро Вікторович — кандидат технічних наук, доцент кафедри «Металеві конструкції» Донбаської національної академії будівництва і архітектури. Наукові інтереси: проектування економічних будівельних конструкцій і розробка оптимальних конструктивних і об'ємно-планувальних рішень промислових будівель та інженерних споруд.

Кириченко Володимир Федорович — старший викладач кафедри технології, організації та охорони праці в будівництві Донбаської національної академії будівництва і архітектури. Наукові інтереси: проектування економічних будівельних конструкцій і розробка оптимальних конструктивних і об'ємно-планувальних рішень промислових будівель та інженерних споруд.

Багно Михайло Ігорович — студент Донбаської національної академії будівництва і архітектури. Наукові інтереси: проектування економічних будівельних конструкцій і розробка оптимальних конструктивних і об'ємно-планувальних рішень промислових будівель та інженерних споруд.

Левченко Виктор Николаевич — кандидат технических наук, профессор, проректор по научно-педагогической и воспитательной работе Донбасской национальной академии строительства и архитектуры. Научные интересы: проектирование экономических строительных конструкций и разработка оптимальных конструктивных и объемно-планировочных решений промышленных зданий и инженерных сооружений.

Левченко Дмитрий Викторович — кандидат технических наук, доцент кафедры металлических конструкций Донбасской национальной академии строительства и архитектуры строительный институт, кафедра металлических конструкций. Научный интересы: проектирование экономических строительных конструкций и разработка оптимальных конструктивных и объемно-планировочных решений промышленных зданий и инженерных сооружений.

Кириченко Владимир Федорович — старший преподаватель кафедры технологии, организации и охраны труда в строительстве Донбасской национальной академии строительства и архитектуры. Научные интересы: проектирование экономических строительных конструкций и разработка оптимальных конструктивных и объемно-планировочных решений промышленных зданий и инженерных сооружений.

Багно Михаил Игоревич — студент Донбасской национальной академии строительства и архитектуры. Научные интересы: проектирование экономических строительных конструкций и разработка оптимальных конструктивных и объемно-планировочных решений промышленных зданий и инженерных сооружений.

Levchenko Victor — Ph.D (Engineering), Professor, Vice-rector in education and pedagogic activities of the Donbas National Academy of Civil Engineering and Architecture. Scientific interests: economically attractive building structures design and developing the structural and spatial designs of industrial buildings and engineering structures.

Levchenko Dmitry — Ph.D (Engineering), Associated Professor of the Metal structures Department of the Donbas National Academy of Civil Engineering and Architecture. Scientific interests: economically attractive building structures design and developing the structural and spatial designs of industrial buildings and engineering structures.

Kirichenko Vladimir — the Department of Industrial Engineering and Safety at work, Senior lecturer of the Donbas National Academy of Civil Engineering and Architecture. Scientific interests: economically attractive building structures design and developing the structural and spatial designs of industrial buildings and engineering structures.

Bagno Mikhail — a student of the Donbas National Academy of Civil Engineering and Architecture. Scientific interests: economically attractive building structures design and developing the structural and spatial designs of industrial buildings and engineering structures.

УДК 624.012.45

Т. Н. АЗІЗОВ^а, О. В. МЕЛЬНИК^а, О. Я. ЧЕРВИНСЬКИЙ^б

^аУманський державний педагогічний університет імені Павла Тичини, ^бДП НДІБК, м. Київ

НДС ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОРОБЧАТИХ БАЛОК З НОРМАЛЬНИМИ ТРІЩИНАМИ ПРИ КРУЧЕННІ З ВРАХУВАННЯМ НЕЛІНІЙНОСТІ

У статті наведена методика розрахунку балок коробчатого перерізу з нормальними тріщинами за дії крутного моменту з врахуванням нелінійних деформацій. Показано, що запропонована методика дозволяє визначати крутну жорсткість залізобетонних елементів з нормальними тріщинами.
залізобетонні елементи, жорсткість, коробчастий переріз, кручення, напружено-деформований стан, нормальні тріщини

Постановка задачі. При розрахунку мостових споруд, збірних перекриттів, каркасів споруд є необхідність враховувати як згинальну, так і крутну жорсткість її окремих елементів [1, 2, 7–9]. Із [1, 4, 7] відомо, що поява тріщин в залізобетонних елементах значно впливає на їхню крутну жорсткість. Крім цього, в [1, 7] показано, що перерозподіл локального навантаження практично однаково залежить як від згинальної, так і від крутної жорсткості окремих балок. Жорсткість залізобетонних елементів з тріщинами за дії кручення враховувалась лише за наявності просторових тріщин [5], хоча встановлено, що нормальні тріщини суттєво змінюють крутну жорсткість залізобетонних елементів [2, 8, 9].

Експериментально встановлено [3], що у залізобетонних балках коробчатого перерізу можуть виникати як просторові, так і нормальні тріщини, які, в свою чергу, суттєво впливають на перерозподіл зусиль між окремими елементами конструкції в цілому. Експериментально встановлено також, що в усіх елементах коробчатого перерізу з нормальними тріщинами, які зазнавали деформації кручення, був присутній пружно-пластичний характер деформування [3]. Особливо це проявлялось у зразках з малим діаметром арматури.

У [2] запропонована методика визначення крутної жорсткості залізобетонних балок, однак фізична нелінійність бетону не враховувалась.

У зв'язку з вище сказаним є необхідність у розробці методики визначення напружено-деформованого стану (НДС) зазначених залізобетонних елементів з урахуванням пластичних деформацій.

Метою даної статті є розробка методики розрахунку залізобетонних балок коробчатого перерізу за дії крутних моментів з урахуванням нелінійних властивостей бетону.

Викладення основного матеріалу.

Розглянемо залізобетонний елемент коробчатого перерізу з нормальною тріщиною, до якого прикладений зовнішній момент M_t (рис. 1).

Для визначення його крутної жорсткості, як зазначалось у [2], спочатку необхідно знайти нагельну силу Q у поздовжній арматурі, яка буде визначатися із умови однакових горизонтальних переміщень точок C і C' відповідних блоків A і B у місці умовного розтину арматури (рис. 1).

Нагельну силу Q , яка виникає у поздовжній арматурі, визначимо за допомогою методу скінчених елементів (МСЕ) та програмного комплексу «Ліра» з врахуванням нелінійних властивостей бетону. Для визначення нагельної сили застосуємо метод сил.

Розглянемо (рис. 2), на якому показано.

Нелінійне переміщення точки C відносно точки C' у місці розтину повинно дорівнювати нулю:

$$\Delta_{Cpl} = \Delta_{Mtpl} - \Delta_{Qpl} - 2\Delta_{smp} = 0, \quad (1)$$

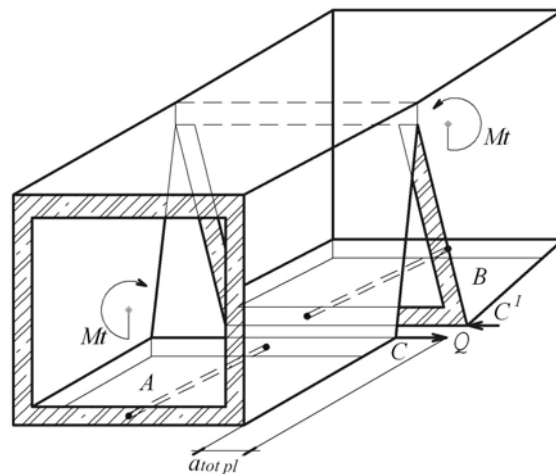


Рисунок 1 — Схема визначення нагельної сили в арматурі при взаємному повороті двох блоків, відділених нормальною тріщиною.

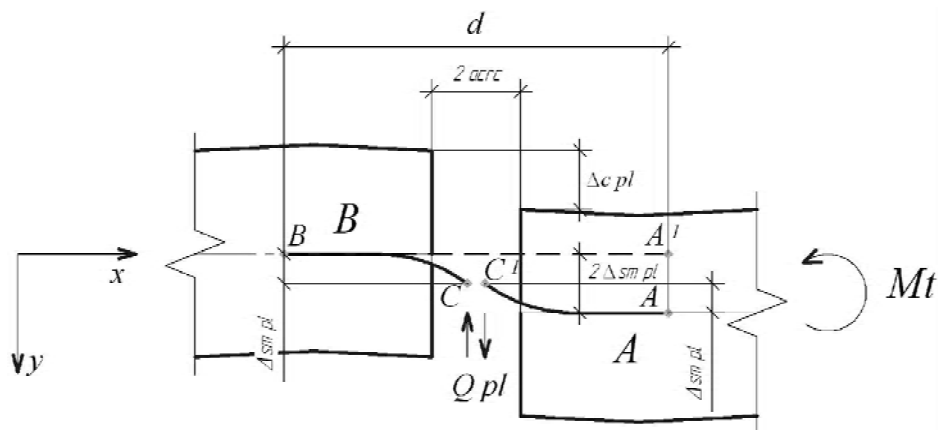


Рисунок 2 — Схема нелінійного деформування арматури від взаємного повороту блоків, що зазнали крутного моменту: $a_{tot pl}$ — повне переміщення блока A відносно блока B з врахуванням нелінійних деформацій; $\Delta_{smp l}$ — переміщення від зминання бетону нагельною силою з врахуванням нелінійних деформацій; $2a_{crc}$ — ширина тріщини; d — довжина зони деформування арматурного стержня.

де Δ_{Mpl} — переміщення точки C' відносно точки C від кручення зовнішнім моментом Mt з врахуванням нелінійних деформацій;

Δ_{Qpl} — переміщення від кручення нагельною силою Q з врахуванням нелінійних деформацій;

$\Delta_{smp l}$ — переміщення від зминання бетону нагельною силою Q з врахуванням нелінійних деформацій. У зв'язку з тим, що бетон зминається одночасно у двох блоках A і B, які розмежовує тріщина, $2a_{crc}$ величина $\Delta_{smp l}$ помножена на 2 (рис. 2).

Складові Δ_{Mpl} і Δ_{Qpl} визначаються з розрахунків в програмному комплексі «Ліра» двох схем коробчастих елементів із імітацією нормальних тріщин у вигляді розрізу. При цьому слід застосовувати об'ємні кінцеві елементи. Одна схема для визначення переміщень Δ_{Mpl} за дії прикладеного по торцях елемента моменту крутіння Mt , друга — для визначення переміщень Δ_{Qpl} за дії нагельної сили Q , яка прикладена в місті розташування поздовжньої арматури. Розрахунок можна виконати з урахуванням нелінійних деформацій бетону з використанням метода Генієва Г.А.

Складова $\Delta_{smp l}$ від зминання бетону нагельною силою Q визначається з використанням емпіричних даних [6]. При цьому пластичні властивості враховуються автоматично [2, 9], тому що ці переміщення визначаються за експериментальними даними, які отримані для розрахунку закладних деталей залізобетонних конструкцій.

Алгоритм розрахунку виглядає так:

1. Визначаємо нагельну силу Q з пружного (без врахування нелінійних властивостей бетону) розрахунку за методикою [9];

2. Проводимо розрахунок в програмному комплексі «Ліра» (або за допомогою будь-якої іншої програми) елемента з тріщиною, до якого прикладені зовнішній момент M_t та знайдена за п.1 нагельна сила Q . За результатами розрахунку отримуємо переміщення в місці розташування тріщини $\Delta = \Delta_{Mpl} - \Delta_{Qpl}$ (перші дві складові правої частини виразу (1));

3. За методикою [6] визначаємо переміщення Δ_{smp} від дії нагельної сили Q ;

4. Якщо $\Delta_{Cpl} < 0$, то нагельну силу Q зменшуємо на певну величину (яка задається на початку розрахунку, наприклад, 10 % від Q);

5. Якщо $\Delta_{Cpl} > 0$, то нагельну силу навпаки Q збільшуємо на певну величину;

6. Повторюємо розрахунок з п. 2. Розрахунок повторюється до тих пір, поки умова рівняння (1) не буде задовільнена з заданою наперед точністю;

7. За методикою [6] визначаємо переміщення Δ_{smp} від дії знайденою ітераціями за п. 2–6 нагельної сили Q .

Визначивши невідому нагельну силу Q , слід знайти повне переміщення у тріщині a_{totpl} .

$$a_{totpl} = 2 \cdot \Delta_{smp} \cdot Q \quad (2)$$

Визначивши a_{totpl} , визначаємо коефіцієнт k_{rpl} , який являє собою відношення деформативності елемента з нормальною тріщиною до деформативності елемента без тріщин:

$$k_{rpl} = \frac{a_{totpl} + a_e}{a_e}, \quad (3)$$

де a_e — переміщення від кручення елемента без тріщин, яке визначається за формулою:

$$a_e = R \cdot \varphi_e, \quad (4)$$

R — радіус повороту, тобто відстань від центральної осі елемента до точки визначення переміщення блоку;

φ_e — кут повороту пружного (без тріщин) елемента довжиною l_{crc} (відстань між тріщинами елемента), який можна визначити за формулою:

$$\varphi_e = \frac{\Delta_{pl}}{R}, \quad (5)$$

де Δ_{pl} — переміщення (без тріщин) елемента на довжині l_{crc} , отримане за допомогою програмного комплексу «Ліра» з врахуванням нелінійних властивостей бетону.

За відомою формулою опору матеріалів для визначення кута повороту:

$$\varphi_e = \frac{M_t \cdot l_{crc}}{GJ_t}, \quad (6)$$

де GJ_t — крутильна жорсткість елемента без тріщин, знайдемо еквівалентний момент інерції при крученні J_t :

$$J_t = \frac{M_t \cdot l_{crc}}{G\varphi_e}. \quad (7)$$

Визначивши J_t за (7) і підставивши у (6), а потім у (4), отримаємо:

$$a_e = \frac{M_t \cdot l_{crc}}{GJ_t} \cdot R. \quad (8)$$

Після отриманих a_{totpl} і a_e знаходимо повне теоретичне переміщення:

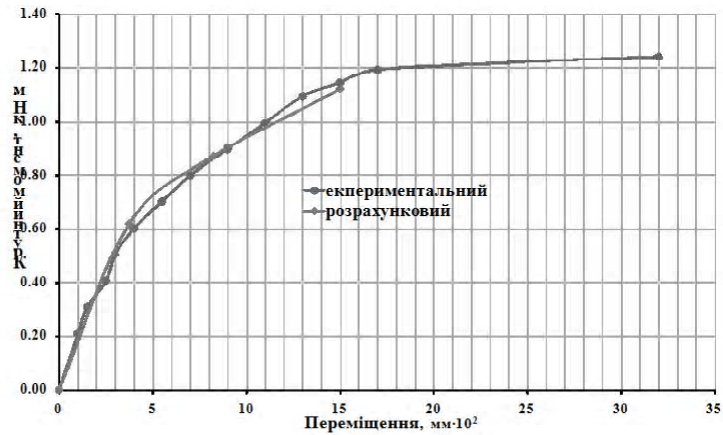
$$\Delta_{teoretpl} = a_{totpl} + a_e. \quad (9)$$

Для перевірки запропонованої методики було проведено порівняння переміщень, визначених теоретично, з експериментальними даними [3]. На рис.4 показані графіки залежності переміщення блоків, розділених нормальною тріщиною від моменту крутіння.

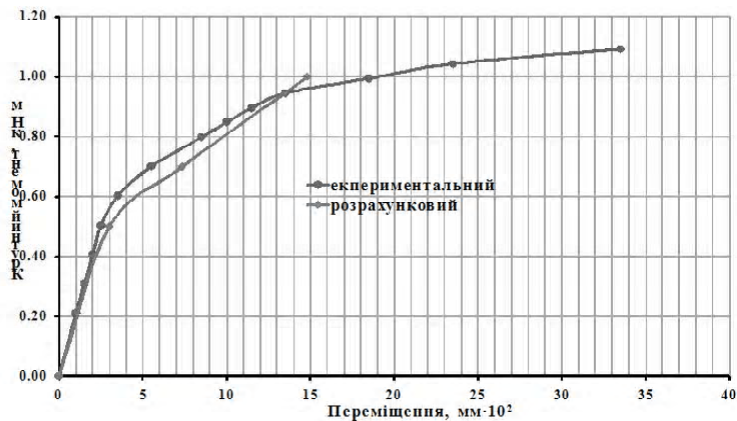
Як видно з рис. 3, розрахункові дані задовільно співпадають з експериментальним, що говорить про достовірність розробленої методики.

Висновки та перспективи досліджень.

а)



б)



в)

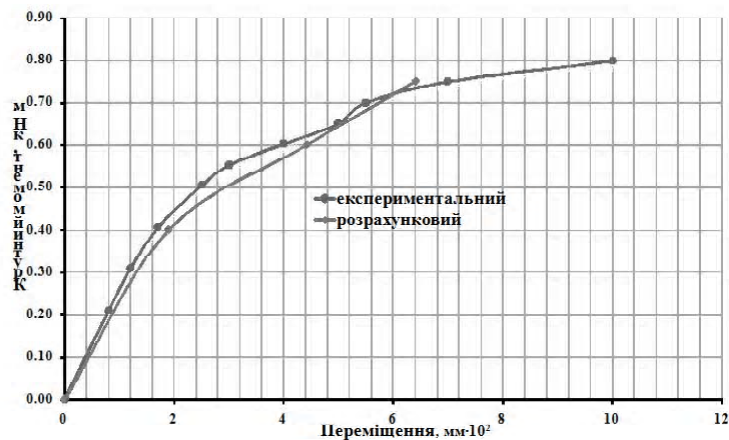


Рисунок 3 — Залежність «крутний момент-переміщення» для балок: а) арматура III 8 мм товщина верхньої полки 50 мм; б) арматура III 8 товщина верхньої полки 35 мм; в) арматура III 10 мм товщина верхньої полки 25 мм.

Запропонована методика дає можливість враховувати нелінійні властивості бетону при визначенні напружено-деформованого стану елементів з нормальними тріщинами, дозволяє визначити жорсткість при крутінні залізобетонних елементів з нормальними тріщинами будь-якої форми поперечного перерізу.

Перспективою досліджень є розроблення програми для ЕОМ для автоматичного проведення ітераційних розрахунків з використанням програмного комплексу «Ліра» та підпрограми для ітераційного визначення нагельної сили.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Азізов Т.Н. Теория пространственной работы перекрытий. — Киев : Науковий світ, 2001. — 276 с.
2. Азізов Т.Н. Общий подход к определению крутильной жесткости железобетонных элементов с трещинами // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Вип. 17. — Рівне : Нац. ун-т водного господарства та природокористування, 2008. — С. 92-99.
3. Азізов Т.Н., Мельник О.В. Експериментальні дослідження жорсткості та міцності залізобетонних елементів коробчастого перерізу з нормальними тріщинами при крученні. — Одеса, 2009.
4. Верещага А.И. Напряженно-деформированное состояние и прочность сборных железобетонных перекрытий: дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Верещага Александр Иванович. — Сумы, 2002. — 248 с.
5. Карпенко Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами. - М. : Стройиздат, 1976. - 208 с.
6. Рекомендации по проектированию стальных закладных деталей для железобетонных конструкций / НИИЖБ. — М. : Стройиздат, 1984. — 87 с.
7. Улицкий Б.Е., Потапкин А.А., Руденко В.И., Сахарова И.Д., Егорушкин Ю.М. Пространственные расчёты мостов. — М. : Транспорт, 1967. — 404 с.
8. Яременко А.Ф., Чучмай А.М., Яременко Н.А. Инженерная методика определения крутильной жесткости железобетонных балок с нормальными трещинами // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. Вип. 33. — Одеса : Зовнішпрескласервіс, 2009. — С. 146—151.
9. Azizov T.N. Effect of torsional rigidity of concrete elements with normal cracks onto special work of bridges and floorings // International Science Ukrainian Edition. Volume 3. USA — December, 2010. — P. 55—59.

Отримано 03.05.2011

Т. Н. АЗИЗОВ^а, А. В. МЕЛЬНИК^а, А. Я. ЧЕРВИНСКИЙ^б НДС ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОРОБЧАТЫХ БАЛОК С НОРМАЛЬНЫМИ ТРЕЩИНАМИ ПРИ КРУЧЕНИИ С УЧЕТОМ НЕЛИНЕЙНОСТИ

^аУманский государственный педагогический университет, ^бГосударственное предприятие «Государственный научно-исследовательский институт строительных конструкций»

В статье приведена методика расчета балок коробчатого сечения с нормальными трещинами при приложении внешнего крутящего момента к верхней полке с учетом нелинейных деформаций. Показано, что предложенная методика позволяет определять крутильную жесткость железобетонных элементов с учетом нелинейных свойств бетона.

жесткость, кручение, железобетонные элементы, нормальные трещины, коробчатое сечение, нелинейный расчет

T. N. AZIZOV^a, A. V. MELNIK^a, A. YA. CHERVINSKY^b STATE OF STRESSED DEFORMITY OF METAL CONCRETE SQUARE BEAMS WITH NORMAL CRACKS AS A RESULT OF TORSION CONSIDERING NON-LINEARITY

^aUman State Pedagogical University, ^bState Enterprise «State Scientific-Research Institute of Building Structures»

In the article the method of design of square beams with normal cracks as a result of torsion considering non-linear deformation is given. It is shown that the offered method allows to determine tensely deformed state of such beams taking into account the change of inflexibilities of formations of cracks without application of the method of eventual elements.

concrete elements, rigidity, box-section, torsion, state of stressed deformity, normal crack

Азізов Талят Нуредінович — доктор технічних наук, професор. Академік Академії будівництва України. Завідувач кафедри техніко-технологічних дисциплін Уманського державного педагогічного університету імені Павла Тичини. Наукові інтереси: просторова робота залізобетонних перекриттів та мостів; жорсткість та міцність залізобетонних елементів з тріщинами при крученні.

Мельник Олександр Васильович — викладач кафедри техніко-технологічних дисциплін Уманського державного педагогічного університету імені Павла Тичини. Наукові інтереси: дослідження крутильної жорсткості та міцності елементів коробчастого перерізу з нормальними тріщинами.

Червинський Олександр Якович — кандидат технічних наук, науковий співробітник Державного підприємства «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій». Наукові інтереси: жорсткість залізобетонних конструкцій при складному напружено-деформованому стані з урахуванням утворення тріщин.

Азизов Талят Нурединович — доктор технических наук, профессор. Академик Академии строительства Украины. Заведующий кафедрой технико-технологических дисциплин Уманского государственного педагогического университета имени Павла Тычины. Научные интересы: пространственная работа железобетонных перекрытий и мостов; жесткость и прочность железобетонных элементов с трещинами при кручении.

Мельник Александр Васильевич — преподаватель кафедры технико-технологических дисциплин Уманского государственного педагогического университета имени Павла Тычины. Научные интересы: исследование крутильной жесткости и прочности элементов коробчатого сечения с нормальными трещинами.

Червинский Александр Яковлевич — кандидат технических наук, научный сотрудник Государственного предприятия «Государственный научно-исследовательский институт строительных конструкций». Научные интересы: Жесткость железобетонных конструкций при сложном напряженно-деформируемом состоянии с учетом образования трещин.

Azizov Talyat — D. Sc. (technical), professor. Academician of the Ukrainian Academy of Engineering. Head of the department of technical and technological disciplines, Uman State Pedagogical University named after Paul Tychyna. Scientific interests: spatial work of reinforced concrete slabs and bridge rigidity and strength of reinforced concrete elements with cracks under torsion.

Melnik Alexander — lecturer in technical and technological disciplines, Uman State Pedagogical University named Paul Tychyna. Scientific interests: tensional stiffness and strength of the elements of box section with the normal cracks.

Chervinsky Alexander — Ph. D., a research worker of State Enterprise «State Scientific-Research Institute of Building Structures». Scientific interests: rigidity of reinforced concrete structures under complex stress-deformed state, taking into account the formation of cracks.

УДК 624.01.001.5

О. П. ВОСКОБІЙНИК

Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка

СТРУКТУРНО-ЛОГІЧНИЙ АНАЛІЗ ВЗАЄМОЗВ'ЯЗКУ МІЖ КАТЕГОРІЯМИ ТЕХНІЧНИХ СТАНІВ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ

В статті проведений структурно-логічний аналіз взаємозв'язку між категоріями технічного стану будівельних конструкцій, будівель та споруд, а також процесу зміни показників їх експлуатаційної придатності (якості) в часі на протязі життєвого циклу.
будівельні конструкції, будівлі та споруди, що знаходяться в експлуатації, дефекти, пошкодження, технічний стан

Постановка проблеми в загальному вигляді. Аналіз причин останніх аварій в галузі будівництва [6] свідчить, що на перший план забезпечення конструктивної безпеки будівель та споруд виходять задачі виявлення потенційно небезпечних ситуацій, що можуть призвести до аварійного руйнування. Відповідно помилки експертів (експертних організацій) при оцінюванні технічного стану об'єктів, а також відсутність своєчасного втручання в процес експлуатації шляхом проведення заходів щодо підвищення експлуатаційних якостей деградуючих будівельних конструкцій, які зазнають фізичного зношення, має одне з вирішальних значень при забезпеченні конструктивної безпеки будівель та споруд [4].

Незважаючи на зростаючу актуальність діагностування та контролю технічного стану об'єктів будівництва, що знаходяться в експлуатації, **аналіз літературних джерел (останніх досліджень [5, 8, 13] і публікацій, в яких започатковано розв'язання даної проблеми [1])** свідчить про відсутність на сьогодні в Україні необхідної нормативної бази з цього питання та неузгодженість чинних нормативних документів. Так, в Україні з 1997 року діють «Нормативні документи щодо питань обстежень, паспортизації, безпечної та надійної експлуатації виробничих будівель і споруд» [7], які за відсутності аналогічних норм для житлових та громадських будівель та більшості споруд, поширюються і на них. Згідно з [7] технічний стан визначається як сукупність якісних та кількісних показників, що характеризують експлуатаційну придатність в порівнянні з гранично допустимими значеннями, та для окремих конструкцій встановлюється шляхом спільного аналізу дефектів та пошкоджень, а також результатів перевірних розрахунків. За несучою здатністю та експлуатаційними властивостями конструкції в [7] рекомендується відносити до одного із чотирьох станів. Незважаючи на те, що вимоги [7] поширюються на будівельні конструкції, виконані із будь-яких матеріалів (бетонні, залізобетонні, металеві, кам'яні, дерев'яні тощо), нормативом для визначення технічного стану сталевих конструкцій є ДБН 362—92 [3], в якому розглядаються також чотири технічних стани, але зовсім з іншими назвами та критеріями віднесення конструкцій до кожного з них.

Діючи до введення даних ДБН норми [9] визначали лише три групи технічних станів. З іншого боку, в [10] розглядається п'ять категорій технічних станів. Інший підхід до оцінювання технічних станів застосований в російському нормативному документі [12], в якому викладена методика експрес-оцінювання надійності та технічного стану сталевих, залізобетонних, кам'яних та дерев'яних конструкцій на основі аналізу наявних дефектів та пошкоджень, а також прогнозування ймовірності аварії будівель та споруд за показниками проектування, будівництва, експлуатації.

Таким чином, **метою статті** є структурно-логічний аналіз взаємозв'язку між категоріями технічного стану будівельних конструкцій, будівель та споруд, а також процесу зміни показників їх експлуатаційної придатності (якості) в часі на протязі життєвого циклу.

Виклад основного матеріалу. В загальній теорії експлуатації складних систем та чинних нормах з цього питання [2] технічний стан характеризується як відповідність в певний момент часу, за певних

умов зовнішнього середовища, певних параметрів (показників експлуатаційної придатності) значенням, попередньо встановленим нормами на даний об'єкт. Контроль технічного стану полягає в перевірці відповідності значень контрольованих параметрів об'єкта вимогам технічної документації та визначенні на основі цього одного із заданих видів технічного стану в даний момент часу.

При розгляді питання про технічний стан необхідно акцентувати увагу на те, що категорії технічного стану, наведені в розглянутих нормативних документах [3, 7], є досить умовними оцінками експлуатаційної придатності, що характеризують широкі межі області можливих станів будівельних конструкцій в певний момент часу, як правило на момент обстеження. Віднесення окремих конструкцій та будівель і споруд у цілому до кожного із цих станів базується на методі експертних оцінок та має досить розпливчастий характер. Встановлення категорії технічного стану здійснюється не на підставі формалізованих розрахунків, а шляхом аналізу сукупності певних (визначених цими нормативними документами) параметрів дефектів та пошкоджень (або їх відсутності), не враховуючи дійсний напружено-деформований стан та особливості роботи експлуатованих конструкцій, що не дає змоги об'єктивно оцінити та розмежувати технічні стани будівельних конструкцій та будівель і споруд в цілому.

Фізичне зношування та завантаження будівельних конструкцій — процеси, що протікають в часі, внаслідок чого за період експлуатації об'єкту будівництва показники експлуатаційної придатності та фактичної надійності змінюються, а отже і змінюються і їх кількісні та якісні оцінки (технічні стани). На сьогодні єдиного підходу щодо опису процесу вичерпання експлуатаційної придатності об'єктів будівництва не існує. Адже відповідність властивостей будівельних конструкцій вимогам експлуатації характеризуються багатьма параметрами, такими як забезпечення їх міцності, деформативності (обмеження прогинів, ширини розкриття тріщин, тощо), теплового захисту та інших параметрів. При чому, питання оцінювання технічних станів будівельних конструкцій передбачає вирішення комплексної задачі, що потребує розгляду як ендогенних (внутрішніх) властивостей конструкцій — фізико-механічних характеристик матеріалів та геометричних параметрів, так і екзогенних (зовнішніх) — навантажень та впливів, що діють на них, естетичних та економічних вимог, які ставляться до об'єктів будівництва, а також зміни цих параметрів в часі. Схематично процес вичерпання експлуатаційної придатності (роботоздатності) об'єктів будівництва можна представити у вигляді функції, що характеризує, наприклад, несучу здатність (міцність) конструкції (рис. 1).

На рис. 1 крива $R_{do}(t)$ відображає прогнозовану проектну зміну розрахункової несучої здатності конструкції з часом внаслідок деструктивних процесів (фізичного зношування — корозії, накопичення пошкоджень тощо), при цьому, як правило, передбачається лінійне спадання функції несучої здатності з часом; $R_d(t)$ — фактична крива зміни несучої здатності конструкції.

Пряма S_{do} характеризує проектний розрахунковий рівень навантаження, котрий при експлуатації конструкцій за призначенням без зміни передбачених проектом розрахункових схем та параметрів

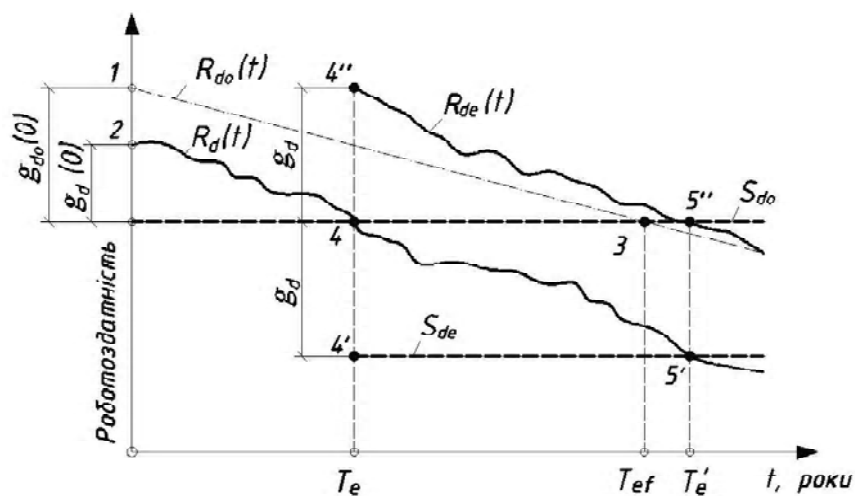


Рисунок 1 — Зміна роботоzдатності об'єктів будівництва.

технологічного процесу залишається незмінним. На графіках, наведених на рис. 1, можна виділити характерні точки: «1» — проектна несуча здатність, що відповідає початку експлуатації — $R_{do}(0)$; «2» — фактична несуча здатність, що відповідає початку експлуатації з врахуванням дефектів виготовлення та монтажу будівельних конструкцій, а також можливої невідповідності прийнятої в проекті розрахункової схеми дійсній роботі конструкції — $R_d(0)$.

Різниця між проектною розрахунковою здатністю конструкції та проектними розрахунковими значеннями навантажень ($R_{do}(0) - S_{do}(0) = g_{do}(0)$) характеризує проектний розрахунковий запас надійності конструкції. Фактичний запас міцності конструкцій при введенні об'єкту в експлуатацію ($R_d(0) - S_d(0) = g_d(0)$) може виявитись меншим за відповідне проектне значення ($g_{do}(0) < g_d(0)$).

Проектний момент часу вичерпання несучої здатності, тобто проектний (встановлений) термін експлуатації (T_{ef}) характеризується точкою «3» — точкою перетину кривих проектною несучою здатності та проектного розрахункового рівня навантаження. У випадку, коли під час експлуатації конструкції навантаження, що діють на неї, не перевищують проектного розрахункового рівня, вичерпання фактичної несучої здатності відбувається в момент часу T_e — точка «4'» — коли функція зміни фактичної несучої здатності (з врахуванням відхилень та дефектів виготовлення й монтажу, а також впливу деструктивних процесів зношування) перетинається з прямою S_{do} . При цьому подальша експлуатація конструкції можлива в разі обмеження рівня навантаження (наприклад, за рахунок розвантаження конструкцій — зменшення тимчасових навантажень (S_{de}) — точка «4''»), або проведення заходів з підвищення експлуатаційних властивостей (капітальний ремонт, підсилення, тобто підвищення несучої здатності конструкції (R_{de}) — точка «4»), причому проведення цих заходів здійснюється із забезпеченням умови $g_d = g_{do}$. В цих випадках термін експлуатації конструкції можливо подовжити до моменту часу T_e' .

На рис. 1 моменти часу T_e та T_e' виявились меншими та більшими відповідно за проектний термін експлуатації конструкції ($T_e < T_{ef}$, а $T_e' > T_{ef}$), але це лише один із прикладів можливого протікання процесу експлуатації об'єктів будівництва, а отже, не завжди ці нерівності будуть справедливими. Так, при проведенні поточних заходів з підвищення експлуатаційних властивостей конструкцій (поточних ремонтів) T_e може дорівнювати проектному терміну експлуатації, або при високій якості виготовлення конструкції фактичні запаси її міцності можуть перевищувати проектний рівень. Вичерпання несучої здатності, а отже, потреба в підсиленні конструкції може виникнути навіть при незначному ступені її зношення в разі збільшення фактичних навантажень внаслідок зміни призначення будівлі, переобладнання виробництва або невідповідності проекту.

Таким чином, за час життєвого циклу об'єкта будівництва, починаючи з моменту введення в експлуатацію, змінюються його показники експлуатаційної придатності (якості) та відповідно і технічний стан (якісна їх оцінка), який необхідно контролювати шляхом проведення регулярних обстежень. Отже, технічний стан є критерієм відповідності або невідповідності фактичної якості (експлуатаційних властивостей) вимогам, які ставляться до об'єкту будівництва, а процедура оцінювання технічних станів (встановлення певної категорії) є підґрунтям для розроблення стратегії подальшої експлуатації будівельних конструкцій, будівель та споруд. Встановлюючи категорію технічного стану об'єкту будівництва (будівельної конструкції, будівлі чи споруди), експерт фактично приймає рішення щодо його подальшої експлуатації.

В загальному випадку після проведення процедури оцінювання технічного стану за результатами обстежень можливе прийняття наступних рішень щодо подальшої експлуатації будівельних конструкцій: продовження експлуатації, продовження експлуатації з обмеженням терміну та (або) режиму (наприклад, зменшення діючих навантажень, тощо), продовження експлуатації після проведення заходів з відновлення експлуатаційних властивостей (капітальний ремонт, підсилення), демонтаж, заміна.

Зіставлення можливих рішень щодо подальшої експлуатації будівельних конструкцій після обстеження з відповідними категоріями технічних станів, які регламентовані нормами [3, 7], свідчить про неузгодженість вимог цих нормативних документів. Схема зміни будівельною конструкцією категорії технічного стану та можливі при цьому відповідні стратегії експлуатації наведені на рис. 2.

Так, при дотриманні вимог норм [3] продовження нормальної експлуатації без будь-яких обмежень можливе при справному чи роботоспроможному стані (позиція «1», рис. 2), а згідно з [7] це можливо лише при стані конструкції, оціненому як стан I (нормальний). Дозвіл на можливість використання на обмежений строк (поз. «2», рис. 2), або з обмеженням способу використання (поз. «2'», рис. 2) в [3] рекомендований для конструкцій, що знаходяться в обмежено працездатному стані. В

нормах [7] стан конструкції, оцінений як задовільний (стан II), передбачає продовження нормальної експлуатації, але констатує зменшення її довговічності внаслідок наявності дефектів та пошкоджень. Внаслідок відсутності в [7] чітких рекомендацій стосовно можливих рішень щодо подальшої експлуатації будівельних конструкцій після оцінки їх технічного стану, присвоєння категорії II можна інтерпретувати (по аналогії до [3]) як рекомендацію до подальшої експлуатації з обмеженням терміну (поз. «2», рис. 2).

Необхідність перевлаштування (підсилення, реконструкції із зазначенням обмежень і умов, яких треба дотримуватись до закінчення ремонтно-відновлюваних робіт) згідно з рекомендаціями [3] виникає при технічному стані конструкцій, класифікованому як «обмежено працездатний» (поз. «3», рис. 2) та «аварійний» (поз. «3'», рис. 2), а за [7] — при стані III (непридатний для експлуатації).

В нормах [3] та [7] назва стану «аварійний» співпадає. При цьому «аварійний» стан в [3] присвоюється конструкції при порушенні вимог, що ставляться до конструкцій за граничним станом першої групи (або у випадку, коли неможливо протягом прогнозованого строку запобігти цим порушенням). Класифікація технічного стану як «аварійного» вимагає згідно з [3] термінового проведення заходів з відновлення (підсилення, реконструкція — поз. «3», рис. 2).

За [7] в аварійному стані (стані IV) знаходяться конструкції, що перевантажені, або мають дефекти та пошкодження, які свідчать про зниження несучої здатності, але не відміну від категорії технічного стану III (непридатний для експлуатації) на основі перевірочних розрахунків й аналізу дефектів та пошкоджень неможливо гарантувати цілісність конструкцій на період підсилення, особливо якщо можливий «крихкий» характер їх руйнування. При присвоєнні категорії технічного стану IV норми [7] вимагають вивести людей із зони можливого обвалення, виконати негайне розвантаження або вжити інших заходів.

Отже, визначення технічного стану «аварійний» [7] можна трактувати неоднозначно: з одного боку, в разі неможливості гарантування цілісності конструкції в період підсилення її необхідно демонтувати (поз. 6, рис. 2), з іншого боку — при виконанні розвантаження конструкція може перейти в стан III, коли виконання підсилення допускається.

За нормами [3] вивід з експлуатації (демонтаж чи зміна способу використання) може бути здійснений в обґрунтованих випадках і в разі знаходження конструкції в обмежено працездатному стані (поз. «6'», рис. 2), наприклад, при термомодернізації або при зміні призначення будівлі.

Аналіз можливих рішень щодо подальшої експлуатації будівельних конструкцій після оцінювання їх технічного стану свідчить, що виконання підсилення за нормами [7] здійснюється при встановленні категорії III (непридатний для експлуатації), за нормами [3] — при категорії технічного стану «обмежено працездатний» чи «аварійний».

При цьому, як правило, необхідно [3] відновлювати працездатний стан конструкції (поз. «4», рис. 2). Такий підхід зумовлений тим, що в цілому ряді випадків внаслідок проведення ремонтно-відновлюваних робіт неможливо привести конструкцію в справний стан (поз. «4'», рис. 2), наприклад, у зв'язку з поновленням нормативної бази. В цьому випадку конструкції, запроектовані у відповідності до раніше діючих та відмінених нормативних документів, привести в справний стан відповідно до нових норм принципово неможливо.

Іншим прикладом може слугувати випадок, коли при в процесі експлуатації (внаслідок перевантаження або зменшення площі перерізу (корозія, механічні пошкодження) конструкції отримали незворотніх деформацій.

Аналізуючи визначення технічного стану «нормальний» [7], можна дійти висновку, що внаслідок проведення ремонтно-відновлюваних робіт (поточні ремонти — для конструкцій, технічний стан яких класифіковано як «нормальний» чи «задовільний», капітальний ремонт — для конструкцій, технічний стан яких класифіковано як «непридатний для експлуатації») повинен бути відновлений нормальний стан конструкції, з усуненням дефектів і пошкоджень, які перешкоджають нормальній експлуатації або знижують несучу здатність чи довговічність, при одночасному забезпеченні несучої здатності.

Слід також відмітити, що сталеві конструкції, які знаходяться в обмежено працездатному стані нормами [3] допускається не підсилювати до найближчого ремонту за умови забезпечення необхідного контролю (поз. «5», рис. 2). Аналогічні рекомендації в нормах [7] відсутні, але, аналізуючи наведене визначення технічного стану «задовільний», можна зробити висновок про можливість подальшої експлуатації таких конструкцій (до найближчого капітального ремонту) при умові їх розвантаження. В цьому разі можна провести аналогію з категорією технічного стану «обмежено працездатний» [3] (поз. «5'», рис. 2).

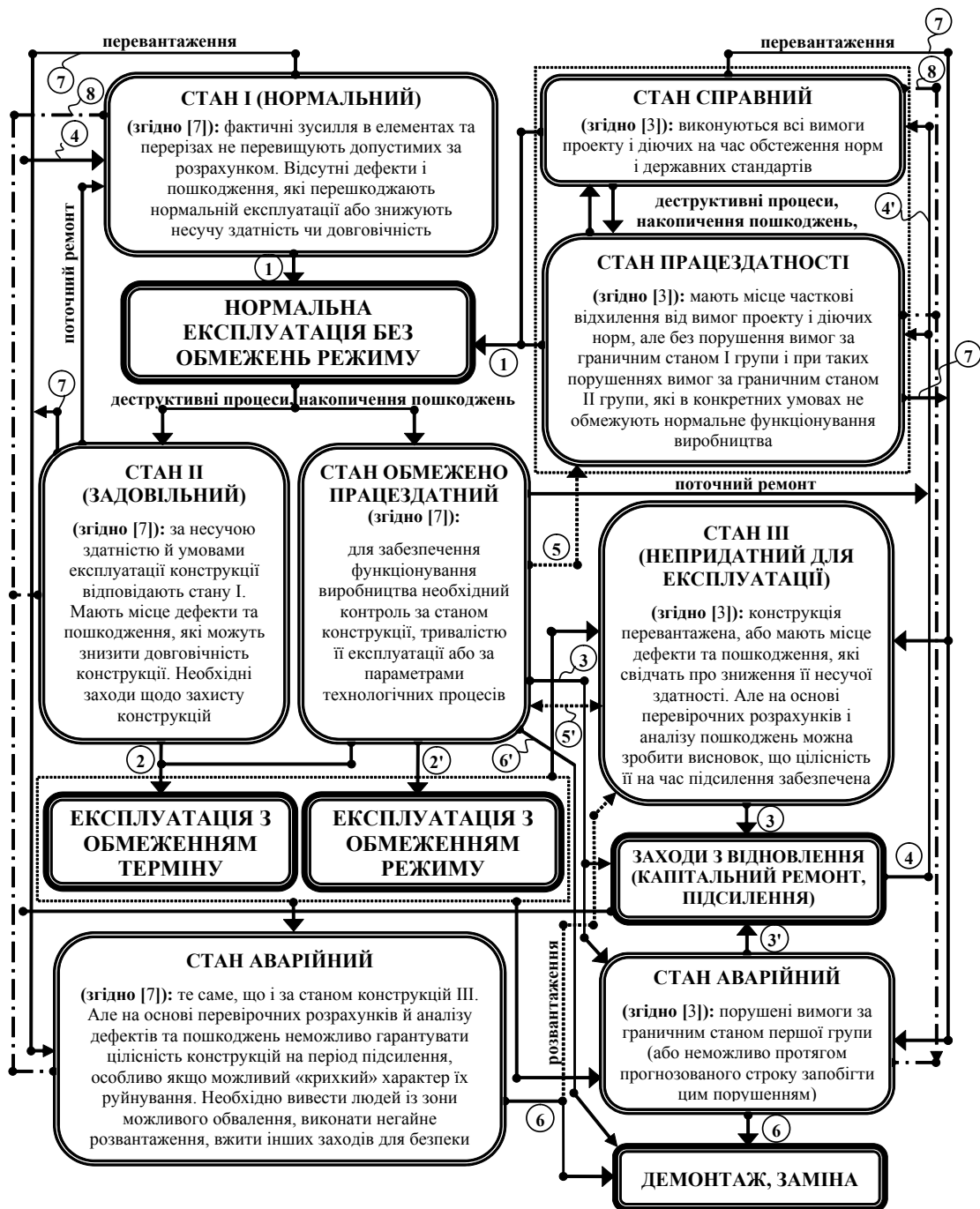


Рисунок 2 — Структурно-логічна схема життєвого циклу об'єктів будівництва в термінах та визначеннях чинних нормативних документів [7, 3].

Підсумовуючи проведений аналіз нормативних документів та літературних джерел з питань технічної експлуатації та оцінювання технічних станів будівельних конструкцій, будівель та споруд, можна зробити висновок, що в процесі експлуатації об'єкти будівництва переходять зі стану в стан внаслідок впливу деструктивних процесів, фізичного зношування, зміни навантажень, з одного боку, та проведення заходів з підвищення експлуатаційної придатності (капітальних, поточних ремонтів, підсилення, реконструкції тощо (рис. 2) з іншого. При цьому, зниження експлуатаційних властивостей конструкції на протязі її життєвого циклу може відбуватися поступово внаслідок накопичення дефектів та пошкоджень (деструктивних процесів). В цьому разі буде спостерігатися поступове погіршення технічного стану: «нормальний» → «задовільний» → «непридатний для експлуатації» →

«аварійний» (за нормами [7]), або «справний» → «працездатний» → «обмежено працездатний» → «аварійний» (за нормами [3]). З іншого боку, при перевантаженні конструкції може відбутися раптова зміна її технічного стану: «нормальний» чи «задовільний» → «непридатний для експлуатації», або «аварійний» та «справний», «працездатний» → «обмежено працездатний», «аварійний» (див. поз. «7», рис. 2).

Слід також звернути увагу, що відсутність в конструкціях на момент обстеження ознак аварійного чи непридатного для експлуатації технічного стану (невиконання вимог не перевищення граничних станів, відсутність дефектів та пошкоджень) сама по собі не може слугувати об'єктивною оцінкою безвідмовності, про що свідчить аналіз аварійних обвалень об'єктів будівництва [6]. Так, допущення помилок при проектуванні, наприклад, невідповідність прийнятої розрахункової схеми дійсній роботі конструкції може навіть в початковий період експлуатації (при відсутності дефектів та експлуатаційних пошкоджень) призвести до аварійного обвалення, наприклад, при реалізації граничних розрахункових значень тимчасових розрахункових навантажень (снігового, вітрового або корисного). Хоча при менших рівнях завантаження візуальних відхилень від параметрів нормального чи задовільного стану не спостерігається. При цьому перевірочний розрахунок на дію повного розрахункового навантаження може свідчити про забезпечення вимог норм за рахунок невідповідності моделі, за якою виконується перевірочний розрахунок, дійсній роботі конструкції. Тоді стан конструкцій, оцінений як «нормальний» чи «задовільний», фактично є «аварійним» (див. поз. «8», рис. 2). Таким чином, оцінка технічного стану будівельних конструкцій за візуальними ознаками носить досить суб'єктивний характер.

Висновки. Проведений огляд вимог діючих нормативних документів щодо визначення технічного стану будівельних конструкцій приводить до наступних висновків:

- немає чіткого, науково обґрунтованого визначення кількості та назви технічних станів;
- віднесення до одного з технічних станів виконується, як правило, методом експертних оцінок на підставі кількісних показників дефектів та пошкоджень, тобто відсутній розрахунковий метод визначення технічного стану;
- технічний стан будівлі (споруди) у цілому визначається за найгіршим технічним станом усієї сукупності несучих та огорожуючих конструкцій. Це в цілому ряді випадків (статично невизначена система, другорядність роботи огорожуючих конструкцій тощо) призводить до неправомірного заниження технічного стану системи будівлі в цілому.

Експлуатація будівельних конструкцій, будівель та споруд ґрунтується на прийнятті рішень в умовах ймовірнісної (статистичної) невизначеності — відсутності повної інформації про об'єкт (наприклад, коли відома множина станів $X = \{x, y, z, \dots\}$, в яких може знаходитись об'єкт, але невідомо, в якому саме стані він знаходиться або буде знаходитись в майбутньому, при цьому розподіл ймовірностей на множині станів X можна вважати відомим). Тому в якості інструменту для вирішення задач прийняття рішень, пов'язаних із забезпеченням конструктивної безпеки та надійної експлуатації об'єктів будівництва, доцільно застосовувати теорію ризиків. Страхування технічних ризиків може слугувати ефективним економічним механізмом забезпечення якості будівельної продукції та регулювання питань безпечної експлуатації будівель та споруд.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий: атлас схем и чертежей / А.И. Мальганов, В.С. Плевков, А.И. Полищук. — Томск : Том. ун-т, 1990. — 456 с.
2. ГОСТ 20911–89. Техническая диагностика. Термины и определения. — М. : ГК СССР по управлению качеством продукции и стандартам. — 1989. — 13 с.
3. ДБН 362–92 Оцінка технічного стану сталевих конструкцій виробничих будівель і споруд, що знаходяться в експлуатації. — Введ. 1992–03–15. — К. : Держбуд України, 1992. — 45 с.
4. ДБН В.1.2-14-2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ [Текст]. Введ. 2009–12–01. — К. : Мінрегіонбуд України, 2009. — 37 с.
5. Лычев А.С. Надежность строительных конструкций / А.С. Лычев. - М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2008. - 184 с.
6. Матвеюшкин, С.А., Алексеева, Е.Л. Управление риском, контроль и мониторинг при обеспечении безопасной эксплуатации зданий и сооружений / С.А. Матвеюшкин, Е.Л. Алексеева // Предотвращение аварий зданий и сооружений: сб. науч. тр. — Вып. 7. — Магнитогорск : ООО «МиниТип», 2007. — С. 41–46.
7. Нормативні документи з питань обстежень, паспортизації, безпечної та надійної експлуатації виробничих будівель і споруд. Затверджені спільним наказом Державного комітету будівництва, архітектури та житлової політики України та Держнаглядохоронпраці України від 27 листопада 1997 р. за № 32/288.

8. Перельмутер А. В. Избранные проблемы надежности и безопасности строительных конструкций [Текст] / А. В. Перельмутер. — Изд. 2-е, перераб. и доп. — К. : Изд-во УкрНИИпроектстальконструкция, 2000. — 216 с.
9. Пособие по проектированию усиления стальных конструкций (к СНиП II-23-81*) [Текст]. Введ. 1987—10—22 / УкрНИИпроектстальконструкция. — М. : Стройиздат, 1989. — 159 с.
10. Рекомендации по обследованию и методике оценки технического состояния стальных конструкций производственных зданий [Текст]. — М. : ЦНИИпроектстальконструкция, 1987. — 50 с.
11. Рекомендации по оценке состояния и усилению строительных конструкций промышленных зданий и сооружений [Текст] / НИИСК. — М. : Стойиздат, 1989. — 104 с.
12. Рекомендации по оценке надежности по внешним признакам [Текст]. — М. : ЦНИИПромзданий, 1989.
13. Семко О.В. До аналізу ризиків помилкової діагностики при обстеженні несучих будівельних конструкцій / О.В. Семко, О.П. Воскобойник // Сб. науч. тр.: Строительство. Материаловедение. Машиностроение. — Дн-ск: ПГАСА, 2008. — Вып. 47. — С. 573—578.

Отримано 11.04.2011

Е. П. ВОСКОБОЙНИК

СТРУКТУРНО-ЛОГИЧЕСКИЙ АНАЛИЗ ВЗАИМОСВЯЗИ МЕЖДУ КАТЕГОРИЯМИ ТЕХНИЧЕСКИХ СОСТОЯНИЙ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Полтавский национальный технический университет имени Юрия Кондратюка

В статье проведен структурно-логический анализ взаимосвязи между категориями технических состояний строительных конструкций, зданий и сооружений, а также процесса изменения показателей их эксплуатационной пригодности (качества) на протяжении жизненного цикла. Эксплуатация строительных конструкций, зданий и сооружений основана на принятии решений в условиях вероятностной (статистической) неопределенности. Поэтому в качестве инструмента принятия решений, связанных с обеспечением конструктивной безопасности и надежной эксплуатации объектов строительства, целесообразно применять теорию рисков. Страхование технических рисков может служить эффективным экономическим механизмом обеспечения качества строительной продукции и регулирования вопросов безопасной эксплуатации зданий и сооружений.

строительные конструкции, эксплуатируемые здания и сооружения, дефекты, повреждения, техническое состояние

O. P. VOSKOBIINYK

STRUCTURAL LOGICAL ANALYSIS OF TECHNICAL CONDITIONS RELATIONS OF BUILDING STRUCTURES

Poltava National Technical University named after Yuri Kondratyuk

The article is devoted to structural-logical analysis of interrelation between the categories of the technical states of building structures, buildings and engineering constructions, and also the process of index changing of their operation ability (qualities) during a life cycle. Exploitation of building structures, buildings and engineering constructions is based on making decision in the conditions of probabilistic (statistical) uncertainty. Therefore as an instrument of making decision is related to providing of structural safety and reliable exploitation of building objects, it is expedient to apply the theory of risks. Insurance of technical risks can serve as an effective economic mechanism of providing the quality of building products and adjusting questions of safe exploitation of buildings and engineering structures.

building construction, structures, put into service, defects, damages, technical conditions

Воскобійник Олена Павлівна — кандидат технічних наук, докторант кафедри конструкцій із металу, дерева і пластмас Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка. Старший науковий співробітник. Наукові інтереси: розвиток методики оцінки надійності елементів будівельних конструкцій. Оцінка технічного стану та проектування сталезалізобетонних конструкцій. Участь в розробці будівельних норм проектування.

Воскобойник Елена Павловна — кандидат технических наук, докторант кафедры конструкций из металла, дерева и пластмассы Полтавского национального технического университета имени Юрия Кондратюка. Старший научный сотрудник. Научные интересы: развитие методики оценки надежности элементов строительных конструкций. Оценка технического состояния и проектирование сталежелезобетонных конструкций. Участие в разработке строительных норм проектирования.

Voskobiinyk Olena — Ph. D. (technical), working for doctor's degree at the department of metallic, timber and plastic constructions of the Poltava National Technical University named after Yuri Kondratyuk. Senior research worker. Scientific interests: development of method of reliability estimations of building constructions elements. Determination of the technical state and design of steel and reinforced concrete composite structures. Participation in development of building norms of design.

УДК 691.32

Д. Н. КОРОТКИХ^а, А. Г. КЕСАРИЙСКИЙ^б

^аРоссия, Воронежский государственный архитектурно-строительный университет, ^бУкраина, ООО
«Лаборатория комплексных технологий»

ИССЛЕДОВАНИЕ МЕТОДОМ ЛАЗЕРНОЙ ГОЛОГРАФИЧЕСКОЙ ИНТЕРФЕРОМЕТРИИ ПРОЦЕССА ТРЕЩИНООБРАЗОВАНИЯ ПРИ РАЗРУШЕНИИ ВЫСОКОПРОЧНЫХ БЕТОНОВ¹

Методом лазерной голографической интерферометрии анализируется механизм деформирования высокопрочных бетонов различного уровня сопротивления разрушению под нагрузкой. Для высокопрочных бетонов данный метод применен в условиях испытания образцов на изгиб. При таком виде нагружения становится возможным заранее «назначить» зону развития процесса разрушения, упростить анализ интерферограмм, выявить явные закономерности деформирования и разрушения бетона. На основе сопоставления результатов исследования процессов деформирования и разрушения высокопрочных бетонов методами лазерной голографической интерферометрии, полных равновесных диаграмм деформирования, акустической эмиссии уточняются закономерности деструктивных процессов в бетонах под нагрузкой.

группы высокопрочных бетонов, процесс деформирования, лазерная голографическая интерферометрия

Раскрытие обобщенных закономерностей деформирования и разрушения высокопрочных бетонов различного уровня сопротивления разрушению является проблемным вопросом. Его разрешение имеет практическое значение для задач как материаловедов-технологов (синтез и конструирование структур бетонов с высоким сопротивлением разрушению, разработка на этой основе технологических условий производства), так и расчетчиков-конструкторов (учет особых закономерностей деформирования и разрушения материала, поведения их во времени) [1].

Исследование механизмов разрушения необходимо для понимания процессов разрушения, что дает возможность выявить параметры структуры материала, определяющие его сопротивление разрушению [2–7]. Поскольку основная масса строительных композитов относится к материалам с преобладанием упругих свойств, наибольший интерес исследователей вызывает хрупкий тип разрушения [8–10].

В общей постановке проблемы развития теории и технологии высокопрочных бетонов следует опираться на всю широкую их номенклатуру, отвечающую условиям различного назначения и применения. По критерию предела прочности при сжатии их можно условно подразделить на 4 большие группы: I — рядовые бетоны (с прочностью до 40 МПа), имеющие самый массовый спрос и потребление на строительном рынке; II — высокопрочные бетоны (40–80 МПа), широко применяемые в строительстве высотных зданий и сооружений; III — особо высокопрочные бетоны (80–120 МПа) ограниченного применения для конструкций зданий и сооружений повышенной ответственности и большого ресурса эксплуатации; IV — сверхвысокопрочные бетоны (более 120 МПа) специального назначения [11].

Каждая группа бетонов обладает отличительными характеристиками структуры, что предопределяет различия в механике проявления свойств материалом и соответственно различие в научно-инженерных подходах к формированию структуры бетонов и их технологии [12].

Для исследования напряженно-деформированного состояния бетона, интерес представляют лазерно-интерференционные методы, такие как голографическая интерферометрия и спекл-

¹ Публикация подготовлена при научных консультациях академика РААСН Е.М. Чернышова. Подготовлено по результатам исследований, поддержанных РААСН (пункт 2.4.8 тематического плана 2010 г.).

интерферометрия. К достоинствам этих методов относят то, что прямые и прецизионные измерения проводятся одновременно по всей исследуемой поверхности и могут выполняться на телах любой геометрической формы. Указанные методы являются бесконтактными и безынерционными, что позволяет проводить эксперименты в широком диапазоне статических и динамических нагрузок, регистрируя поля перемещений в диапазоне 0,1–100 мкм, а при незначительном усложнении техники эксперимента и в более широких пределах [13, 14].

Наряду с высокой чувствительностью, методы лазерной интерферометрии отличает широкая гамма задач, решаемых с их применением, к числу которых можно отнести изучение собственных деформаций бетона [15], выявление силовых трещин [16]. Применение этого метода для исследований процесса разрушения различных бетонов при сжатии уже доказало свою эффективность [13, 17]. Для высокопрочных бетонов интерес представляет применение метода лазерной голографической интерферометрии при испытании образцов на изгиб (рис. 1). При таком виде нагружения становится возможным заранее «назначить» зону развития процесса разрушения, упростить анализ интерферограмм, выявить действительно явные закономерности деформирования и разрушения бетона.

Для каждой из рассмотренных выше групп бетонов выполнялся анализ интерферограмм, полученных методом двойной экспозиции при ступенчатом нагружении образцов бетона. Главной задачей такого анализа являлась оценка особенностей деформирования под нагрузкой бетонов различных групп прочности, свойства которых представлены в таблице 1 [1].

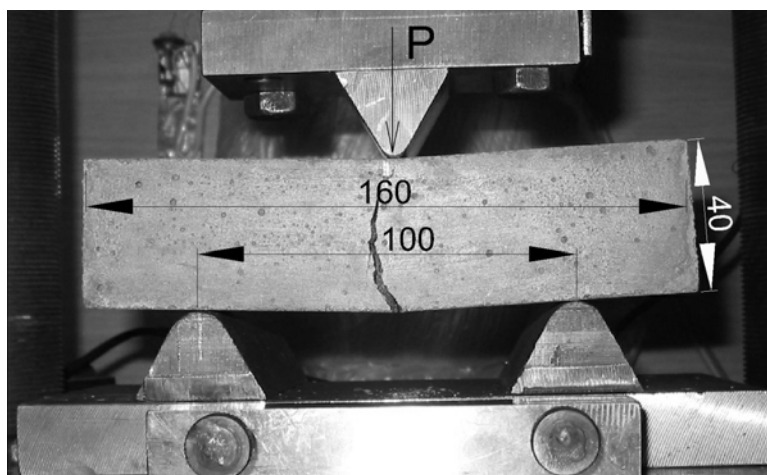


Рисунок 1 — Схема нагружения образцов.

Таблица 1 — Свойства и параметры процесса разрушения высокопрочных бетонов типичных структур

Свойства и характеристики процесса разрушения	Значения свойств и характеристик для бетонов:			
	I-й группы	II-й группы	III-й группы	IV-й группы
Предел прочности при сжатии, $R_{сж}$, МПа	33...38	48...54	80...90	120...130
Предел прочности на растяжение при изгибе, $R_{изг}$, МПа	4,7...4,9	5,7...6,2	9,2...10,1	10,5...11,2
Модуль упругости, E , МПа · 10 ³	32...35	39...41	43...46	48...52
Вязкость разрушения, K_{Ic} , МН/м ^{3/2}	0,85...0,95	1,0...1,1	0,9...1,0	0,7...0,8
Коэффициент Пуассона, ν	0,20...0,21	0,18...0,19	0,16...0,17	0,14...0,15
Предельная растяжимость, ϵ , мм/м	1,1...1,2	1,2...1,3	0,85...0,9	0,7...0,8
Удельная энергия разрушения, G_{Ic} , Дж/м ²	75	104,1	266,2	280

При регистрации интерферограмм по методу двойной экспозиции (см. рис. 2) излучение лазера 1 через затвор 2 поступает на зеркала 3 и 4. При помощи микрообъектива 5 и коллимирующей линзы 6 лазерное излучение освещает исследуемую поверхность объекта 7, проходя через голографическую фотопластинку 8. Оси коллимированного пучка и оптическая ось регистратора изображений 9 восстановленных интерферограмм, устанавливались так, чтобы нормаль к центру исследуемой поверхности образца соответствовала биссектрисе угла между ними, что обеспечивало максимальную чувствительность измерительной схемы к нормальной компоненте вектора перемещений. В процессе исследования после установки фотопластинки 8 открывался затвор 2 и регистрировалось исходное состояние исследуемой поверхности объекта 7. Затем к бетонному образцу прикладывали нагрузку, после чего затвор 2 открывался повторно на время, соответствующее первой экспозиции, а далее фотопластинка извлекалась и подвергалась химической обработке [13].

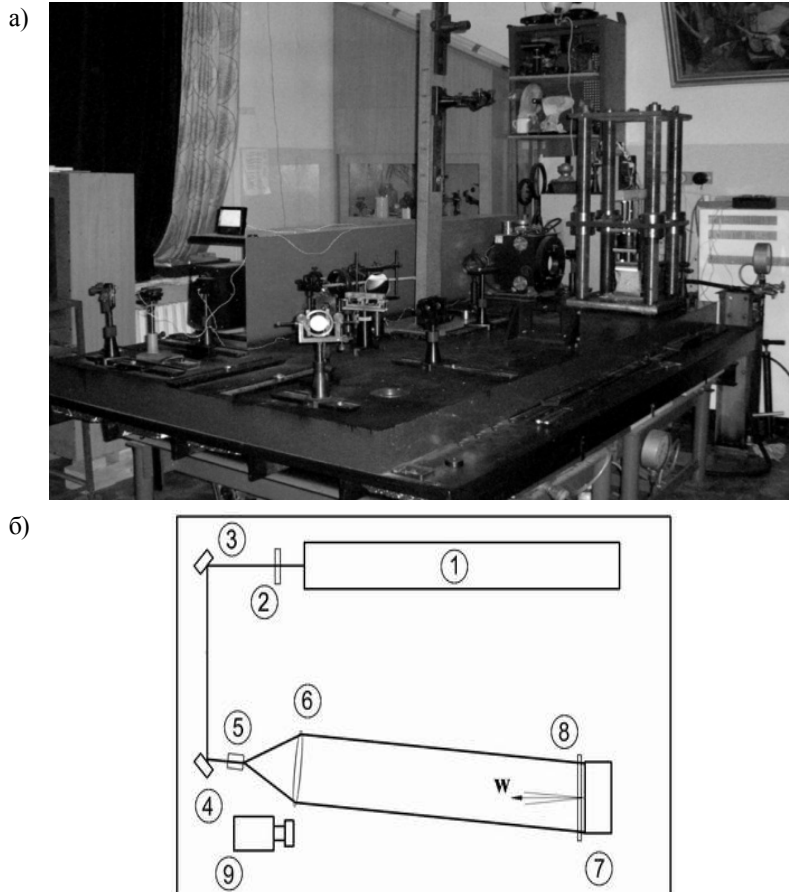


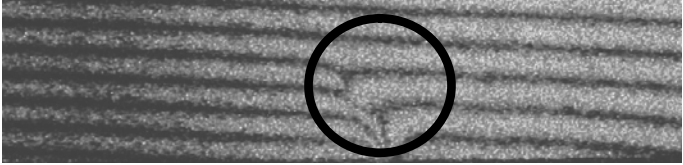
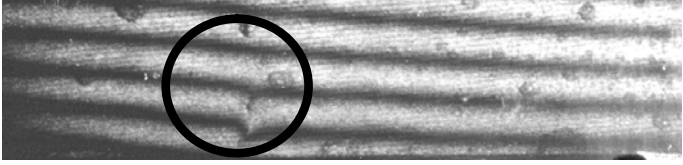
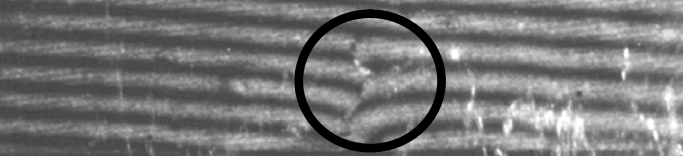
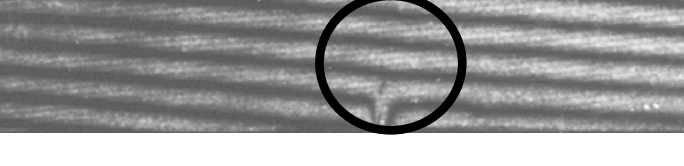
Рисунок 2 — Лазерно-интерференционная установка (а) и схема регистрации интерферограмм двойной экспозиции (б) (см. пояснения в тексте).

Методика количественного анализа основывалась на использовании схемы регистрации поля нормальных перемещений, в соответствии с которой цена интерференционной полосы составляет половину длины волны применяемого лазерного излучения [18, 13]. Для практической реализации этой методики каждую из светлых полос описывали набором точек, содержащих информацию о ее координатах в плоскости образца и номера полосы.

Момент образования трещины для бетонов I-й и II-й групп приходится на уровень напряжений σ/R равный 0,5...0,6, а для бетонов III-й и IV-й групп — σ/R составляет 0,6...0,7 (таблица 2), что соотносится с результатами исследований по кинетике накопления повреждений в структуре бетона методом акустической эмиссии [19].

С увеличением нагрузки фиксируется рост трещин по месту наибольших деформаций образцов для всех групп бетонов. Однако для бетонов III-й и особенно IV-й группы процесс дальнейшего разрушения носит более сложный характер. Так, для таких бетонов имеет место возникновение не одной трещины по месту наибольших деформаций, а нескольких трещин вблизи локализованной области предразрушения, которые затем способны закрываться (рис. 3 а) и б)).

Таблица 2 — Характеристика величин относительных напряжений в момент образования трещины

Группы бетонов	Интерферограммы, отображающие момент образования первой трещины	Относительный уровень напряжений образования трещины σ/R
I		0,52...0,62
II		0,50...0,62
III		0,60...0,67
IV		0,63...0,70

Поле поверхностных деформаций при этом является более разнородным по масштабу перемещений точек поверхности образца относительно друг друга (рис. 3в). Наибольшие деформации в этот момент характерны для фронта продвигающейся трещины, которая раскрывается как по типу нормального отрыва, так и по типу относительного сдвига (рис. 4).

Высокая прочность цементного камня, минимальная его пористость, совершенство контактной зоны позволяют реализовать тип разрушения, при котором происходит как разрыв матричного материала, так и крупного заполнителя (гранитного щебня), а также мелкого заполнителя (кварцевого песка) на всем пути движения трещины.

Метод лазерной голографической интерферометрии обладает значительной информативностью, позволяет идентифицировать пределы начала процесса трещинообразования бетонов, наблюдать общий характер локализованных поверхностных деформаций бетона под нагрузкой, достоверно моделировать и количественно оценивать процесс деформирования материала в развитии. В совокупности с другими методами исследования процесса накопления повреждений в структуре бетона, его деформирования, выявления общих закономерностей разрушения высокопрочных бетонов может дать основу для синтеза и конструирования таких их структур, которые способны обеспечить высокие значения не только предела прочности при сжатии, модуля упругости, но и вязкости разрушения, предела прочности при растяжении, изгибе, и в целом высокий потенциал сопротивления разрушению материала. Так, сопоставление экспериментальных данных о закономерностях деформирования и разрушения бетонов различных групп прочности, полученных методами лазерной голографической интерферометрии, полных равновесных диаграмм деформирования [1, 20–23], акустической эмиссии [19, 24] позволяют констатировать факт, что значительное увеличение предела прочности при сжатии (троекратного) не сопровождается существенным ростом других важнейших характеристик сопротивления разрушению (таблица 1, рис. 5); наблюдается заметное повышение степени хрупкости бетона с ростом предела прочности его на сжатие.

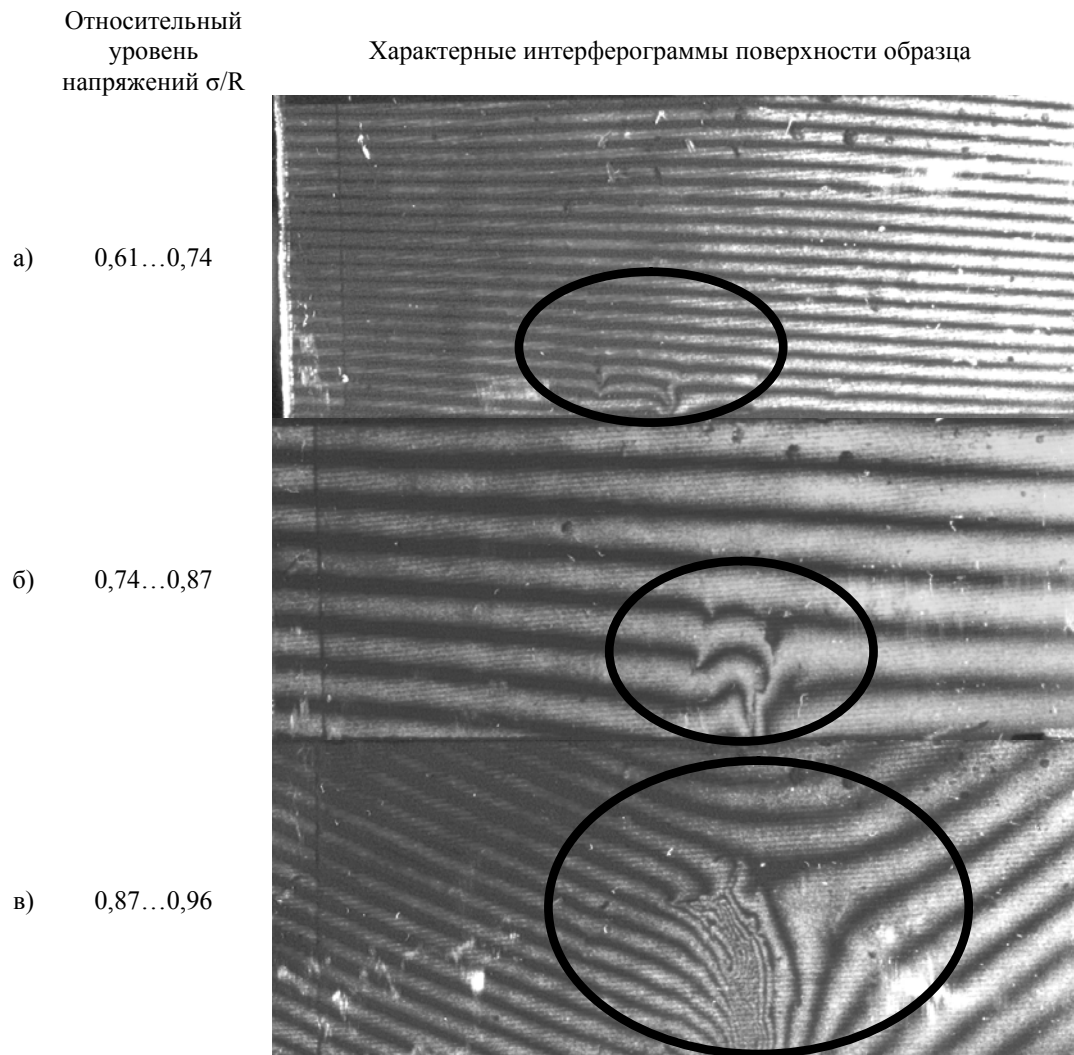


Рисунок 3 — Характерные интерферограммы поверхности образца IV-й группы для различного уровня относительных напряжений а), б), в).

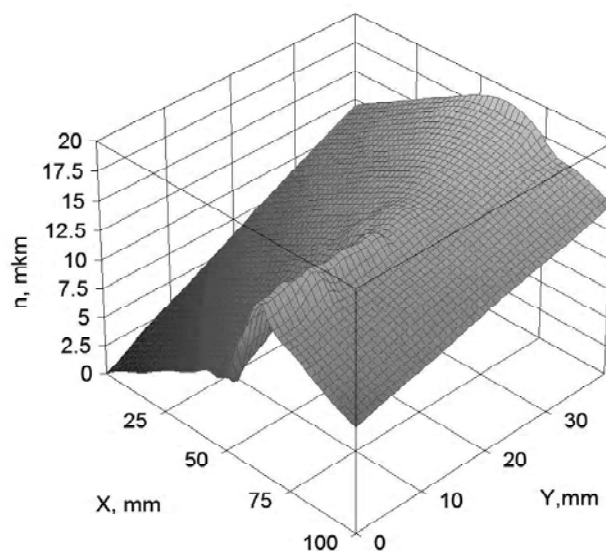


Рисунок 4 — Поле поверхностных перемещений образца IV-й группы при уровне относительных напряжений $\sigma/R = 0,96$.

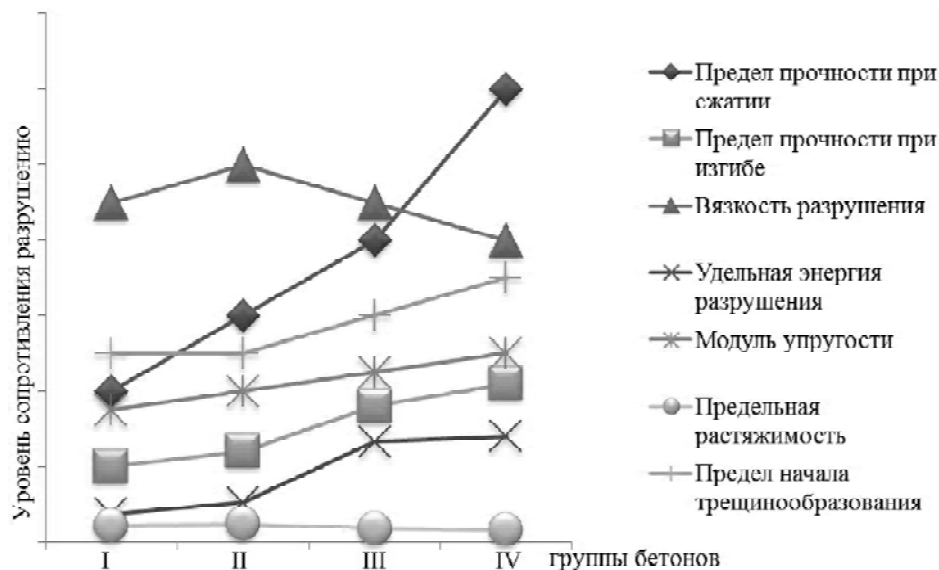


Рисунок 5 — Характер изменения показателей сопротивления разрушению бетонов.

Научно-обоснованное применение совокупности указанных методов может дать подробную информацию не только об уровне механических свойств бетонов, характеризующих разрушение как конечный акт, но и охарактеризовать сам процесс деформирования и хрупкого разрушения бетона.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Коротких Д.Н., Ушаков А.В. Характеристика показателей разрушения высокопрочных бетонов на основе анализа полных равновесных диаграмм их деформирования // Вестник Центрального регионального отделения Российской академии архитектуры и строительных наук. — Воронеж: РААСН, ВГАСУ, 2011. — С. 76-89.
2. Макридин Н.И. Природа конструкционной прочности цементных бетонов : дис. ... докт. техн. наук. / Николай Иванович Макридин. — Пенза, 1998. — 368 с.
3. Слепян Л. И., Троянкина Л. В. Теория трещин: Основные представления и результаты. — Л. : Судостроение, 1976. — 44 с.
4. Зайцев Ю. В., Ковлер К. А., Красновский Р. О., Кроль И. С., Тахер М. Трещиностойкость бетонов с различной степенью неоднородности структуры // Бетон и железобетон, 1989. — № 11. — С. 25–27.
5. Финкель В.М. Физические основы торможения разрушения. — М. : Металлургия, 1977. — 360 с.
6. Работнов Ю.Н. Проблемы механики деформируемого твердого тела. — М. : Наука, 1991. — 194 с.
7. Гордон Дж. Почему мы не проваливаемся сквозь пол. — М. : Мир, 1971. — 272 с.
8. Работнов Ю.Н. Механика деформируемого твердого тела. — М. : Наука, 1988. — 712 с.
9. Ленг Ф.Ф. Разрушение композитов с дисперсными частицами в хрупкой матрице // Композиционные материалы: В 8 т. / Т. 5. Разрушение и усталость: Ред. Л. Браутман — М. : Мир, 1978. — С. 11–57.
10. Мосесов М.Д., Попов В.П., Воробьев В.А. Исследование кинетики процесса разрушения бетона // Надежность и качество железобетонных конструкций: Межвуз. сб. ст. — Куйбышев, 1977. — С. 83–85.
11. Чернышов Е.М., Коротких Д.Н. Высокотехнологичные высокопрочные бетоны: вопросы управления их структурой. Современные проблемы строительного материаловедения и технологии: Мат. межд. конгресса «Наука и инновации в строительстве», Т. 1. — 2008, кн. 2. — С. 616–620.
12. Баженов Ю.М., Демьянова В.С., Калашников В.И. Модифицированные высококачественные бетоны. — изд. АСВ; 2006. — 368 с.
13. Кондращенко В.И., Кесарийский А.Г., Кондращенко Е.В., Гребенников Д.А. Особенности поведения ротационного и вибрационного бетона под нагрузкой // Вісник Донбаської національної академії будівництва та архітектури. — № 3. — 2010. — С. 90–99.
14. Островский Ю.И., Щепинов В.П., Яковлев В.В. Голографические интерференционные методы измерения деформаций. — М. : Наука, 1988. — 248 с.
15. Цилосани З.Н., Далакишвили Г.Л., Какичашвили Ш.Д. Исследование собственных деформаций силикатного композитного материала (бетона) методом голографической интерферометрии // Механика и технология композитных материалов / Труды II конференции. Варна : 1979. — С. 550–553.
16. Нижарадзе М. Д. Деформация растяжения бетона к моменту выявления силовых трещин методом голографической интерферометрии : дис.... канд. техн. наук. — Тбилиси : Грузинский политехн. ин-т, 1988. — 144 с.

17. Кесарийский А.Г., Кондращенко В.И., Гребенников Д.А., Гузенко С.В. Исследование деформационных характеристик бетонных образцов лазерно-интерференционными методами // Вестник гражданских инженеров СПбГАСУ. — № 4. — 2009. — С. 154–159.
18. Вест Ч. Голографическая интерферометрия: Пер. с англ. — М.: Мир, 1982. — 504 с.
19. Коротких Д.Н., Ушаков И.И., Ушаков С.И., Чернышов Е.М. Иерархия трещинообразования и многоуровневое дисперсное армирование структуры бетона / Вестник ОГАСА, Вып. 39. — Т 2. — Одесса, 2010. — С. 4–13.
20. Акчурин Т.К., Ушаков А.В. Теоретические и методологические вопросы определения характеристик трещиностойкости бетона при статическом нагружении. — Волгоград, 2005. — 407 с.
21. Зайцев Ю.В., Леонович С.Н. Прочность и долговечность конструкционных материалов с трещиной. — Минск, 2010. — 362 с.
22. Ушаков А.В., Акчурин Т.К. Методика графического выделения диаграмм упругого $R_y(f)$ и диссипативного $R_d(f)$ сопротивлений бетона из восходящей ветви диаграммы деформирования $R(f)$ // Социально-экономические и технологические проблемы развития строительного комплекса и жилищно-коммунального хозяйства региона / Материалы Всероссийской.н.-т. конф. — Волгоград, 2006. — Ч. 1. — С. 17–24.
23. Шевченко В.И. Применение методов механики разрушения для оценки трещиностойкости и долговечности бетона. — Волгоград, 1988. — 110 с.
24. Коротких Д.Н. Дисперсное армирование структуры бетона при многоуровневом трещинообразовании // Строительные материалы. — № 3. — 2011. — С. 96–99.

Получено 25.04.2011

Д. М. КОРОТКИХ^а, О. Г. КЕСАРИЙСКИЙ^б
ДОСЛІДЖЕННЯ МЕТОДОМ ЛАЗЕРНОЇ ГОЛОГРАФІЧНОЇ ІНТЕРФЕРО-
МЕТРІЇ ПРОЦЕСУ ТРИЩИНООУТВОРЕННЯ ПРИ РУЙНУВАННІ ВИСОКОМІ-
ЦНИХ БЕТОНІВ

^аРосія, Воронежський державний архітектурно-будівельний університет, ^бУкраїна, ТОВ
«Лабораторія комплексних технологій»

Методом лазерної голографічної інтерферометрії аналізується механізм деформування високоміцних бетонів різного рівня опору руйнуванню під навантаженням. Для високоміцних бетонів даний метод застосовано в умовах випробування зразків на вигин. При навантаженні такого типу стає можливим заздалегідь «призначити» зону розвитку процесу руйнування, спростити аналіз інтерферограм, виявити явні закономірності деформування та руйнування бетону. На основі співставлення результатів дослідження методами лазерної голографічної інтерферометрії процесів деформування і руйнування високоміцних бетонів, повних рівноважних діаграм деформування, акустичної емісії, уточнюються закономірності деструктивних процесів у бетонах під навантаженням.

групи високоміцних бетонів, процес деформування, лазерна голографічна інтерферометрія

D. N. KOROTKIKH^a, A. G. KESARIYSKIY^b
RESEARCH OF THE PROCESS OF CRACKING AT DESTRUCTION OF HIGHLY
DURABLE CONCRETES WITH A METHOD OF LASER HOLOMETRY

^aRussia, Voronezh State Architectural Engineering University, ^bUkraine, «Laboratory of complex technologies» ltd.

The method of laser holometry is analysing the mechanism of deformation of highly durable concretes of different levels of resistance to destruction on-loading. For highly durable concretes this method is applied in the conditions of a bend sample testing. With a such type of loading it becomes possible to «appoint» the area of development of process of destruction beforehand, simplify the analysis of interferograms, expose obvious conformities to law of deformation and destruction of concrete. On the basis of comparison of research results of processes of deformation and destruction of highly durable concretes with the methods of laser holometry, completed equal diagrams of deformation, acoustic emission, conformities to law of destructive processes in concretes on-loading are specified.

groups of highly durable concretes, process of deformation, laser holometry

Коротких Дмитро Миколайович — кандидат технічних наук, доцент кафедри технології будівельних виробів і конструкцій, докторант Воронежського державного архітектурно-будівельного університету. Наукові інтереси: структуроутворення, механіка прояву властивостей високоміцних бетонів.

Кесарійський Олександр Георгійович — кандидат технічних наук, провідний інженер ТОВ «Лабораторія комплексних технологій». Наукові інтереси: розробка та застосування лазерно-інтерференційних методів та засобів для оптимізації технологічних процесів виготовлення конструкційних матеріалів, деталей, вузлів. Аналіз працездатності виробів машинобудування та технічних споруд методами голографічної та спекл-інтерферометрії.

Коротких Дмитрий Николаевич — кандидат технических наук, доцент кафедры технологии строительных изделий и конструкций, докторант Воронежского государственного архитектурно-строительного университета. Научные интересы: структурообразование, механика проявления свойств высокопрочных бетонов.

Кесарийский Александр Георгиевич — кандидат технических наук, ведущий инженер ООО «Лаборатория комплексных технологий». Научные интересы: разработка и применение лазерно-интерференционных методов и средств для оптимизации технологических процессов изготовления конструкционных материалов, деталей, узлов. Анализ работоспособности изделий машиностроения и технических сооружений методами голографической и спекл-интерферометрии.

Korotkikh Dmitry — Ph.D. (Engineering), working for doctor's degree at Voronezh State University of Architecture and Civil Engineering. Scientific interests: structure formation, the mechanics of manifestation of the properties of high-strength concrete.

Kesariyskiy Oleksandr — Ph.D. (Engineering), the leading engineer of the Laboratory of Complex Technologies Ltd. Scientific interests: working out and application of laser- interferometry methods and devices for technological processes of optimization of constructional materials, details, units. The analysis of efficiency of mechanical engineering products and technical constructions by holographic and speckle-interferometry methods.

УДК 539.42; 624.078

Г. Э. ОКОЛЬНИКОВА

Московский государственный открытый университет

АНАЛИЗ РАБОТЫ НАГЕЛЬНЫХ СОЕДИНЕНИЙ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С ПОЗИЦИЙ МЕХАНИКИ РАЗРУШЕНИЯ

В статье произведен анализ напряженно-деформированного состояния, возникающего в среднем деревянном элементе двухсрезного нагельного соединения на металлических накладках с позиций механики разрушения, рассмотрены механизмы развития трещин в древесине при различных углах между направлением действующего усилия и направлением волокон древесины, определены значения коэффициентов интенсивности напряжений для древесины сосны, построены графические зависимости между коэффициентами интенсивности напряжений для различных моделей раскрытия трещин. **механика разрушения, коэффициент интенсивности напряжений, вязкость разрушения, трещиностойкость, модель раскрытия трещин, напряженно-деформированное состояние, древесина, нагельные соединения, нормальный отрыв, поперечный сдвиг, смешанный тип нагружения**

С давних времен древесина являлась важным материалом, используемым человеком для строительства. В настоящее время, несмотря на широкое распространение различных конструкционных материалов из пластмасс, древесина не утратила своего значения благодаря ее уникальным свойствам: высокие прочность и жесткость, малый удельный вес и низкая теплопроводность, стойкость к агрессивным средам и излучениям, способность гасить вибрацию и поглощать энергию ударных нагрузок, эстетичный вид, легкость обработки и склеивания. Цельную и клееную древесину широко применяют для изготовления строительных конструкций и деталей, шпал, крепи для горнорудной промышленности, спортивного инвентаря, мебели и т. д. Кроме того, древесина, в отличие от многих других конструкционных материалов, обладает возобновляемой сырьевой базой и более низкой энергоемкостью при ее заготовке и обработке. Это делает ее вполне конкурентоспособной в условиях ограниченности природных ресурсов Земли.

Наряду с перечисленными достоинствами древесина обладает и рядом недостатков: одним из них (наиболее существенным) является наличие дефектов и повреждений в виде трещин, связанных с воздействием причин силового или технологического характера. При проектировании новых конструкций из цельной и клееной древесины и их усилении влияние этих недостатков приходится учитывать путем повышения коэффициента запаса прочности, в результате чего увеличивается их материалоемкость. Поэтому одной из первоочередных задач, стоящих перед учеными и исследователями, является изучение причин возникновения трещин, разработка способов их диагностики и контроля, а также способов повышения трещиностойкости элементов конструкций из цельной и клееной древесины.

Изучением процессов образования и развития трещин в конструкциях занимается механика разрушения. В последние годы многие базовые принципы механики разрушения успешно применены к металлическим и бетонным конструкциям, в результате чего в России вышли нормативные документы [1] и [2]. Появились аналогичные нормативные документы и за рубежом. Что же касается древесины (как цельной, так и клееной), то в России таких документов до сих пор нет, а за рубежом лишь обсуждаются проекты нормативной документации пока только для цельной древесины.

Трещиностойкость древесины изучена слабо, однако исследования в этом направлении ведутся. Среди работ отечественных ученых следует отметить публикации А.С. Фрейдина, Р.Б. Орловича, А.Я. Найчука, М.М. Гаппоева, В.А. Кабанова, А.В. Масалова, Е.М. Знаменского, Л.М. Ковальчука, А.С. Прокофьева, Д.В. Авдякова, С.В. Тутурина, а среди зарубежных - публикации К.Д. Райта,

М. Б. Фонселиуса, П. Дж. Густавсона, Дж. Е. Сроули, В.Ф. Брауна, Х. Дж. Ларсена, Дж. Д. Баррета, Р.О. Фоши, З.Р. Бажанта, А.В. Портера, Дж. Ф. Мерфи.

И хотя было предложено несколько методик для экспериментального определения трещиностойкости цельной и клееной древесины, ни одна из них в нашей стране не стандартизована. Влияние строения древесины, геометрических размеров, времени нагружения на трещиностойкость древесины пород, произрастающих в нашей стране, практически не изучено, а полученных экспериментально численных значений критического коэффициента интенсивности напряжений и критической интенсивности освобождения энергии для первой и второй моделей разрушения недостаточно для их нормирования. Методики контроля трещиностойкости деревянных конструкций с дефектами в виде трещин находятся только в стадии разработки.

Нагельные соединения являются самым распространенным видом соединений деревянных конструкций. Они могут использоваться как в клееных, так и в цельнодеревянных элементах. Нагели применяются при наращивании деревянных элементов (в стыках), при узловых сопряжениях (в узлах стержневых конструкций) и при сплачивании (в составных балках и колоннах).

В нагельном соединении возникают следующие виды напряженно-деформированного состояния:

- Нагель работает на изгиб;
- Древесина нагельного гнезда от деформаций нагеля сминается, причем неодинаково в крайних и средних элементах (вязкий характер работы и разрушения);
- Древесина соединяемых деревянных элементов вдоль волокон работает на скалывание между соседними нагелями и между крайними нагелями и торцами (краями) элемента (хрупкий характер работы и разрушения);
- Древесина соединяемых деревянных элементов поперек волокон работает на раскалывание между соседними нагелями и между крайними нагелями и торцами (краями) элемента (хрупкий характер работы и разрушения).

Автором были произведены кратковременные испытания двухсрезных нагельных соединений с металлическими накладками (рис. 1 и рис. 2). Испытания проводились по схеме нагружения ступенями с периодической нагрузкой и разгрузкой с постоянной скоростью нагружения и разгрузки, в соответствии с [3].

При определении характеристик древесины рассматривают три природные оси анизотропии ствола дерева (рис. 3). Первая из них совпадает с направлением продольной оси (направлением волокон древесины) и обозначается буквой L , вторая ось направлена по радиусу поперечного сечения ствола дерева (радиальное направление R), а третья совпадает с направлением касательной к годичным слоям (тангенциальное направление T).

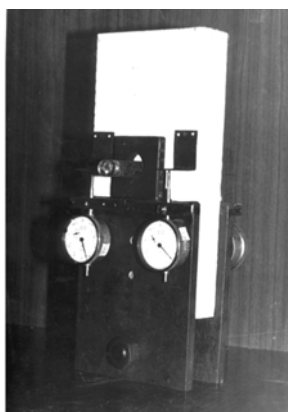


Рисунок 1 — Нагельное соединение с металлическими накладками.

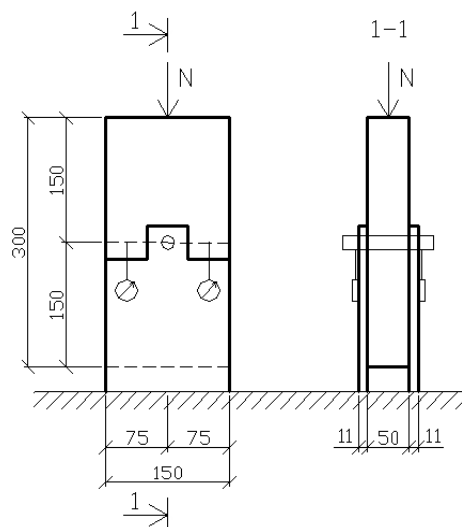


Рисунок 2 — Схема нагельного соединения.

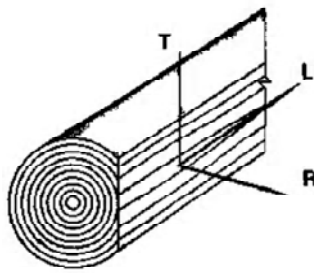


Рисунок 3 — Природные оси древесины.

С позиций механики разрушения в нагельном соединении возникают различные механизмы развития трещин в зависимости от угла α между направлением действующего усилия N и направлением волокон древесины (рис. 4, 5, 6).

При угле $\alpha = 90^\circ$ (рис. 4) трещина развивается вдоль волокон от действия нормальных растягивающих напряжений σ_{p90} , трещина имеет ориентацию TL , модель раскрытия трещины I — трещина нормального отрыва. Напряженно-деформированное состояние (НДС) — растяжение поперек волокон (R_{p90}). Коэффициент интенсивности напряжений определяется по формуле:

$$K_I = \sigma \sqrt{\pi a Y(\lambda)} \quad (1)$$

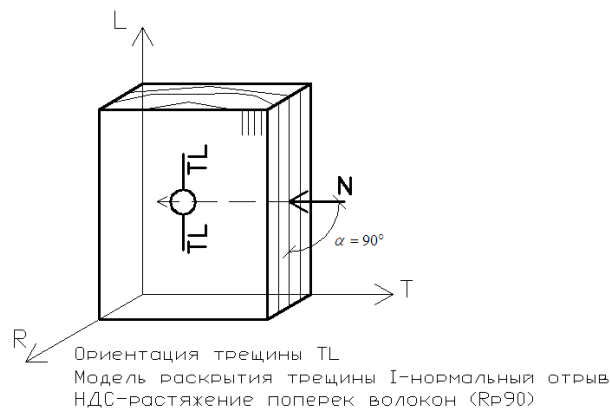
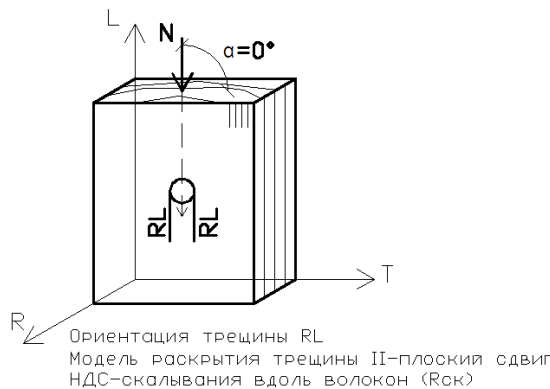
Рисунок 4 — Механизм развития трещин в среднем деревянном элементе нагельного соединения при $\alpha = 90^\circ$.Рисунок 5 — Механизм развития трещин в среднем деревянном элементе нагельного соединения при $\alpha = 0^\circ$.



Рисунок 6 — Механизм развития трещин в среднем деревянном элементе нагельного соединения при $0^\circ < \alpha < 90^\circ$.

Критерий прочности:

$$K_I \leq K_{Ic} \quad (2)$$

При угле $\alpha = 0^\circ$ (рис. 5) трещина развивается вдоль волокон от действия касательных напряжений τ (сдвигающих усилий), трещина имеет ориентацию RL , модель раскрытия трещины II — трещина плоского сдвига. Напряженно-деформированное состояние (НДС) — скалывание (сдвиг) вдоль волокон ($R_{ск}$). Коэффициент интенсивности напряжений определяется по формуле:

$$K_{II} = \tau \sqrt{\pi a Y(\lambda)} \quad (3)$$

Критерий прочности:

$$K_{II} \leq K_{IIc} \quad (4)$$

При углах $0^\circ < \alpha < 90^\circ$ (рис. 6) возникает сложное напряженно-деформированное состояние смешанного типа (I + II) от совместного действия нормальных σ_{p90} и касательных напряжений τ . Трещина развивается вдоль волокон по направлениям TL (I модель раскрытия трещины) или RL (II модель раскрытия трещины). Причем, направление развития трещины зависит от величины угла α , следовательно, и от соотношения величин нормальных и касательных напряжений. При малых углах $\alpha \rightarrow 0^\circ$, $\tau > \sigma$, преимущественно модель раскрытия трещины II — трещина плоского сдвига. При больших углах $\alpha \rightarrow 90^\circ$, $\sigma > \tau$, преимущественно модель раскрытия трещины I — трещина нормального отрыва.

Особенностью поведения трещин в случаях сочетания нормального отрыва и плоского сдвига является необходимость учета того, что фронт трещины может поворачиваться относительно первоначального направления. Для древесины такие повороты исключены, поскольку трещина будет распространяться вдоль волокон даже при изменении типа напряженно-деформированного состояния. Тенденция развития трещины вдоль волокон обусловлена строением древесины, тем, что поры и трещины вытянуты в направлении волокон.

В случае раскрытия трещины по смешанной модели общее критериальное уравнение трещиностойкости имеет вид:

$$\left(\frac{K_I}{K_{Ic}} \right)^{m_1} + \left(\frac{K_{II}}{K_{IIc}} \right)^{m_2} \leq 1, \quad (5)$$

где m_1, m_2 — константы материала.

В соответствии с результатами исследований Е.М. Вю, опубликованными в 1963 г., для древесины значения показателей $m_1 = 1,03$ и $m_2 = 1,88$. Для смешанной модели критерий разрушения (критерий Вю) с достаточно хорошим приближением для древесины примет вид:

$$\frac{K_I}{K_{Ic}} + \left(\frac{K_{II}}{K_{IIc}} \right)^2 \leq 1; \frac{K_I}{K_{Ic}} \geq 0 \quad (6)$$

Как было замечено Эрдоганом и Си [5, 6], при смешанном типе нагружения расширение трещины происходит в плоскости, перпендикулярной направлению, в котором действует максимальное растяжение. Распределение напряжений при вершине трещины σ_N и τ (рис. 7) можно определить по следующим формулам:

$$\sigma_N = \sigma \sin^2 \beta \quad (7)$$

$$\tau = \sigma \sin \beta \cos \beta, \quad (8)$$

где σ — номинальные нормальные напряжения;

β — угол между направлением действующего усилия и направлением развития трещины, в нашем случае $\beta = \alpha$.

Тогда, коэффициенты интенсивности напряжений можно вычислить по формулам:

$$K_I = \sigma_N \sqrt{\pi a} = \sigma \sin^2 \beta \sqrt{\pi a} \quad (9)$$

$$K_{II} = \tau \sqrt{\pi a} = \sigma \sin \beta \cos \beta \sqrt{\pi a} \quad (10)$$

На рис. 7 даны расчетные схемы для определения коэффициентов интенсивности напряжений с использованием формул (9) и (10), результаты расчета приведены в таблице 1.

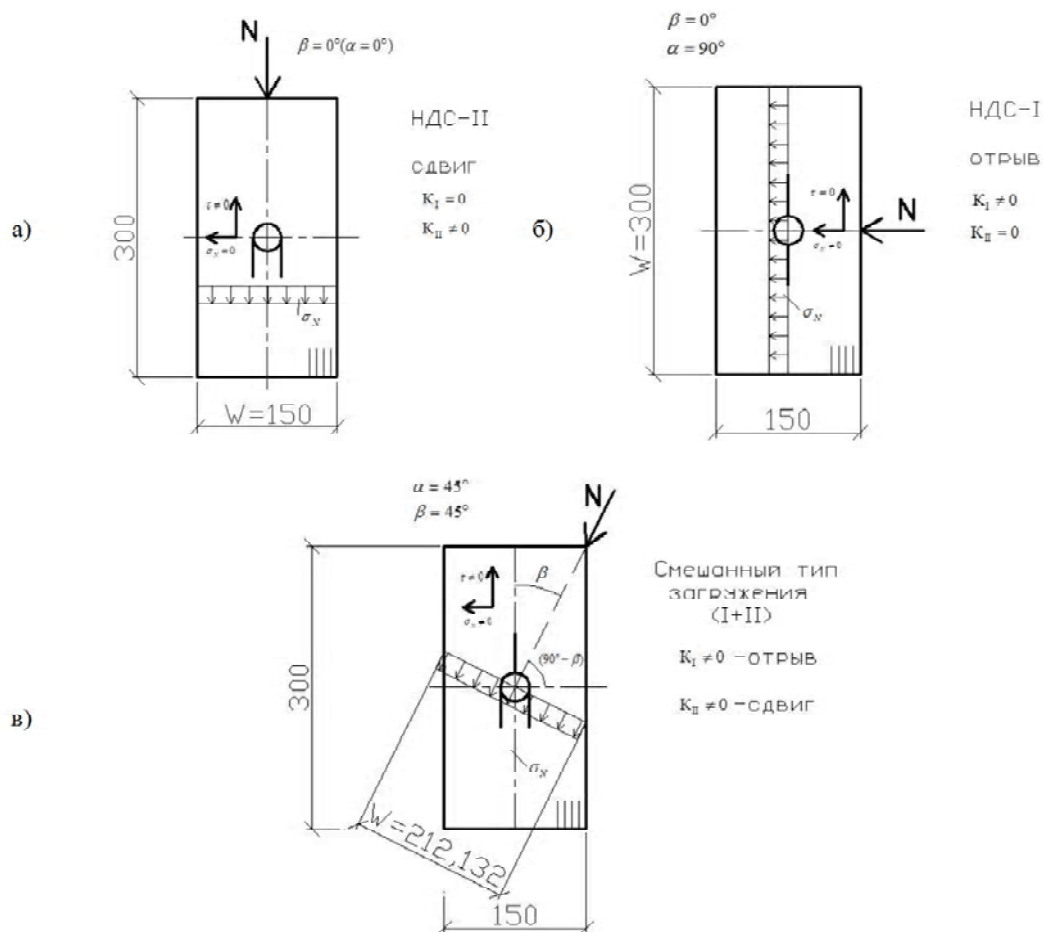


Рисунок 7 — Расчетные схемы для определения КИН: а — K_{II} при $\alpha = 0^\circ$; б — K_I при $\alpha = 90^\circ$; в — K_I и K_{II} при $\alpha = 45^\circ$.

Таблица 1 — Результаты расчёта КИН (коэффициентов интенсивности напряжений K_I и K_{II}) в среднем деревянном элементе нагельного соединения с металлическими накладками ($t = 5$ см; $d = 1,4$ см; $d = 1,8$ см; $d = 2,4$ см)

Угол α	НДС ориентация трещины	Диаметр d , мм	Нагрузка N , кН	Значение КИН по формулам (9-10), $МПа \cdot м^{\frac{1}{2}}$		Значение критических КИН по литературным источникам, $МПа \cdot м^{\frac{1}{2}}$	$K_{IC}^R = 0,079 R_p$ по [4], $МПа \cdot м^{\frac{1}{2}}$
				K_I	K_{II}		
0°	II-сдвиг RL	14	24	0	0,47454	$K_{IC}^{RL} = K_{IC}^{TL} = 0,47 \pm 1,95$	-
		18	28	0	0,62776		
		24	37	0	0,95786		
45°	(I+II) (TL+RL)	14	18	0,125827	0,125827	$(K_{IC}^{TL} + K_{IC}^{RL})$ смешанный	-
		18	20	0,15853	0,15853		
		24	26	0,23797	0,23797		
90°	I-нормальный отрыв TL	14	13	0,128521	0	$K_{IC}^{TL} = 0,26 \pm 0,42$ $K_{IC}^{RL} = 0,27 \pm 0,85$	$K_{IC}^R = 0,553 \pm 0,79$
		18	14	0,156939	0		
		24	17	0,22005	0		

По результатам расчета построены графические зависимости между коэффициентами интенсивности напряжений K_I и K_{II} (рис. 8).

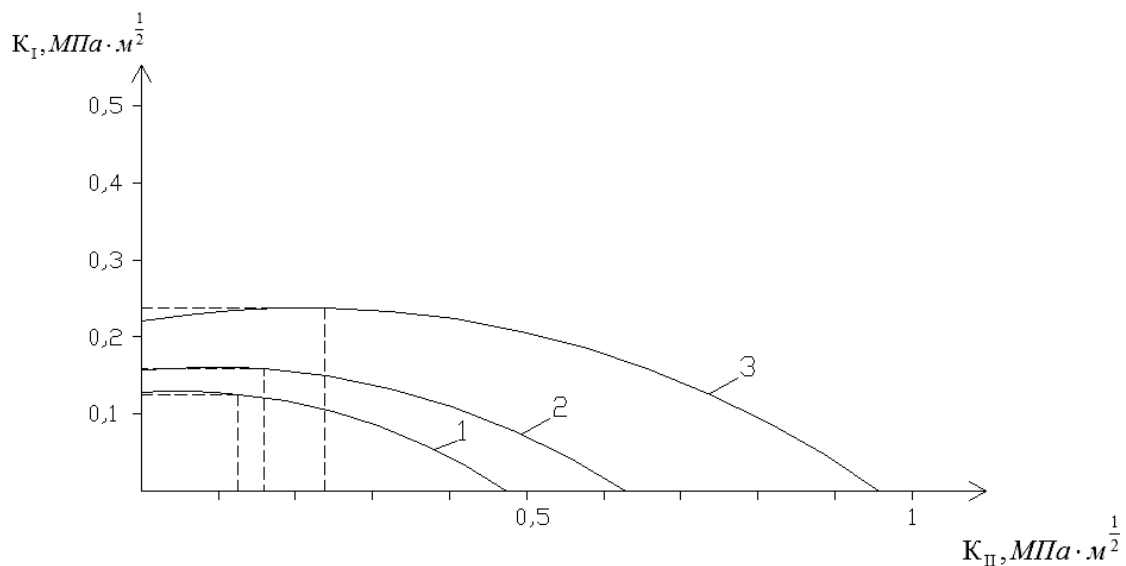


Рисунок 8 — Графические зависимости между коэффициентами интенсивности напряжений K_I и K_{II} в среднем деревянном элементе толщиной 50 мм нагельного соединения с диаметрами нагелей: 1 — 14 мм; 2 — 18 мм; 3 — 24 мм.

Выводы: Для оценки прочности деревянных элементов, соединенных на нагелях, могут быть использованы критериальные уравнения трещиностойкости (2), (4), (6), с предварительным определением величин коэффициентов интенсивности напряжений K_I и K_{II} в вершине трещины.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. ГОСТ 25.506—85. Методы механических испытаний металлов. Определение характеристик трещиностойкости (вязкости разрушения) при статическом нагружении. — М. : Изд-во стандартов, 1985. — 38 с.
2. ГОСТ 29167—91. Бетоны. Методы определения характеристик трещиностойкости (вязкости разрушения) при статическом нагружении. — М. : Изд-во стандартов, 1991. — 13 с.
3. Рекомендации по испытанию соединений деревянных конструкций / ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. — М. : Стройиздат, 1980. — 40 с.
4. Окольникова Г.Э. Исследование зависимости между вязкостью разрушения древесины и расчетным сопротивлением древесины растяжению вдоль волокон. Вестник МГОУ. — М. : МГОУ. — № 2. — 2010. — С. 23—26.
5. Справочник по коэффициентам интенсивности напряжений: В 2-х томах. Т. 1: Пер. с англ. / Под ред. Ю. Мураками. — М. : Мир, 1990. — 448 с, ил.
6. Зайцев Ю.В., Окольникова Г.Э., Доркин В.В. Механика разрушения для строителей: Электронный мультимедийный учебник. — М. : Изд-во МГОУ, 2007. — ISBN 978—5—7045—0724—6. — 215 с.

Получено 06.04.2011

Г. Е. ОКОЛЬНИКОВА

АНАЛІЗ РОБОТИ НАГЕЛЬНИХ З'ЄДНАНЬ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ З ПОЗИЦІЙ МЕХАНІКИ РУЙНУВАННЯ

Московський державний відкритий університет

У статті зроблено аналіз напружено-деформованого стану, що виникає в середньому дерев'яному елементі двозрізного нагельного з'єднання на металевих накладках з позицій механіки руйнування, розглянуті механізми розвитку тріщин в деревині при різних кутах між напрямом зусилля, що діє, і напрямом волокон деревини, визначені значення коефіцієнтів інтенсивності напруги для деревини сосни, побудовані графічні залежності між коефіцієнтами інтенсивності напруги для різних моделей розкриття тріщин.

механіка руйнування, коефіцієнт інтенсивності напруги, в'язкість руйнування, трещиностійкість, модель розкриття тріщин, напружено-деформований стан, деревина, нагельні з'єднання, нормальний відрив, поперечне зрушення, змішаний тип навантаження

G. E. OKOL'NIKOVA

ANALYSIS OF WORK OF DOWEL PIN CONNECTIONS OF TIMBER-WORKS FROM THE POINT OF VIEW OF MECHANICS OF DESTRUCTION

Moscow State Opened University

The article analyzes the stress-strain state that arises in the middle wooden element of a two section dowel pin connection on the metal plate from the point of view of destruction mechanics, the mechanisms of crack development in the wood at different angles between the direction of acting force and the direction of the wood fibers are examined, the values of stress intensity factors for pine wood are defined, graphical relationship between the stress intensity factor for different models of crack opening is drawn.

fracture mechanics, stress intensity factor, fracture toughness, fracture toughness, crack opening model, the stress-strain state, wood, nailed connection, the normal separation, transverse shear, mixed type of loading

Окольникова Галина Еріковна — кандидат технічних наук, професор кафедри «Будівельні конструкції» Московського державного відкритого університету. Наукові інтереси: міцність, живучість і руйнування матеріалів і конструкцій. Проблеми механіки в проектуванні нових матеріалів. Розробка нових конструкційних матеріалів. Оцінка технічного стану і проектування конструкцій з дерева і пластмас.

Окольникова Галина Эриковна — кандидат технических наук, профессор кафедры «Строительные конструкции» Московского государственного открытого университета. Научные интересы: прочность, живучесть и разрушение материалов и конструкций. Проблемы механики в проектировании новых материалов. Разработка новых конструкционных материалов. Оценка технического состояния и проектирования конструкций из дерева и пластмасс.

Okol'nikova Galina — Ph. D., professor of «Building construction» of the Moscow State Open University. Scientific interests: Strength, durability and fracture of materials and structures. Problems of mechanics in the design of new materials. Development of new structural materials. Assessment of technical condition and design of structures made of wood and plastic.

УДК 624. 016. 5

О. П. СІНЕЛЬНИК

Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка

ІНЖЕНЕРНИЙ МЕТОД РОЗРАХУНКУ ТРУБОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ПРИ ЦЕНРАЛЬНОМУ ЗАВАНТАЖЕННІ

Наведено дослідження залежності ефективності труботону від його геометричних параметрів та характеристик міцності. Досліджено вплив призмової міцності бетону ядра, межі плинності сталі та товщини труби-оболонки на ефективність роботи труботону. Представлено інженерну методику розрахунку труботону при осьовому стисненні. Методика являє собою формулу, яка враховує підвищену міцність бетону у труботонному елементі. Визначається підвищена міцність бетону у труботоні залежно від призмової міцності бетону ядра та межі плинності сталі оболонки. Залежність підвищеної міцності ядра представлена у зручному табличному вигляді. Результати розрахунків порівнювались з експериментальними даними, отриманими як самим автором, так й іншими авторами. На основі 134 експериментальних зразків, досліджених різними авторами, була визначена відносна похибка розрахунку. Для відносної похибки розрахунку були визначені статистичні показники: середнє значення відносної похибки, середньоквадратичне її відхилення, коефіцієнт варіації та середнє значення.

призмova міцність бетону, межа плинності сталі, міцність труботону, підвищена міцність

Формулювання проблеми. Загальна проблема полягає в тому, що на даний момент значно частіше застосовують звичайні залізобетонні конструкції порівняно з труботонними, незважаючи на переваги останніх. Це, в свою чергу, провокує зайві витрати матеріалів, витрати, пов'язані з технологією зведення та інші, які визначають вартість і терміни будівництва. Якісне вирішення цієї проблеми матиме важливі практичні наслідки: зниження вартості будівництва, скорочення термінів зведення будівель, економія матеріалів та енергоресурсів.

Аналіз останніх досліджень та публікацій. На даний момент проведено значний обсяг досліджень труботонних конструкцій [1, 2, 3, 5], які дозволяють робити деякі висновки про особливості його роботи. Проведені дослідження виявили значну ефективність труботону і встановили певні закономірності їх роботи та руйнування. Також запропоновано ряд методик для оцінки його міцності.

Невирішеною частиною вище зазначеної загальної проблеми, якій присвячується ця стаття, є проблема зменшення витрат матеріалів, пов'язаних при проектуванні несучих конструкцій будівель. Одна з причин того, що в якості несучих конструкцій частіше застосовують залізобетонні колони, полягає в тому, що відсутня методика для розрахунку конструкцій із труботону, яка б враховувала достатньо особливостей роботи таких конструкцій і переконала б проектувальників у своїй надійності.

Цілі. При підготовці статті були поставлені наступні завдання:

- описати дослідження, проведені по виявленню ефективності труботонних конструкцій;
- описати інженерну методику розрахунку труботонних конструкцій на міцність;
- порівняти результати розрахунку за інженерною методикою з експериментальними даними.

Основний матеріал. Розроблена математична модель труботону та її реалізація в якості програми для ПК дозволяють дослідити як особливості деформування труботонних елементів із різними геометричними характеристиками та механічними властивостями матеріалів, так і їх несучу здатність. Проведене дослідження роботи труботону під навантаженням показало, що міцність сталі поряд з іншими факторами чинить суттєвий вплив на підвищення міцності ядра. Поряд з цим формувався і висновок про незначний вплив і не на всі категорії труботонних елементів (залежно від геометричних характеристик та характеристик міцності) товщини стінки оболонки на підвищення зусиль у

ядрі елемента. Тому доцільно провести додаткове розширене дослідження впливу основних характеристик трубобетонних елементів на підвищення ефективності об'ємного напружено-деформованого стану та відповідного збільшення несучої здатності зразків. Відповідно до розробленої моделі підвищення несучої здатності трубобетонного елемента в цілому залежить від збільшення максимально можливого рівня зусиль у ядрі елемента. Було вирішено провести дослідження на основі трубобетонних елементів, скомпонованих наступним чином. Геометричні розміри оболонки приймалися на основі сортаменту сталевих труб. Характеристики міцності сталевих труб та бетону приймалися за нормативними документами. Запроектувавши на основі цих параметрів трубобетонні елементи, було отримано 6660 дослідних зразків. Метод розрахунку центрально стиснутих зразків та програмна його реалізація дозволяють проводити точний та швидкий розрахунок несучої здатності трубобетонного елемента та визначити компоненти напружено-деформованого стану. На основі проведених розрахунків були проведені відповідні дослідження та розроблено інженерний метод для розрахунку трубобетону на міцність. На рис. 1 наведено графіки, що відображають відносний рівень підвищення несучої здатності ядра трубобетонного елемента для різних за класом міцності бетонів. Чотири графіка (a, b, c, d) побудовані на основі оболонок із різною межею плинності: 215, 225, 235 та 400 МПа відповідно. Для всіх труб, передбачених сортаментом, за допомогою програми визначались напруження безпосередньо ядра елемента R_{tb} . Потім для кожного класу міцності бетону для групи зразків, прийнятих за сортаментом та узгоджених за товщиною стінки для відповідної межі плинності сталі, розраховувалось середнє значення напруження у ядрі при навантаженні, що відповідало граничному стану. В якості граничного стану було вирішено приймати досягнення поздовжніми напруженнями оболонки межі плинності сталі. Середнє значення коефіцієнта варіації $V = 0,015$. При цьому стандартні відхилення S знаходились в діапазоні від 0,001 до 0,05. Наведені статистичні дані свідчать про незначний вплив геометричних параметрів трубобетону на збільшення зусиль, що сприймаються ядром. Аналізуючи графіки на рисунку 1, можна зробити декілька висновків. При збільшенні міцності сталі зростає ефект обтиснення ядра оболонкою, що підвищує несучу роботу ядра та збільшує міцність елемента в цілому. Для менш міцних бетонів ефект обтиснення зростає.

Для бетонів з призмовою міцністю близькою 30 МПа використання пластичних сталей вже не принесе ніякого збільшення міцності бетону, а, як показує графік, може спостерігатись навіть зворотній ефект. Використання бетонів дуже малої міцності, для яких спостерігається найвищий ефект від обтиснення при застосуванні у трубобетоні, може призвести до невеликого зростання загальної несучої здатності елемента.

При дослідженні роботи трубобетону як експериментальним шляхом, так і моделюючи його роботу в уяві, завжди з'являється відчуття або припущення, що підвищення несучої здатності бетону за рахунок його обтиснення оболонкою залежить від товщини стінки останньої. Здавалося б, чим більша

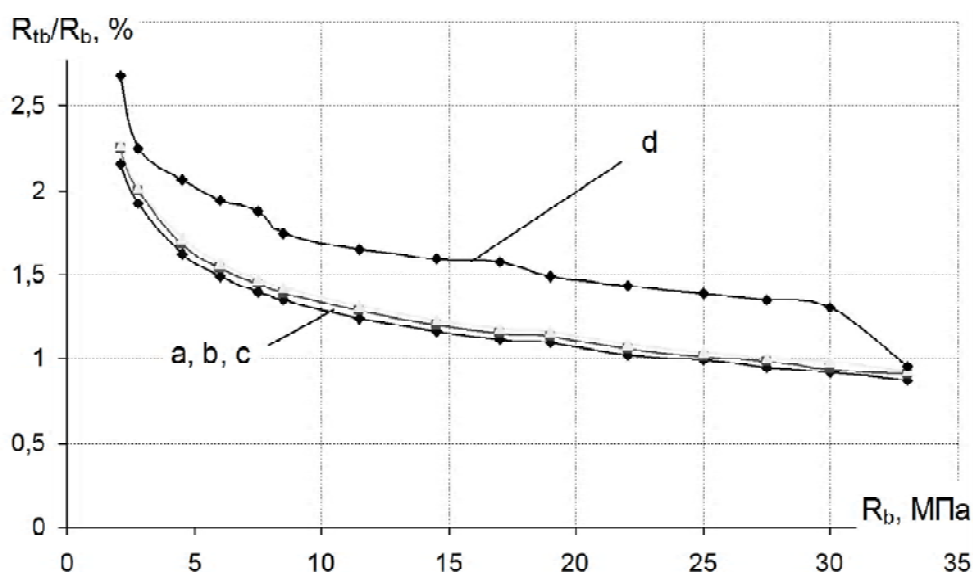


Рисунок 1 — Підвищення міцності ядра трубобетонного елемента для різних за класом міцності бетонів та сталей.

товщина стінки, тим більшого обтиснення зазнаватиме бетон, і в результаті спостерігатиметься підвищення міцності ядра. Однак результати дослідження роботи трубобетону в рамках запропонованої моделі змушують робити інші висновки. З метою дослідити це явище були розроблені графіки, що наведені на рисунку 2.

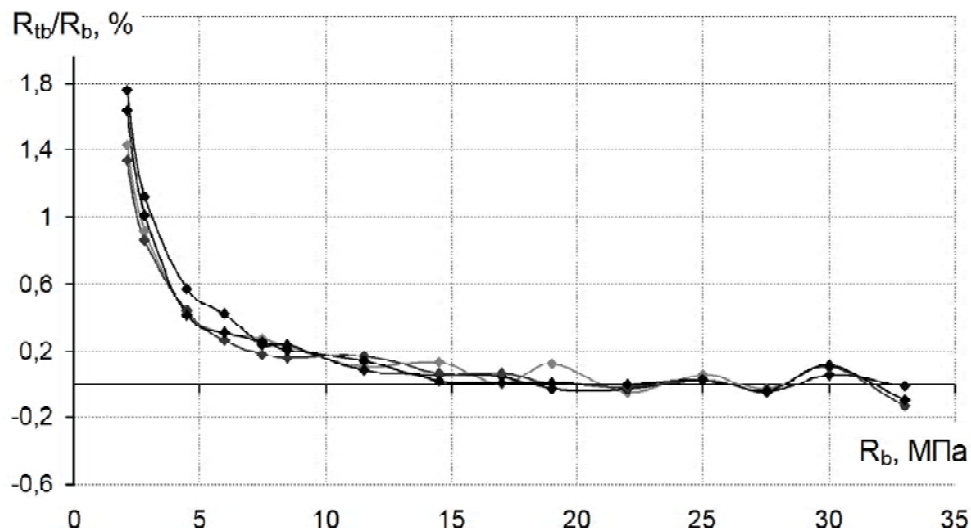


Рисунок 2 — Підвищення міцності ядра трубобетонного елемента для різних за класом міцності бетонів та геометричних параметрів оболонок.

Вони були розроблені за наступною схемою. В межах зразків, прийнятих до дослідження, на основі сортаменту відбирались такі, щоб для діаметру існував широкий набір товщин стінки. Такими діаметрами виявились: 168 мм із діапазоном стінок від 4 до 20 мм, 219 мм із діапазоном стінок від 4 мм до 25 мм, 325 мм із діапазоном стінок від 5 до 25 мм та 426 мм із діапазоном стінок 5 мм до 30 мм. Далі на основі розрахованих для кожного елемента значень поздовжніх напружень у ядрі визначалось співвідношення з призмовою міцністю. Це було необхідно, щоб перейти від абсолютних значень напружень бетону до відносних та далі працювати лише з відсотком підвищеної міцності. Далі визначалось співвідношення зміни підвищеної міцності у ядрі до діапазону можливих товщин стінки. В результаті отримано відсоток зміни міцності бетону ядра на одиницю товщини стінки оболонки.

Аналізуючи графіки, зображені на рисунку 2, можна зробити наступні висновки. Зміна товщини стінки в цілому не є найбільш визначальним фактором, що впливає на підвищення рівня напружень у ядрі. Так починаючи з призмової міцності бетону на рівні 15 МПа і рухаючись у сторону її збільшення, маємо майже нульовий відсоток. Лише для бетонів невисокої та середньої міцності є можливість певною мірою підвищити міцність ядра за рахунок товщини стінки. Так, при збільшенні стінки оболонки на 10 мм для бетону класу за міцністю В10 зусилля у ядрі зростуть в межах 5 %, що може бути корисним при великих діаметрах трубобетону.

На основі проведених досліджень та зроблених висновків щодо сумісної роботи компонентів трубобетону та їх впливу на несучу здатність елемента в цілому був розроблений інженерний метод розрахунку трубобетону на міцність.

Таблиця 1 представляє методику, за якою можна обрати коефіцієнт підвищення призмової міцності бетону для формули визначення несучої здатності трубобетону типу, що враховує підвищення несучої здатності конструкції за рахунок підвищення міцності бетону:

$$N = k_b R_b A_b + R_y A_s,$$

де k_b — коефіцієнт, що визначається за таблицею 1.

Для верифікації результатів розрахунку за інженерною методикою нами було проведено експериментальне дослідження трубобетону. Три зразка, що мали різні характеристики міцності компонентів трубобетону та різні геометричні параметри, були випробувані на міцність. У таблиці 2 наведено експериментальні результати випробувань та результати розрахунку за запропонованою методикою.

Таблиця 1 — Розрахункові коефіцієнти підвищення міцності бетону в трубобетоні

$R_b \backslash R_y$	215	225	235	400
2,1	2,15	2,25	2,27	2,68
2,8	1,92	2,00	2,02	2,25
4,5	1,63	1,68	1,71	2,06
6	1,49	1,54	1,57	1,94
7,5	1,40	1,44	1,47	1,88
8,5	1,35	1,39	1,42	1,75
11,5	1,24	1,28	1,31	1,65
14,5	1,17	1,20	1,23	1,59
17	1,11	1,15	1,18	1,58
19	1,10	1,13	1,16	1,49
22	1,02	1,06	1,09	1,43
25	0,99	1,01	1,04	1,39
27,5	0,95	0,99	1,01	1,35
30	0,92	0,94	0,99	1,30
33	0,87	0,91	0,93	0,96

Таблиця 2 — Міцність випробуваних зразків за запропонованою методикою

Зразок \ Метод	Експеримент, кН	Інженерний метод, кН	Δ , %
ТБ-I	450,0	472,3	5%
ТБ-II	600,0	634,5	5%
ТБ-III	1050,0	1035,6	-1%

Також наведено відносну похибку розрахунку. Як бачимо, для двох зразків вона становить 5 %, тобто маємо невелике перенапруження. Для зразка ТБ—III недонапруження становить 1 %, тобто у запас міцності.

Для верифікації нами розглядався не лише проведений нами експеримент, але і результати експериментальних досліджень, проведених різними авторами у різний час. Для аналізу нами були прийняті 134 зразка. Для кожного з них за запропонованою нами методикою було розраховано значення несучої здатності. Порівнюючи розраховане значення та експериментальне, нами були визначені основні статистичні характеристики, що наведені у таблиці 3.

Таблиця 3 — Показники достовірності методу розрахунку трубобетонних конструкцій

Методика розрахунку \ Статистичний показник	Середнє значення відносної похибки, %	Середньоквадратичне відхилення, %	Коефіцієнт варіації	Середнє відхилення, %
інженерний	-17,9	14,2	-0,79	10,6

Окрім цього, на основі 134 зразків нами була розрахована імовірність попадання відносної похибки розрахунку до інтервала від -10 до 5 %. Таким чином, допускалось перевантаження 5 % та недонавантаження 10 %. Результати розрахунку наведено у таблиці 4. Порівнюючи отримані результати із аналогічними розрахунками за різними методами [3], маємо найкращі показники. На рисунку 3 показано результати розрахунку 134 зразків у вигляді двох кривих. Порівнюючи з іншими методиками [3], маємо найкращий збіг теоретичних та експериментальних значень.

Таблиця 4 – Імовірність попадання похибки розрахунку в інтервал

Розрахунок за інженерним	
$\Delta\% \leq 5\%$	98 %
$-10\% \leq \Delta\% \leq 5\%$	28 %

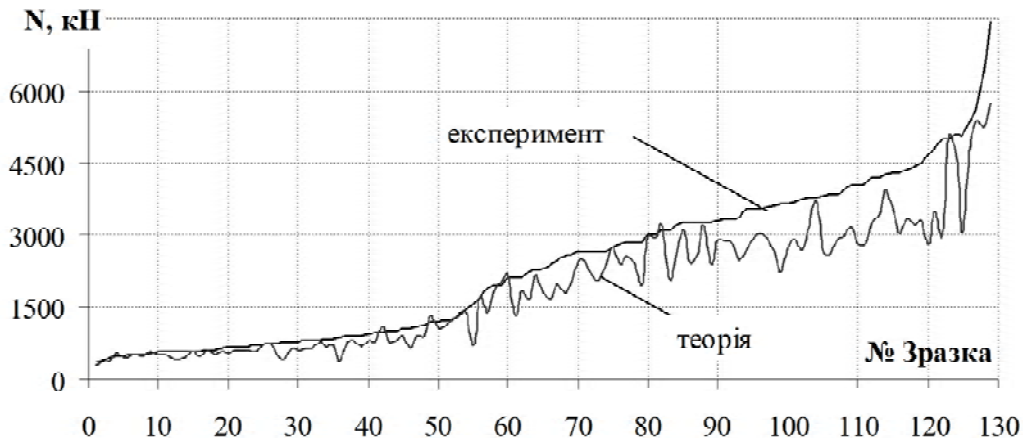


Рисунок 3 – Характер збігу експериментальних та теоретичних значень несучої здатності трубобетону.

Також для аналізу достовірності теорії нами був використаний коефіцієнт, що використовується у відомій програмі Excel для апроксимації кривих. Він розраховується наступним чином:

$$R^2 = 1 - \frac{SSE}{SST}, \quad (1)$$

де SSE і SST — залишкова та загальна суми квадратів, які визначаються за формулами

$$SSE = \sum (N_{теор} - N_{факт})^2, \quad (2)$$

$$SST = \sum N_{теор}^2 - \frac{(\sum N_{теор})^2}{n}, \quad (3)$$

де $N_{факт}$ — фактичне (експериментальне) значення несучої здатності трубобетонного зразка;

n — кількість трубобетонних зразків, для яких розраховано $N_{теор}$.

Результати розрахунків наведено у таблиці 5.

Результати оцінки достовірності теоретичного методу дозволяють робити висновок про його надійність, точність та необхідність використовувати на практиці.

В результаті проведеного дослідження була виявлена можливість розрахунку трубобетонних конструкцій на міцність за нескладною і водночас точною методикою. Запропонована таблиця дозволяє розрахувати трубобетонну конструкцію на міцність, що має різні геометричні параметри та

Таблиця 5 — Показник точності теоретичної оцінки несучої здатності трубобетону

Розрахунок за інженерним	
R^2	0,757

характеристики міцності. Перспективними є напрямки по розширенню методики на сталезалізобетонні конструкції, в першу чергу, на гнучкі труобетонні колони. Також цікавим може виявитись врахування різних способів завантаження труобетону.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Долженко А.А. К теории расчета труобетона // Сборник научных трудов Воронежского инженерно-строительного института. Сборник научных трудов. — Воронеж, 1964. — Вып. 10. — С. 25—33.
2. Кикин А.И., Санжаровский Р.С., Труль В.А. Конструкции из стальных труб, заполненных бетоном. — М. : Госстройиздат, 1974. — 146 с.
3. Сінельник О.П. Аналіз методів розрахунку міцності труобетону при осьовому стисненні // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). — Вип. 14. — Полтава : ПолтНТУ ім. Юрія Кондратюка, 2004. — С. 41—44.
4. Стальные конструкции : СНиП II—23—81*. — М. : Стройиздат, 1987. — 96 с.
5. Стороженко Л.И. Объемное напряженно-деформированное состояние железобетона с косвенным армированием : автореф. дис. ... на здобуття наук. ступеня д-ра техн. наук. / Л.И. Стороженко. — М., 1985. — 519 с.

Отримано 10.05.2011

А. П. СИНЕЛЬНИК

ИНЖЕНЕРНЫЙ МЕТОД РАСЧЕТА ТРУБОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ЦЕНТРАЛЬНОМ НАГРУЖЕНИИ

Полтавский национальный технический университет имени Юрия Кондратюка

Представлены исследования зависимости труобетона от его геометрических параметров и характеристик прочности. Исследовано влияние призмочной прочности бетона ядра, границы текучести стали и толщины трубы-оболочки на эффективность работы труобетона. Представлено инженерную методику расчета труобетона при осевом сжатии. Методика представляет собой формулу, которая учитывает повышенную прочность бетона в труобетонном элементе. Определяется повышенная прочность бетона в труобетоне в зависимости от призмочной прочности бетона ядра и границы текучести стали оболочки. Зависимость повышенной прочности ядра представлена в удобном табличном виде. Результаты расчетов сравнивались с экспериментальными данными, полученными как самим автором, так и другими авторами. На основе 134 экспериментальных образцов исследованных разными авторами была определена относительная погрешность расчета. Для относительной погрешности расчета были определены статистические показатели: среднее значение относительной погрешности, среднеквадратическое ее отклонение, коэффициент вариации и среднее значение.

призмочная прочность бетона, граница текучести стали, прочность труобетона, повышенная прочность

A. P. SINELNIK

ENGINEERING METHOD OF DESIGN OF PIPE CONCRETE STRUCTURES WITH CENTRAL LOADING

Poltava National Technical University named after Yuriy Kondratuk

Research of relationship of a concrete tube and its geometric parameters and features to toughness is presented. The influence of prism toughness of the concrete kernel, borders to fluidity of steel and thicknesses of the pipe-shells on efficiency of concrete tube is studied. The engineering methods of the concrete tube design are presented at axial compression. The method itself is a formula which takes into account raised toughness of the concrete in concrete tube element. Raised toughness of the concrete in concrete tube due to prism toughness of the concrete kernel and borders to fluidity steel shells is defined. The relationship of raised toughness kernel is presented in a suitable table. The design results are compared with experimental data got as author himself so as the other authors. On basis of 134 experimental samples researched by different scientists a relative inaccuracy of the design has been determined. The statistical factors have been determined for relative inaccuracy of the design: average value of relative inaccuracy, average square deflection, variation factor and average value.

prism toughness of the concrete, border to fluidity by steel, toughness concrete, raised toughness

Синельник Олександр Петрович — асистент кафедри комп'ютерних та інформаційних технологій та систем Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка. Наукові інтереси: дослідження міцності та напружено-деформованого стану трубобетонних конструкцій. Дослідження трубобетонних конструкцій при різних видах завантаження.

Синельник Александр Петрович — ассистент кафедры компьютерных и информационных технологий и систем Полтавского национального технического университета имени Юрия Кондратюка. Научные интересы: исследование прочности и напряженно-деформированного состояния трубобетонных конструкций. Исследование трубобетонных конструкций при разных видах нагрузки.

Sinelnik Aleksandr — an assistant of the department «Computer and information technology and systems» Poltava National Technical University. Scientific interests: study of toughness and tense-deformed condition of concrete tube structures. The study of concrete tube design at miscellaneous types of loads.

УДК 624.042.62:624.042.8

В. А. БАНАХ

Запорізька державна інженерна академія

ОСОБЛИВОСТІ ФОРМУВАННЯ РОЗРАХУНКОВИХ МОДЕЛЕЙ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЕЛЬ, ЕКСПЛУАТОВАНИХ У СКЛАДНИХ УМОВАХ

Досліджено дійсну роботу конструкцій будівель, експлуатованих в складних умовах (складні інженерно-геологічні умови, динамічні дії). Показано важливість урахування в розрахункових моделях деформацій, отриманих будівлями в процесі експлуатації, та їх вплив на динамічні характеристики і параметри напружено-деформованого стану конструкцій. Обґрунтовано необхідність урахування попередніх деформацій і динамічних дій малої інтенсивності від технологічного устаткування при реконструкції експлуатованих будівель.

дійсна робота конструкцій, розрахункові моделі, попередньо-деформований стан, напружено-деформований стан, складні умови, динамічні дії малої інтенсивності

Формулювання проблеми. При експлуатації будівель і споруд в складних інженерно-геологічних умовах практично завжди виникають нерівномірні деформації їх ґрунтових основ, наслідком яких стають деформації самих будівель. Дослідження показують, що в таких умовах більшість будівельних об'єктів знаходяться в деформованому стані. При виникненні динамічних дій такий деформований стан будівель, який можна вважати попереднім, впливає на їх поведінку і змінює напружено-деформований стан окремих конструктивних елементів і будівель в цілому.

Відомо, що при динамічних діях визначаються як власні динамічні характеристики будівель, так і вимушені, а також параметри їх напружено-деформованого стану. Проте поведінка попередньо деформованої в процесі експлуатації будівлі відрізнятиметься від її поведінки, прогнозованої при проектуванні. Треба дати кількісну і якісну оцінку впливу такого деформованого стану на динамічні характеристики будівлі при динамічних діях.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Розв'язанню проблем, пов'язаних з моделюванням зовнішніх впливів на будівлі і споруди, урахуванням їх взаємодії з ґрунтовими основами при динамічних навантаженнях, присвячена низка досліджень О. С. Городецького, А. В. Перельмута, В. І. Слівкера, Ю. І. Немчинова, В. В. Кулябко, С. Ф. Пічугина, В. Ф. Мушанова та інших.

Проте проблемі урахування попереднього деформованого стану будівель в цілому і дефектів його окремих конструктивних елементів зокрема при зовнішніх впливах дотепер приділялося недостатньо уваги.

Мета. Метою даного дослідження є виявлення і аналіз особливостей формування розрахункових моделей експлуатованих будівель, які деформовані в результаті впливу нерівномірних осідань ґрунтових основ, при їх роботі на динамічні дії.

Основний матеріал. Особливістю довготривалої експлуатації будівель і споруд є те, що в результаті деформації ґрунтових основ вони отримують нерівномірні осідання, які стають причиною зміни висотного положення несучих конструкцій, їх крену, нерівномірних осідань опорних ділянок, наявності дефектів у вигляді тріщин, сколів, оголення робочої арматури в залізобетонних конструкціях та інших. Найбільшою мірою такі явища характерні для будівель і споруд, які експлуатуються в складних інженерно-геологічних умовах, але і за звичайних умов експлуатації вони також можуть мати місце.

Таким чином, технічний стан будівельних об'єктів в складних інженерно-геологічних умовах характеризується близьким до вичерпання або вичерпаним експлуатаційним ресурсом, наявністю

напружень і деформацій, викликаних нерівномірними осіданнями ґрунтових основ, наявністю несучих конструкцій в граничному стані, стихійної реконструкції та перепланування експлуатованих будівель.

Для усіх груп моделей використовується їх деформована схема для урахування можливих (при проектуванні і зведенні) або фактичних (при експлуатації і реконструкції) деформацій, викликаних нерівномірними осіданнями основ. Для отримання деформованої моделі передбачено такі можливості:

- коригування геометричної схеми розрахункової моделі за даними натурного обстеження (для експлуатованих будівель) або за результатами розрахунку перекосів і кренів (для проектованих будівель);

- збереження деформованої схеми розрахункової моделі методу кінцевих елементів, отриманої в результаті статичного розрахунку системи «будівля — ґрунтова основа», як вихідних даних для наступного етапу розрахунку за спеціально розробленим алгоритмом;

- перетворення переміщень вузлів моделі, отриманих при розрахунку системи «будівля — ґрунтова основа», в еквівалентні навантаження, реалізоване в кінцеелементних програмних комплексах (наприклад, LIRA-Windows).

Такий спосіб завдання деформованої схеми будівлі (споруди) дозволяє врахувати передісторію її навантаження, коли динамічна реакція конструкцій будівлі (споруди) накладається на її напружений стан, що виникає в результаті дії нерівномірних деформацій ґрунтової основи.

Розрахунок таких будівель і споруд, особливо на динамічні дії, є складним науково-інженерним завданням. Складність полягає в необхідності формування адекватної розрахункової моделі, параметри статичної і динамічної роботи якої будуть якісно і кількісно співпадати з такими ж параметрами їх фактичної натурної роботи (звичайно, в прийнятному діапазоні достовірності).

Проведені дослідження показали, що врахування взаємодії будівель з ґрунтовими основами істотно впливає на статичні і динамічні характеристики роботи будівель, тому, на перший погляд, розрахункові моделі, які враховують взаємодію будівель з основами, є доречнішими. Але некваліфіковано або недбало складена детальна розрахункова модель може дати результат, далекий від правильного. Слід також враховувати той факт, що в нормативних документах (наприклад, [1, 2]) немає чітких рекомендацій відносно застосування приведених розрахункових моделей для динамічного аналізу, у тому числі й про способи врахування взаємодії з ґрунтовими основами.

Для коректного моделювання динамічних дій на конструкції будівель необхідно формувати їх детальні просторові розрахункові моделі з урахуванням основних конструктивних елементів, причому, на відміну від статичної, до динамічної моделі необхідно включати всі елементи, які мають суттєві інерційні характеристики (за умови правильного завдання їх сполучення з несучими конструкціями). При цьому бажано враховувати податливість стиків, фізичну, геометричну, конструкційну і генетичну нелінійності.

Також важливим фактором при формуванні розрахункових моделей будівель, які експлуатуються в складних інженерно-геологічних умовах при динамічних діях, є врахування їх деформованої схеми, яка включає напруження і деформації, накопичені в процесі експлуатації при нерівномірних деформаціях основи. Був проведений чисельний експеримент, в якому для будівлі, представленій двома моделями взаємодії з основою, моделювалися нерівномірні деформації, і за результатами розрахунків спеціальною функцією заміни переміщень еквівалентними навантаженнями програмного комплексу LIRA-Windows коригувалася розрахункова модель будівлі з метою отримання її деформованого стану.

Для кожного з двох варіантів моделювання взаємодії будівлі з основою — з урахуванням ґрунтової основи спеціальними кінцевими елементами і у вигляді ґрунтового масиву, представленого об'ємними кінцевими елементами, — обидва типи моделей — вихідна і деформована — були розраховані на сейсмічні дії. При цьому співставлені результати розрахунків за умови ідентичності динамічних дій (аналізувалися параметри власних коливань конструкцій, а також їх напружено-деформований стан).

Об'єктом дослідження була прийнята детальна просторова розрахункова кінцеелементна модель експлуатованої будівлі — крупнопанельної рядової блок-секції типової серії І—480А — з урахуванням нерівномірних деформацій просідаючої основи, які задавалися за результатами натурного обстеження. Такий спосіб завдання деформованої схеми будівлі дозволяє врахувати передісторію (тут маємо спільно геометричну нелінійність і так звану «генетику») його навантаження, коли динамічна реакція конструкцій будівлі накладається на її напружений стан, який виник в результаті дії

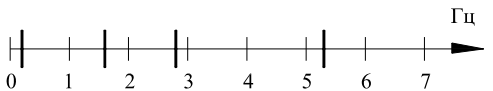
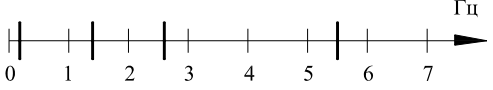
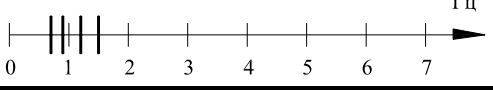
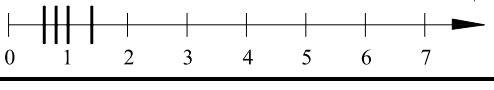
нерівномірних деформацій ґрунтової основи, яка, у свою чергу, призводить до зростання напружень в конструктивних елементах у порівнянні з недеформованою схемою.

Метою проведеного чисельного експерименту було співставлення динамічних характеристик моделей і параметрів їх напружено-деформованого стану для кількісної і якісної оцінки впливу на них деформованої схеми, а також можливості застосування таких моделей в інженерних динамічних розрахунках. Динамічною дією прийняте сейсмічне навантаження з інтенсивністю, яка відповідає 6 балам.

Частотні спектри нижчих форм власних коливань будівлі, на долю яких припав максимум використаних модальних мас системи, а також чисельні значення динамічних характеристик для кожного з варіантів приведені в таблиці 1.

При співставленні динамічних характеристик використовувалися величини відхилень від значень еталонного варіанту, за який прийняті системи з кінцевоелементною моделлю ґрунту. Аналізувалися параметри напружено-деформованого стану по завантаженнях для різних моделей, співставлення чисельних значень для кожного з варіантів наведено в таблиці 2. При цьому аналізувалися в основному переміщення вузлів системи по формах коливань як основного показника відмінностей досліджуваних моделей. Слід зазначити, що отримані частотні характеристики для моделей з урахуванням ґрунтового масиву об'ємними елементами близькі до рекомендованих міжнародними нормами [3].

Таблиця 1 — Динамічні характеристики розрахункових моделей будівлі з урахуванням основи (вихідна і деформована схема)

Варіант	Частотний спектр коливань, Гц	Форми власних коливань			
		1	2	3	4
Спеціальні КЕ (вихідна схема)		0,191	1,594	2,809	5,281
Спеціальні КЕ (деформована схема)		0,182	1,476	2,630	5,483
Об'ємні КЕ (вихідна схема)		0,668	0,882	1,165	1,451
Об'ємні КЕ (деформована схема)		0,616	0,854	1,055	1,397

Таблиця 2 — Відхилення значень переміщень характерних вузлів розрахункової моделі деформованої будівлі з урахуванням основи

Варіант	Напрямок	Абсолютні відхилення (%) значень переміщень по завантаженням							
		1	2	3	4	5	6-1	6-2	6-3
Спеціальні КЕ (деформована схема)	Вздовж осі X	9,8	0,0	0,0	9,6	10,0	25,8	15,4	12,5
	Вздовж осі Y	1,2	0,0	0,0	3,9	4,2	18,0	20,0	0,0
	Вздовж осі Z	0,2	8,3	0,0	13,3	13,3	33,3	33,3	0,0
Об'ємні КЕ (деформована схема)	Вздовж осі X	1,1	1,8	8,3	8,3	9,1	12,5	0,6	1,0
	Вздовж осі Y	1,1	1,3	3,8	4,1	0,5	1,4	3,9	6,3
	Вздовж осі Z	0,7	4,8	2,5	0,0	1,0	3,1	1,2	0,6

Результати співставлення параметрів напружено-деформованого стану, а саме переміщень вузлів розрахункової моделі, показав, що врахування попередніх деформацій при динамічних розрахунках будівель і споруд призводить до збільшення переміщень на 12,5...33,3 % для моделей з урахуванням ґрунтової основи спеціальними кінцевими елементами, і на 6,0...12,5 % для моделей з урахуванням основи у вигляді ґрунтового масиву, представленого об'ємними кінцевими елементами.

Аналогічні розрахунки, виконані для розрахункових моделей інших типів будівель-представників (будівля підвищеної поверховості з монолітним залізобетонним каркасом і п'ятиповерхова безкаркасна житлова цегляна будівля з тривалим терміном експлуатації), однозначно підтвердили тенденцію до збільшення переміщень при врахуванні попередніх деформацій. Ця обставина особлива важлива для експлуатованих будівель, які підпали під дію нерівномірних осідань ґрунтової основи, коли накопичені в процесі експлуатації деформації близькі до граничних.

Враховуючи приведені аргументи, у разі виникнення нерівномірних деформацій ґрунтових основ проєктованих будівель і наявності попередніх деформацій експлуатованих будівель необхідно враховувати деформовану схему в розрахункових моделях.

При реконструкції експлуатованих будівель і споруд використовуються техніка і устаткування, що викликають динамічні дії на конструкції. Ці дії можна віднести до категорії дій малої інтенсивності, і хоча вони, на перший погляд, не чинять істотного впливу на міцність і жорсткість несучих конструкцій, їх вплив на людей, що знаходяться у приміщеннях, може виявитися вкрай негативним.

Відомо, що на людину негативно впливають деякі діапазони частот, що викликають негативну реакцію організму і які регламентуються санітарними нормами. Метод прямих приладових вимірів динамічних характеристик при роботі устаткування дає можливість контролювати дотримання норм, проте в цьому випадку відсутня можливість прогнозування негативного впливу динамічних дій на людину. Можливість моделювання таких процесів може дозволити оцінку небезпеки і прогнозування розвитку негативних процесів у часі.

Крім того, незначний вклад динамічних дій малої інтенсивності в граничні для конструкцій навантаження характерний для будівель, експлуатованих в нормальних і сприятливих умовах. У тих же випадках, коли окремі конструкції або будівля в цілому вже знаходяться в граничному стані або близькі до нього внаслідок експлуатації в складних інженерно-геологічних умовах, навіть незначний приріст зусиль і напружень в конструктивних елементах може привести до вичерпання експлуатаційного ресурсу будівлі.

Динамічні дії малої інтенсивності викликають місцеве втомне руйнування матеріалів конструкцій, що також може стати причиною зниження експлуатаційного ресурсу будівлі. Таким чином, потрібна кількісна і якісна оцінка впливу цього виду дій на конструктивні елементи експлуатованих будівель.

До динамічних дій малої інтенсивності можуть бути віднесені:

- технологічні дії від будівельного устаткування та інструментів, використовуваних при реконструкціях і ремонтах;
- технологічні дії від побутового і промислового устаткування, яке не відповідає призначенню споруди;
- звукові дії від зовнішніх джерел, у тому числі тих, які знаходяться за межами відстаней, що враховуються, при передачі дій через ґрунт, і які викликають динамічний відгук конструкцій будівлі або дискомфорт людини в цій будівлі;
- вітрові дії для будівель підвищеної поверховості та висотних будівель і споруд, коли потрібний частотний аналіз для забезпечення вимог комфорту і міцності.

При визначенні впливу вібрацій від будівельної техніки і устаткування на організм людини доцільно оперувати повною розрахунковою моделлю досліджуваного об'єкту, оскільки необхідно аналізувати увесь спектр амплітудно-частотних характеристик як будівлі в цілому, так і окремих її конструкцій, для дотримання санітарних норм по частотах, що викликають негативну реакцію людського організму. Дослідження показали, що будівельне і ремонтне устаткування, використовуване при реконструкціях і ремонтах будівель, може викликати дії, безпечні для будівельних конструкцій, але які негативно впливають на самопочуття людей [4].

Для вивчення динамічної реакції конструкцій будівлі на дії від технологічного устаткування було досліджено реконструйовану житлову п'ятиповерхову будівлю в м. Запоріжжя, в якій на першому поверсі після розширення отворів у несучих стінах і перепрофілювання приміщень розташована пральня-хімчистка, і на перекритті над підвалом встановлено устаткування з циклічними двигунами (частота до 1000 об./хв.). Крім того, на четвертому поверсі в житловій квартирі проводиться реконструкція з прибудовою нового балкону і розширенням отворів у зовнішніх несучих стінах.

Будівля безкаркасна, зовнішні несучі стіни із силікатної цегли, внутрішні несучі — з глиняної цегли, інші — гіпсобетонні, перекриття — збірні залізобетонні багатопустотні плити, фундаменти — стрічкові залізобетонні монолітні, підготовка основи — ґрунтова подушка завтовшки 2,2 м.

Кінцевоеlementна розрахункова модель будівлі включає несучі стіни, перегородки, плити перекриття, конструкції фундаменту. Ґрунтова основа враховувалася спеціальними кінцевими елементами, що моделюють односторонні пружні зв'язки.

Розрахунки виконувалися з використанням програмного комплексу LIRA-Windows версії 9.4 (ліцензія НІІІАСС № 1Д/549 для ЗГІА № 9Y037014). За результатами розрахунку визначені розрахункові сполучення зусиль і головні напруження в несучих конструкціях. Для визначення головних напружень використаний модуль ЛІТЕРА цього програмного комплексу. Розрахунки проведені по розрахункових сполученнях зусиль. При цьому використані критерії теорії найбільших головних напружень [5, 6, 7].

У розрахунку врахована деформована схема будівлі, отримана в результаті проведення її обстеження, і часткова реконструкція, пов'язана з прибудовою нового і розширенням існуючого балконів, а також розширення віконних отворів в рівні четвертого поверху. При визначенні міцнісних характеристик цегляної кладки врахований її вік, присутність агресивних компонентів довкілля і наявність дефектів.

Розподіл головних стискуючих напружень в зовнішніх стінах від статичного навантаження показав максимальне значення 960 кН/м^2 , що менше гранично допустимого для цегляної кладки з урахуванням її віку і наявності дефектів — 1020 кН/м^2 .

При розрахунку на динамічні дії від роботи технологічного устаткування на перекритті першого поверху було задано гармонійне навантаження від додаткової маси $1,0 \text{ кН}$ з частотою $16,7 \text{ об./с}$ (1000 об./хв.), прикладене в місці передбачуваної установки цього устаткування. Також прикладалися динамічне навантаження, що моделює роботу перфоратора при розширенні отворів, як імпульсне (ударне) навантаження від додаткової маси $0,5 \text{ кН}$ і повторюваністю 5 ударів на секунду, в рівнях простінків першого і четвертого поверхів. Розрахунок виконувався як для визначення амплітудно-частотних характеристик і параметрів напружено-деформованого стану конструкцій, так і з урахуванням часу для визначення вібропереміщень, віброшвидкостей і віброприскорень.

При визначенні параметрів напружено-деформованого стану конструкцій від динамічної дії були отримані приращення головних стискуючих напружень в місцях їх максимальних значень від статичних навантажень у розмірі $93...137 \text{ кН/м}^2$. Таким чином, сумарні головні стискуючі напруження складають $1053...1097 \text{ кН/м}^2$, що перевищує міцність кладки 1020 кН/м^2 . Отже, робота технологічного устаткування в цій будівлі приведе до виникнення граничних станів в цегляній кладці, причому найуразливішими є місця кріплення несучих конструкцій при прибудові нового балкону, що вказує на неприпустимість стихійної реконструкції будівель, експлуатованих в складних інженерно-геологічних умовах.

Розрахунок з урахуванням часу виконаний для тієї ж моделі на інтервалі 10 секунд. Зроблено зіставлення динамічних характеристик конструкцій при роботі технологічного устаткування та складений частотний спектр коливань (рис. 1), який може бути використаний як основа для складання динамічного паспорту будівлі.

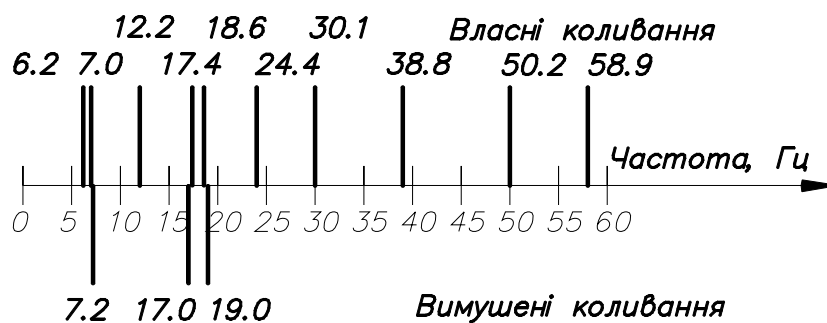


Рисунок 1 — Частотний спектр власних та вимушених коливань розрахункової моделі будівлі при технологічних впливах.

Аналіз результатів розрахунку, представлених для контрольних точок перекриття першого поверху при роботі центрифуги і простінку четвертого поверху при розширенні отворів перфоратором, та їх зіставлення з результатами натурних вимірів дозволяють зробити висновок про близькість динамічних характеристик моделі та реального об'єкту. Відхилення параметрів складають 3,0...13,8 % для амплітуд, 9,5...17,2 % для швидкостей і 2,3...30,3 % для прискорень.

Крім того, зафіксовано перевищення допустимого прискорення вертикальних коливань при роботі центрифуги, що становить за результатами натурних вимірів 204,35 мм/с², за результатами розрахунку — 199,70 мм/с² при гранично допустимому 150 мм/с². Це говорить про порушення санітарних вимог і необхідності застосування спеціальних заходів щодо гасіння коливань від працюючої центрифуги.

Висновки: За результатами виконаних досліджень та розрахунків моделей будівель з урахуванням проектної та деформованої схем можна зробити наступні висновки:

1. У разі виникнення нерівномірних деформацій ґрунтових основ проєктованих будівель і наявності попередніх деформацій експлуатованих будівель необхідно враховувати деформовану схему в розрахункових моделях.

2. Детальне і повне врахування в розрахункових моделях динамічних дій малої інтенсивності дозволяє отримати характеристики, що впливають не лише на міцність конструкцій, а й на людський організм. Урахування приведених особливостей в розрахункових моделях дозволяє також прогнозувати негативні динамічні впливи при реконструкції.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Строительство в сейсмических районах Украины : ДБН В.1.1—12:2006 [Действующий от 2006—08—23]. — Минстрой Украины. — К. : Укрархстройинформ, 2006. — 84 с. (Национальный стандарт Украины).
2. Здания и сооружения на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах. Ч. II: Здания и сооружения на просадочных грунтах : ДБН В.1.1—5—2000. [Действующий от 2000—01—01]. — Государственный комитет по строительству, архитектуре и жилищной политике Украины. — К. : Госстрой Украины, 2000. — 84 с. (Национальный стандарт Украины).
3. Mechanical vibration and shock. Vibration of fixed structures : ISO 4866:2010 // Guidelines for the measurement of vibrations and evaluation of their effects on structures. — 48 p.
4. Кулябко В. В. Динамика конструкций, зданий и сооружений. Ч. 1 : Статико-динамические модели для анализа свободных колебаний и взаимодействия сооружений с основаниями и подвижными нагрузками / В. В. Кулябко. — Запорожье : ЗГИА, 2005. — 232 с.
5. ЛИРА 9.4. Руководство пользователя / [Е. Б. Стрелец-Стрелецкий, В. Е. Боговис, Ю. В. Гензерский и др.] ; под ред. А. С. Городецкого. — К. : Издательство «Факт», 2008. — 164 с.
6. Городецкий А. С. Компьютерные модели конструкций / А. С. Городецкий, И. Д. Евзеров. — К. : Издательство «Факт», 2005. - 344 с.
7. Перельмутер А. В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа / А. В. Перельмутер, В. И. Сливкер. — М. : Издательство ДМК Пресс, 2007. — 595 с.

Отримано 04.04.2011

В. А. БАНАХ

ОСОБЕННОСТИ ФОРМИРОВАНИЯ РАСЧЕТНЫХ МОДЕЛЕЙ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ, ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ В СЛОЖНЫХ УСЛОВИЯХ

Запорожская государственная инженерная академия

Исследована действительная работа конструкций зданий, эксплуатируемых в сложных условиях (сложные инженерно-геологические условия, динамические воздействия). Показана важность учета в расчетных моделях предварительных деформаций, полученных зданиями в процессе эксплуатации, и их влияние на динамические характеристики и параметры напряженно-деформированного состояния конструкций. Обоснована необходимость учета предварительных деформаций и динамических воздействий малой интенсивности от технологического оборудования при реконструкции эксплуатируемых зданий.

действительная работа конструкций, расчетные модели, предварительно деформированное состояние, напряженно-деформированное состояние, сложные условия, динамические воздействия малой интенсивности

V. A. BANAKH

FEATURES OF FORMING OF DESIGN MODELS OF CONSTRUCTIONS OF BUILDINGS EXPLOITING IN DIFFICULT CONDITIONS

Zaporizhzhya State Engineering Academy

Actual operation of construction of buildings exploiting in difficult conditions (engineer-geological conditions under dynamic influences) is investigated. Importance of taking into account in the model design of deformation of exploiting building and their influence on dynamic characteristics and parameters of the stress-strain state of constructions is shown. The necessity of considering of deformation and dynamic influences of small intensity from technological equipment during the reconstruction of exploiting building is grounded.

actual work of constructions, calculation models, pre-deformed state, stress-strain state, difficult conditions, dynamic influences of small intensity

Банах Віктор Аркадійович — кандидат технічних наук, професор, декан факультету будівництва та водних ресурсів Запорізької державної інженерної академії, член-кореспондент Академії будівництва України. Наукові інтереси: розрахункові моделі будівельних конструкцій будівель і споруд у складних умовах будівництва та експлуатації; взаємодія будівель з основами; оцінка технічного стану та проектування залізобетонних конструкцій; участь у розробці будівельних норм.

Банах Виктор Аркадьевич — кандидат технических наук, профессор, декан факультета строительства и водных ресурсов Запорожской государственной инженерной академии, член-корреспондент Академии строительства Украины. Научные интересы: расчетные модели строительных конструкций зданий и сооружений в сложных условиях строительства и эксплуатации; взаимодействие зданий с основаниями; оценка технического состояния и проектирование железобетонных конструкций; участие в разработке строительных норм.

Banakh Victor — Ph.D. (engineering), professor, the dean of faculty of building and water resources of the Zaporizhzhya State Engineering Academy, corresponding member of Academy of Engineering of Ukraine. Scientific interests: calculation models of building constructions and buildings in the complicated conditions of building and exploitation; interaction of buildings with the grounds; estimation of the technical state and planning of reinforced-concrete constructions; participation in elaboration of building standards.

УДК 624.04

Д. Г. ГЛАДИШЕВ, Г. М. ГЛАДИШЕВ

НУ «Львівська політехніка», науково-проектна фірма «Реконстрпроект»

ОБСТЕЖЕННЯ ТА РЕКОНСТРУКЦІЯ ЦЕНТРАЛЬНОЇ БАШТИ БЮВЕТУ МІНЕРАЛЬНИХ ВОД У М. ТРУСКАВЕЦЬ

Наведено послідовність визначення технічного стану центральної башти бювету мінеральних вод № 2 у м. Трускавець та описані технічні рішення при реконструкції її конструктивних елементів для забезпечення їх надійної роботи.

центральна башта бювету, обстеження, технічний стан, реконструкція

Вступ

Одноповерхова будівля бювету мінеральних вод № 2 знаходиться у місці Трускавець. Складовою її частиною є центральна башта (рис. 1, 2), яка використовується у якості внутрішньої опори покриття та для зберігання і подачі мінеральної води користувачам. Покриття виконане у вигляді вицячої попередньо напруженої оболонки обертання.

Центральна башта є спорудою баштового типу і у будівля бювету відноситься до особливо відповідальної інженерної конструкції, яка експлуатується в складних умовах. Центральна башта під час своєї експлуатації зазнала дії оточуючого середовища та піддалася при цьому певному зношенню. До конструкції башти висуваються ряд певних вимог порушення яких робить процес нормальної експлуатації неможливим. Для забезпечення можливості її нормальної експлуатації та для прийняття певних заходів (поточний чи капітальний ремонт або реконструкція) необхідно було визначати її технічний стан як окремої конструкції згідно з діючим нормативним документом [4].

Мета та задачі досліджень

Центральна залізобетонна напірна башта бювету мінеральних вод у м. Трускавець, яка використовується для зберігання та подачі мінеральної води користувачам, експлуатується без належного технічного нагляду біля 35 років. Тому основною метою авторів було в межах комплексного обстеження споруди бювету встановити її дійсний технічний стан та надати рекомендації щодо подальшої безпечної експлуатації.

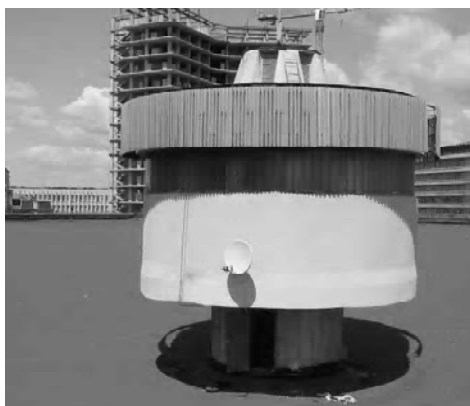


Рисунок 1 — Вид на верхню частину центральної башти бювету.



Рисунок 2 — Вид на внутрішню, нижню частину центральної башти бювету.

Основними задачами досліджень є:

- визначення фактичних геометричних параметрів башти;
- визначення міцнісних характеристик бетону елементів башти;
- визначення фактичних даних по армуванню елементів башти;
- фіксація виявлених дефектів.

Ці дані необхідні для перевірочних розрахунків елементів башти за двома групами граничних станів в процесі розробки проекту її реконструкції.

Експериментальні дослідження

За результатами виконаних обмірних робіт визначені геометричні параметри центральної залізобетонної башти бювету (рис. 3). На перерізі «1–1» рисунку 3 наведений план залізобетонних балок та колон на відм. +8,750 м.

Зовнішній діаметр центральної залізобетонної башти — 4,10 м до відмітки +8,15 м, далі йде розширення кільця, зовнішній діаметр якого — 8,57 м. По контуру розширення виконане у вигляді радіально розташованих 16 балок (рис. 3, переріз 1–1), які об'єднують контурне зовнішнє кільце з центральною баштою і консольно спираються на неї. На зовнішнє кільце рівномірно спираються 16 залізобетонних колон перерізом 300×400 мм і висотою 3,6 м. По верхній грані колон виконаний монолітний циліндричний залізобетонний пояс з монолітно зв'язаною з ним плитою покриття товщиною 160 мм (відм. низу плити 13,85 м). По центру плити виконана вентиляційна шахта загальною висотою 1,8 м та діаметром 2,4 м верхньої залізобетонної плити 80 мм.

Перевірку міцності бетону елементів башти виконували неруйнівним механічним методом пружинним автоматом А–2 комбінату «Хмельницькпромбуд». Розташування ділянок, на яких виконане зондування бетону, представлено на рисунку 3. Проектна марка бетону башти М200.

Виконана статистична обробка міцнісних характеристик бетону центральної залізобетонної башти показала, що коефіцієнт варіації «U» коливається в межах замірів міцнісних характеристик між $U = 7,06 \div 14,60$ %. Загальна статистична обробка даних міцнісних характеристик бетону центральної залізобетонної башти показала, що фактичний мінімальний клас «В» (марка — «М») бетону на час обстеження складає В17,5 (М225) при коефіцієнті варіації $U = 18,72$ %, що більше значенням проектного класу В15 та марки М200 бетону. Значення коефіцієнту варіації $U = 18,72$ % вказує на коливання його міцності по ділянках вимірювання, і це значення коефіцієнту варіації перевищує нормативне значення $U = 13,5$ % — коефіцієнта за [5], що вказує на незадовільний контроль якості бетону при бетонуванні залізобетонної башти.

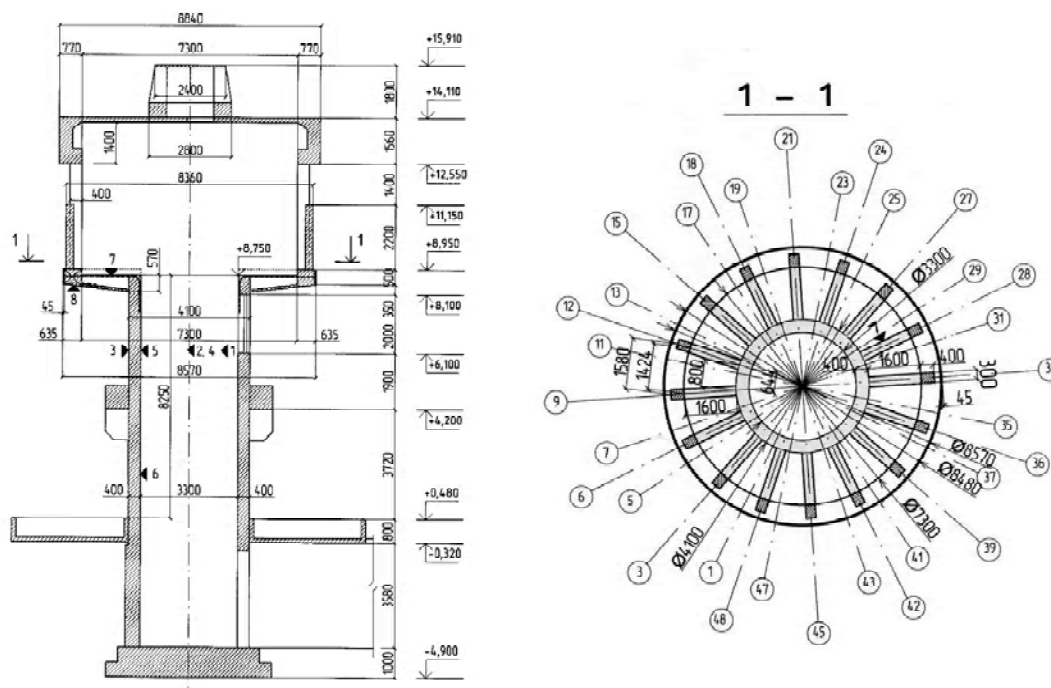


Рисунок 3 — Геометричні параметри конструкцій центральної башти: ►◄ — точки зондування міцності бетону.

Клас (марка) бетону центральної залізобетонної башти у 28-ми добовому віці, визначений за [1], становив $B_{28}10$ ($M_{28}150$), що менше проектного класу $B15$ та марки $M200$ бетону (рис. 4).

Ці орієнтовно визначені міцнісні характеристики бетону елементів конструкцій башти у 28-добовому віці слід використовувати при розрахунках, які враховують історію завантаження конструкцій.

Аналіз графіку (рис. 4) показує, що при витримці бетону до монтажу конструкції покриття бювету міцнісні характеристики бетону досягають проектних значень, приблизно на протязі трьох місяців від часу бетонування башти.

Характер армування елементів башти визначали за допомогою приладу ИЗС-10Н та з використанням часткового розкриття для визначення класу арматури.

Центральна залізобетонна башта армована поздовжніми та поперечними арматурними стрижнями:

- кільцева зовнішня та внутрішня конструктивна горизонтальна арматура башти вище відм. +6,000 м — $\varnothing 8$ А-I, встановлена з кроком 200 мм по висоті, захисний шар відсутній при відбиванні тиньку;

- вертикальна зовнішня та внутрішня робоча арматура башти — $\varnothing 16$ А-II, фактично встановлена з кроком 250 мм по висоті, захисний шар 10 мм; проектний крок вертикальної робочої арматури — 200 мм;

- горизонтальна зовнішня та внутрішня робоча арматура башти нижче відм. +6,000 м — $\varnothing 16$ А-II, встановлена з кроком 200 мм по висоті, що відповідає проектному кроку;

- робоча арматура радіальних консолей башти $4\varnothing 25$ А-II, заанкерена у стовбур башти;

- зовнішнє кільце діаметром 8,57 м армоване $6\varnothing 16$ А-II, у верхній та нижній зонах. Поперечна арматура двохзрізна $\varnothing 8$ А-I, встановлена з середнім кроком 250 мм;

В процесі обстеження центральної башти виявлені дефекти, які пов'язані із довготривалою її експлуатацією та впливом агресивної дії мінеральної води (рис. 5) на металеві конструкції:

- відшарування тиньку з зовнішньої сторони стовбура башти (рис. 6);

- недостатня товщина захисного шару бетону, корозія арматури сіток у нижній площині розширення башти (рис. 7);

- корозія сталевих балок настилу внаслідок протікань баків мінеральної води через дерев'яну підлогу (рис. 8, 9, 10). Переріз балок втратив до 40 % перерізу, особливо це стосується стінок швелерів де корозія досягала 50÷65 %;

- глибина тріщин в бетоні з поверхні зовнішнього кільця на відм. +8,75 м коливається від 60 мм до 210 мм (рис. 11, 12, 13).

За класифікацією [4] стан стовбура центральної залізобетонної башти II — задовільний (за умовами експлуатації відповідають стану I; мають місце дефекти та пошкодження, які можуть знизити довговічність конструкції; необхідні заходи щодо захисту конструкції від корозії).

За класифікацією [4] стан конструктивних елементів центральної залізобетонної башти (балки настилу, арматурні сітки у нижній площині розширення башти, зовнішнє залізобетонне кільце на відм. +8,75 м) III — непридатний до нормальної експлуатації (конструкції перевантажені або мають

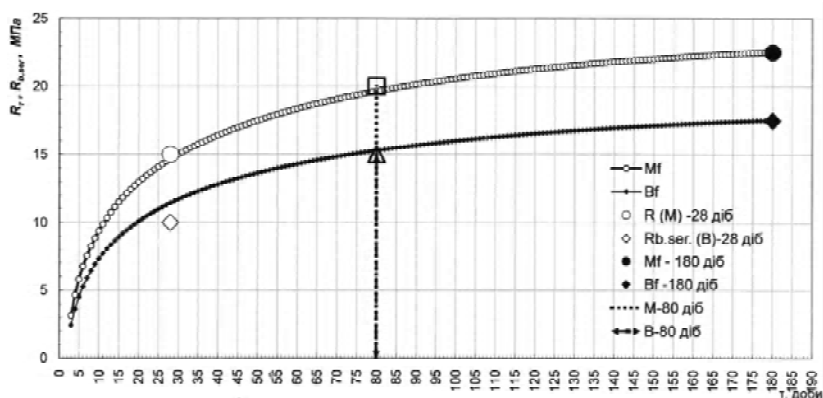


Рисунок 4 — Залежності зростання в часі міцності бетону R_t та умовної нормативної міцності бетону $R_{b,ser,t}$ монолітної залізобетонної центральної башти (після $t = 28, 80$ та ≥ 180 діб). Залежності відповідають класу $B10$ та міцності $R_{28} = 15$ МПа ($M150$) бетону у 28-добовому віці; у віці 80 діб бетон досягає класу $B15$ та марки $M200$.



Рисунок 5 — Розташування старих баків для зберігання мінеральних вод на відм. +8,95 м.



Рисунок 6 — Відшарування тиньку на ділянці розширення башти.



Рисунок 7 — Корозія арматури сіток у нижній площині розширення башти.



Рисунок 8 — Корозія сталевих балок настилу.



Рисунок 9 — Заміри корозії сталевих балок настилу.



Рисунок 10 — Заміри товщини прокородованих стінок швелерів електронним товщиноміром.

місце дефекти та пошкодження, які свідчать про зниження її несучої здатності). Зазначені вище конструктивні елементи центральної башти потребують капітального ремонту.

Рішення по ремонту конструктивних елементів центральної башти

Для проведення капітального ремонту конструктивних елементів центральної башти, які знаходяться у стані, непридатному до нормальної експлуатації, авторами розроблено наступні конструктивні рішення:

- підсилення кільцевої балки перекриття на відм. +8,75 м за рахунок улаштування сталевго попередньо напруженого стяжного кільця (рис. 14) для зменшення виявлених тріщиноутворень. Стяжне кільце складається з трьох ланок (виконаних із сталевго полоси — 10×120 мм), які поєднуються між собою замками на шпильках М36;

- заміна кородованих кільцевих сталевих балок та дерев'яного настилу на кільцеву консольну монолітну залізобетонну плиту товщиною 200 мм, яка спирається на центральну башту і консольно розповсюджена на ширину технологічної площадки для обслуговування баків зберігання мінеральних вод. На консоль плити, крім власної її ваги, діють навантаження від спирання двох з чотирьох опор семи баків (по дві інші опори баків спираються безпосередньо на стовбур башти) та технологічного навантаження для обслуговування баків — $v = 200$ кгс/м² за [2]. Характер армування кільцевої консольної монолітної залізобетонної плити наведено на рисунку 15.



Рисунок 11 — Заміри кроків поперечної арматури зовнішнього кільця на відм. +8,75 м приладом ИЗС-10Н.

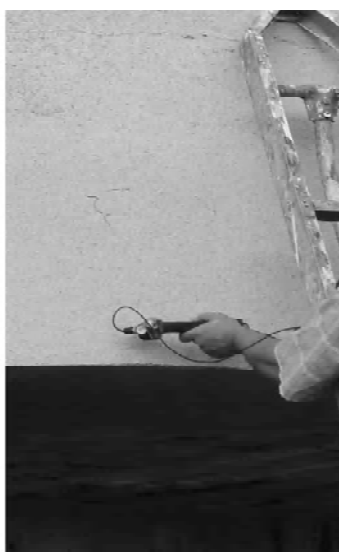


Рисунок 12 — Заміри глибини тріщин в бетоні зовнішнього кільця на відм. +8,75 м приладом УК-14ПМ.

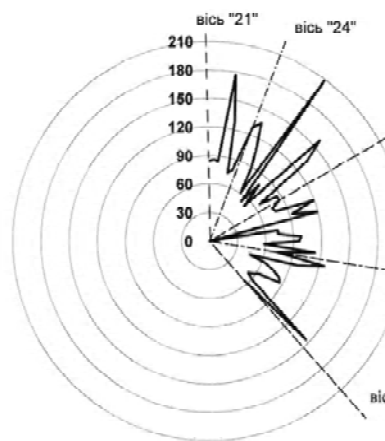


Рисунок 13 — Глибина тріщин в бетоні з поверхні зовнішнього кільця на відм. +8,75 м.



Рисунок 14 — Підсилення кільцевої балки перекриття на відм. +8,75 м сталевим стяжним кільцем.

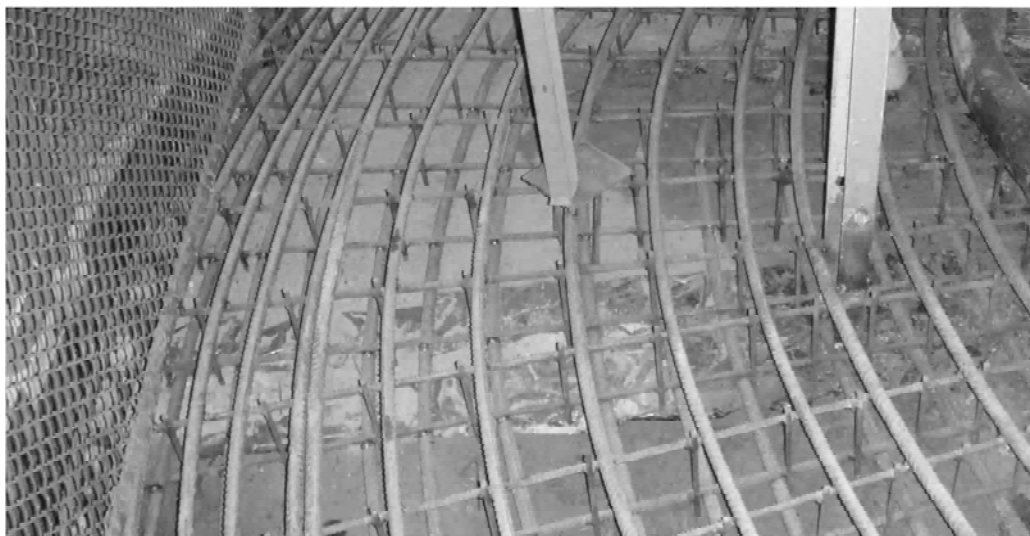


Рисунок 15 — Кільцеве та радіальне армування кільцевої консольної монолітної залізобетонної плити перекриття на відм. +8,95 м.

Розрахунки залізобетонних та сталевих конструкцій виконані відповідно до нормативних документів [2, 3, 5, 6].

Висновки

Виконання комплексного інструментального обстеження центральної башти бювету дозволило встановити дійсний технічний стан її конструктивних елементів.

Виконані роботи з капітального ремонту та підсиленню конструктивних елементів центральної башти бювету мінеральних вод показали логічність та надійність прийнятих рішень.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Берг О.Я. Высокопрочный бетон. — М. : Стройиздат, 1971. — 207 с.
2. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи : ДБН В.1.2—2:2006. — [Чинний від 2007—01—01]. — К. : 2006. — 63 с. (Нормативний документ Мінбуд України).
3. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Прогини та переміщення : ДСТУ Б В.1.2—3:2006. — [Чинний від 2007—01—01]. — К. : Мінбуд України, 2006. — 15 с. (Нормативний документ Мінбуд України).
4. НПАОП 45.2—1.01—98. Правила обстежень, оцінки технічного стану та паспортизації виробничих будівель і споруд. — К. : Енергоперспектива, 1999. — 96 с.
5. Бетонные и железобетонные конструкции, предназначенные для работы в условиях повышенных и высоких температур : СНиП 2.03.04—84. — М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1985. — 54 с.
6. Стальные конструкции : СНиП II-23-81*. — М. : Стройиздат, 1990. — 94 с.

Отримано 06.05.2011

Д. Г. ГЛАДЫШЕВ, Г. Н. ГЛАДЫШЕВ
ОБСЛЕДОВАНИЕ И РЕКОНСТРУКЦИЯ ЦЕНТРАЛЬНОЙ БАШНИ БЮВЕТА
МИНЕРАЛЬНЫХ ВОД В Г. ТРУСКАВЕЦ

Национальный университет «Львовская политехника», научно-проектная фирма
«Реконстрпроект»

Приведена последовательность определения технического состояния центральной башни бювета минеральных вод № 2 в г. Трускавец и описаны технические решения при реконструкции ее конструктивных элементов для обеспечения их надежной работы.

центральная башня бювета, обследования, техническое состояние, реконструкция

D. G. GLADYSHEV, G. N. GLADYSHEV
INSPECTION AND RECONSTRUCTION OF CENTRAL TOWER OF PUMP-ROOM
OF MINERAL WATERS IN TRUSKAVETS

National University «Lviv polytechnics», scientific-engineering firm «Rekonstrproekt»

The sequence of determination of the technical state of central tower of pump-room of mineral waters is resulted №2 in Truskavets and technical decisions are described at the reconstruction of its structural elements for providing their reliable operation.

central tower of pump-room, inspections, technical state, reconstruction

Гладишев Геннадій Миколайович — кандидат технічних наук, доцент кафедри «Будівельні конструкції та мости» інституту будівництва та інженерії докільця Національного університету «Львівська політехніка», член-кореспондент Львівського територіального відділення Академії будівництва України, директор науково-проектної фірми «Реконстрпроект». Наукові інтереси: вплив неврахованих при проектуванні факторів на експлуатаційну довговічність елементів залізобетонних конструкцій тонкостінних просторових споруд для забезпечення їх надійності при експлуатації.

Гладишев Дмитро Геннадійович — кандидат технічних наук, доцент кафедри «Архітектурні конструкції» інституту архітектури Національного університету «Львівська політехніка», головний інженер науково-проектної фірми «Реконстрпроект». Наукові інтереси: вплив неврахованих при проектуванні факторів на експлуатаційну довговічність елементів залізобетонних конструкцій тонкостінних просторових споруд для забезпечення їх надійності при експлуатації.

Гладышев Геннадий Николаевич — кандидат технических наук, доцент кафедры «Строительные конструкции и мосты» института строительства и инженерии окружающей среды Национального университета «Львовская политехника», член-корреспондент Львовского территориального отделения Академии строительства Украины, директор научно-проектной фирмы «Реконстрпроект». Научные интересы: влияние неучтенных при проектировании факторов на эксплуатационную долговечность элементов железобетонных конструкций тонкостенных пространственных сооружений для обеспечения их надёжности при эксплуатации.

Гладышев Дмитрий Геннадиевич — кандидат технических наук, доцент кафедры «Архитектурные конструкции» института архитектуры Национального университета «Львовская политехника», главный инженер научно-проектной фирмы «Реконстрпроект». Научные интересы: влияние неучтенных при проектировании факторов на эксплуатационную долговечность элементов железобетонных конструкций тонкостенных пространственных сооружений для обеспечения их надёжности при эксплуатации.

Gladyshev Gennadiy — Ph.D., senior lecturer of the department «Building designs and bridges» institute of construction and engineering of environment National University «Lviv polytechnics», the member correspondent of the Lvov territorial branch of Academy of construction of Ukraine, the head of the scientific-engineering firm «Rekonstrproekt». Scientific interests: influence of the factors, not considered at designing, on operational durability of elements in reinforced concrete designs of thin-walled spatial structures for maintenance of their reliability at operation.

Gladyshev Dmytiy — Ph.D., a senior lecturer of the department «Architectural designs» institute of architecture National University «Lviv polytechnics», main engineer at the scientific-engineering firm «Rekonstrproekt». Scientific interests: influence of the factors, not considered at designing, on operational durability of elements in reinforced concrete designs of thin-walled spatial structures for maintenance of their reliability at operation.

УДК 624.012

Р. І. КІНАШ¹, Я. С. ГУК²

¹Національний університет «Львівська політехніка», ²Ужгородський національний університет

ОБЧИСЛЕННЯ ВІТРОВОГО НАВАНТАЖЕННЯ ЗА ВИСОТНИМИ І ВИСОТНО-ЛОГАРИФМІЧНИМИ КОЕФІЦІЄНТАМИ НА МЕТЕОСТАНЦІЯХ ЗАКАРПАТСЬКОЇ ОБЛАСТІ І ВЕРШИНАХ УКРАЇНСЬКИХ КАРПАТ

Наведена методика визначення та результати порівняння параметрів вітрового навантаження обчислених за висотними і висотно-логіфімічними коефіцієнтами, 23-ма і 4-ма напрямками між метеостанціями і перехідними станціями та за спостереженнями у 1955–2005 роках на метеостанціях Закарпатської області. Для проектування висотних споруд рекомендовано застосовувати більші за абсолютним значенням вітрові навантаження.

вітрове навантаження

Вступ

Для проектування висотних будівель та споруд під час виконання розрахунків основним є вітрове навантаження. Як свідчить досвід українських і зарубіжних дослідників, які займаються оновленням нормативної документації [1–3], чинні нормативні документи часто мало відповідають дійсності, не забезпечують проектувальників усіма необхідними показниками.

Методика виконання досліджень

Для обчислення вітрових параметрів: найбільших із середніх швидкостей вітру і середнього вітрового тиску, максимальної швидкості вітру і максимального вітрового тиску, повторювальності швидкості вітру за 8-ма румбами: Пн, ПнСх, Сх, ПдСх, Пд, ПдЗах, Зах, ПнЗах у липні і січні за даними спостережень на 9-ти метеостанціях Закарпатської області у 1955-2005 роках застосовують 23-и напрямки між метеостанціями і перехідними станціями [4–12] та формули висотних коефіцієнтів:

$$W_X = W_I + K_{1-2} \cdot \Delta H_X, \quad (1)$$

$$K_{1-2} = \frac{W_2 - W_1}{\Delta H}, \quad (2)$$

$$\Delta H = H_2 - H_1, \quad (3)$$

$$\Delta H_X = H_I - H_X, \quad (4)$$

де W_1 , W_2 , W_X — вітрові параметри на станціях 1, 2, X;

H_1 , H_2 , H_X — висоти над рівнем Балтійського моря на станціях 1, 2, X;

K_{1-2} — висотний коефіцієнт між початковою (1) і кінцевою (2) станціями напрямку;

ΔH — різниця висот над рівнем Балтійського моря між початковою (1) і кінцевою (2) станціями напрямку;

ΔH_X — різниця висот над рівнем Балтійського моря між початковою (1) станцією напрямку і станцією X, а також 4-и напрямки між метеостанціями: Берегово-Плай, Ужгород-Плай, Хуст-Плай, В.Березний-Плай і формули висотно-логіфімічних коефіцієнтів:

$$W_X = W_1 + K_{lg1-2} \cdot lg \Delta H_X, \quad (5)$$

$$K_{lg1-2} = \frac{W_2 - W_1}{lg \Delta H}, \quad (6)$$

$$lg \Delta H = lg H_2 - lg H_1, \quad (7)$$

$$lg \Delta H_X = lg H_1 - lg H_X, \quad (8)$$

де W_1, W_2, W_X — вітрові параметри на станціях 1, 2, X; $lg H_1, lg H_2, lg H_X$ — логарифми висот над рівнем Балтійського моря на станціях 1, 2, X; K_{lg1-2} — висотно-логіфімічний коефіцієнт між початковою [1] і кінцевою [2] станціями напрямку; $lg \Delta H$ — різниця логарифмів висот над рівнем Балтійського моря між початковою [1] і кінцевою [2] станціями напрямку; $lg \Delta H_X$ — різниця логарифмів висот над рівнем Балтійського моря між станцією [1] напрямку і станцією X.

За даними формул (1–8) обчислені вітрові параметри, які подані в таблиці 1 — порівняння результатів параметрів вітру, обчислених за висотними і висотно-логіфімічними коефіцієнтами на метеостанціях Закарпатської області і вершинах Українських Карпат: найбільшої із середніх швидкостей вітру і середній вітровий тиск та максимальна швидкість і максимальний вітровий тиск у липні і січні за спостереженнями на метеостанціях у 1955–2005 роках; в табл. 2 і 3 — повторювальності вітру за 8-ми румбами у липні і січні.

За даними таблиці 1 побудовані 4-і графіки (рис. 1–4) зміни швидкостей вітру (середньої, максимальної) і вітрового тиску в липні і січні залежно від розміщення метеостанцій і вершин Українських Карпат над рівнем Балтійського моря обчислені за висотними і висотно-логіфімічними коефіцієнтами.

Залежність середньої швидкості вітру від висоти (рис. 1) апроксимована функціями: для висотних коефіцієнтів — $V_{X_{сер.}} = V_{1_{сер.}} + K_{1-2,сер.} \cdot \Delta H_X$, для висотно-логіфімічних коефіцієнтів — $V_{X_{сер.}} = V_{1_{сер.}} + K_{1-2,сер.} \cdot lg \Delta H_X$. Залежність максимальної швидкості вітру від висоти (рис. 2) апроксимована функціями: для висотних коефіцієнтів — $V_{X_{макс.}} = V_{1_{макс.}} + K_{1-2,макс.} \cdot \Delta H_X$, для висотно-логіфімічних коефіцієнтів — $V_{X_{макс.}} = V_{1_{макс.}} + K_{1-2,макс.} \cdot lg \Delta H_X$.

Залежність середнього вітрового тиску від висоти (рис. 3) апроксимована функціями: для висотних коефіцієнтів — $P_{X_{сер.}} = P_{1_{сер.}} + K_{1-2,сер.} \cdot \Delta H_X$, для висотно-логіфімічних коефіцієнтів — $P_{X_{сер.}} = P_{1_{сер.}} + K_{1-2,сер.} \cdot lg \Delta H_X$. Залежність максимального вітрового тиску від висоти (рис. 4) апроксимована функціями для висотних коефіцієнтів — $P_{X_{макс.}} = P_{1_{макс.}} + K_{1-2,макс.} \cdot \Delta H_X$, для висотно-логіфімічних коефіцієнтів — $P_{X_{макс.}} = P_{1_{макс.}} + K_{1-2,макс.} \cdot lg \Delta H_X$.

Залежність середнього вітрового тиску від висоти (рис. 3) апроксимована функціями: для висотних коефіцієнтів — $P_{X_{сер.}} = P_{1_{сер.}} + K_{1-2,сер.} \cdot \Delta H_X$, для висотно-логіфімічних коефіцієнтів — $P_{X_{сер.}} = P_{1_{сер.}} + K_{1-2,сер.} \cdot lg \Delta H_X$. Залежність максимального вітрового тиску від висоти (рис. 4) апроксимована функціями для висотних коефіцієнтів — $P_{X_{макс.}} = P_{1_{макс.}} + K_{1-2,макс.} \cdot \Delta H_X$, для висотно-логіфімічних коефіцієнтів — $P_{X_{макс.}} = P_{1_{макс.}} + K_{1-2,макс.} \cdot lg \Delta H_X$.

Таблиця 1 — Результати параметрів вітрового навантаження, обчислених за висотними і висотно-логарифмічними коефіцієнтами на метеостанціях і характерних вершинах Українських Карпат

№ п / п	Назва метеостан-цій і вершин Українських Карпат	Висота над рівнем Балтійського моря, м	Найбільша із середніх швидкостей вітру, м/с / вітровий тиск, Па				Максимальна швидкість вітру, м/с / вітровий тиск, Па			
			Липень		Січень		Липень		Січень	
			за висотними коеф.	за висотно-логарифмічними коеф.	за висотними коеф.	за висотно-логарифмічними коеф.	за висотними коеф.	за висотно-логарифмічними коеф.	за висотними коеф.	за висотно-логарифмічними коеф.
1.	Берегово	113	2,9 / 5,1	2,9 / 5,1	2,5 / 3,8	2,5 / 3,8	24 / 351	24 / 351	20 / 244	20 / 244
2.	Ужгород	114,6	3,3 / 6,6	3,3 / 6,6	3,6 / 7,9	3,6 / 7,9	26 / 412	26 / 412	24 / 351	24 / 351
3.	Хуст	166	1,6 / 1,6	1,6 / 1,6	1,8 / 1,9	1,8 / 1,9	20 / 244	20 / 244	20 / 244	20 / 244
4.	В. Березний	209	2,2 / 2,95	2,2 / 2,95	2,1 / 2,7	2,1 / 2,7	20 / 244	20 / 244	25 / 381	25 / 381
5.	Рахів	438	1,5 / 1,4	1,5 / 1,4	3,3 / 8,7	3,3 / 8,7	30 / 545	30 / 545	20 / 244	20 / 244
6.	Міжгір'я	456	2,1 / 2,7	2,1 / 2,7	2,5 / 3,8	2,5 / 3,8	35 / 747	35 / 747	20 / 244	20 / 244
7.	Н. Ворота	500	2,4 / 3,5	2,4 / 3,5	3,9 / 9,3	3,9 / 9,3	21 / 269	21 / 269	24 / 351	24 / 351
8.	Н. Студений	615	2,2 / 2,95	2,2 / 2,95	3,3 / 6,6	3,3 / 6,6	18 / 197,6	18 / 197,6	20 / 244	20 / 244
9.	г. Погар	792	4,96 / 15,0	5,91 / 21,3	5,85 / 20,87	7,18 / 31,44	31,7 / 612,98	35,7 / 778,3	31,7 / 612,9	35,7 / 779,2
10.	г. Дахманів	1017	5,81 / 20,59	6,43 / 25,22	7,04 / 30,23	7,92 / 38,26	34,9 / 745,54	37,8 / 871,6	34,9 / 745,5	37,8 / 872,1
11.	г. Висока Клева	1110	6,1 / 23,14	6,62 / 26,73	7,52 / 34,49	8,12 / 40,21	36,3 / 804,2	38,5 / 905,1	36,6 / 804,2	38,5 / 905,6
12.	Плай	1330	7,0 / 29,8	7,0 / 29,8	8,7 / 46,2	8,7 / 46,2	40 / 978	40 / 978	40 / 978	40 / 978
13.	г. Полонина Рівна	1470	7,52 / 34	7,18 / 31,44	9,42 / 54	8,95 / 48,86	42 / 1079	40,7 / 1011,9	42,1 / 1081	40,7 / 1011,5
14.	г. Великий Верх	1598	7,99 / 39	7,36 / 33,04	10,1 / 62	9,2 / 51,63	43,97 / 1179	41,5 / 1048,5	44,08 / 1185	41,45 / 1048
15.	г. Темпа	1634	8,14 / 40	7,41 / 33,49	10,29 / 65	9,27 / 52,41	44,5 / 1208	41,65 / 1058	44,5 / 1208	41,6 / 1057,6
16.	г. Унгарська	1707	8,41 / 43	7,5 / 34,31	10,67 / 69	9,37 / 53,55	45,59 / 1263	42,0 / 1076,5	45,66 / 1271	42,0 / 1076
17.	г. Сивуля, г. Товста	1818	8,81 / 47	7,62 / 35,41	11,27 / 77	9,59 / 56,1	46,98 / 1346	42,5 / 1102,8	47,33 / 1366	42,5 / 1101,8
18.	г. Піп Іван	1936	9,26 / 52	7,75 / 36,63	11,88 / 86	9,76 / 58,1	49 / 1464	43,2 / 1136,3	49,11 / 1471	43,0 / 1128,4
19.	г. Петрос	2020	9,55 / 56	7,84 / 37,49	12,33 / 92	9,88 / 59,54	50,26 / 1541	43,4 / 1149,5	50,31 / 1548	43,4 / 1147,4
20.	г. Говерла	2061	9,75 / 58	7,87 / 37,78	12,54 / 95	9,91 / 59,9	50,86 / 1578	43,5 / 1154,8	50,98 / 1585	43,5 / 1153,7

Таблиця 2 — Результати повторювальності вітру за 8-ми румбами у липні, обчисленими за висотними і висотно-логіфічними коефіцієнтами на метеостанціях і вершинах Українських Карпат Закарпатської області за спостереженнями у 1955–2005 роках

№ п / п	Назва Метеостанцій і вершин Українських Карпат	Висота над рівнем Балтійського моря, м	Повторювальність вітрів за румбами у липні, %: чисельник – обчислені за висотними коефіцієнтами, знаменник – обчислені за висотно-логіфічними коефіцієнтами							
			Пн	ПнСх	Сх	ПлСх	Пд	ПдЗах	Зах	ПнЗах
1.	Берегово	113	17,8 / 17,8	11,1 / 11,1	8,2 / 8,2	14,3 / 14,3	12,2 / 12,2	5,9 / 5,9	9,8 / 9,8	20,7 / 20,7
2.	Ужгород	114,6	16,7 / 16,7	13,5 / 13,5	14,3 / 14,3	14,1 / 14,1	9,7 / 9,7	6,6 / 6,6	8,5 / 8,5	16,6 / 16,6
3.	Хуст	166	8,6 / 8,6	26,3 / 26,3	20,0 / 20,0	5,8 / 5,8	5,5 / 5,5	8,1 / 8,1	21,3 / 21,3	4,4 / 4,4
4.	В. Березний	209	17,9 / 17,9	14,7 / 14,7	5,1 / 5,1	9,5 / 9,5	13,3 / 13,3	5,3 / 5,3	14,7 / 14,7	19,5 / 19,5
5.	Рахів	438	4,8 / 4,8	23,5 / 23,5	12,2 / 12,2	5,0 / 5,0	12,0 / 12,0	28,2 / 28,2	12,0 / 12,0	2,3 / 2,3
6.	Міжгір'я	456	20,1 / 20,1	11,0 / 11,0	4,6 / 4,6	10,2 / 10,2	23,7 / 23,7	4,1 / 4,1	3,4 / 3,4	22,9 / 22,9
7.	Н. Ворота	500	39,4 / 39,4	5,2 / 5,2	1,7 / 1,7	1,9 / 1,9	10,5 / 10,5	21,9 / 21,9	3,9 / 3,9	15,5 / 15,5
8.	Н. Студений	615	46,5 / 46,5	4,6 / 4,6	1,6 / 1,6	7,5 / 7,5	24,4 / 24,4	3,4 / 3,4	2,8 / 2,8	9,2 / 9,2
9.	г. Погар	792	14,44 / 14,03	17,40 / 18,27	9,65 / 8,74	6,0 / 4,0	8,45 / 7,67	18,46 / 23,08	11,90 / 11,24	13,70 / 13,07
10.	г. Дахманів	1017	14,17 / 13,96	17,93 / 17,99	8,04 / 8,27	4,29 / 2,97	7,84 / 7,39	23,11 / 25,85	11,26 / 10,83	13,36 / 12,74
11.	г. Висока Клева	1110	14,06 / 13,91	17,87 / 18,10	8,57 / 8,11	3,6 / 2,61	7,59 / 7,26	24,22 / 26,7	11,16 / 10,69	12,93 / 12,62
12.	Плай	1330	13,8 / 13,8	18,2 / 18,2	7,8 / 7,8	1,9 / 1,9	7,0 / 7,0	28,5 / 28,5	10,4 / 10,4	12,4 / 12,4
13.	г. Полонина Рівна	1470	13,6 / 13,73	18,4 / 18,26	7,3 / 7,61	0,8 / 1,5	6,6 / 6,85	31,1 / 29,55	10,1 / 10,2	12,1 / 12,27
14.	г. Великий Верх	1598	13,4 / 13,68	18,6 / 18,32	6,8 / 7,47	0,6 / 1,17	6,3 / 6,72	32,8 / 30,71	9,7 / 10,10	11,8 / 12,23
15.	г. Темпа	1634	13,4 / 13,66	18,6 / 18,34	6,7 / 7,43	0,8 / 1,18	6,2 / 6,69	33,0 / 30,65	9,6 / 9,92	11,7 / 12,13
16.	г. Унгарська	1707	13,3 / 13,63	18,6 / 18,37	6,4 / 7,34	1,1 / 0,89	5,4 / 6,63	34,5 / 31,01	9,3 / 9,99	11,4 / 12,07
17.	г. Сивуля, г. Товста	1818	13,0 / 13,67	18,6 / 18,46	6,1 / 7,23	1,3 / 0,66	5,4 / 6,54	35,3 / 31,63	9,0 / 9,88	11,3 / 12,01
18.	г. Піп Іван	1936	13,0 / 13,56	19,0 / 18,45	5,7 / 7,11	1,6 / 0,47	5,3 / 6,44	36,4 / 32,27	8,6 / 9,78	10,4 / 11,92
19.	г. Петрос	2020	12,5 / 13,53	19,0 / 18,48	5,2 / 7,04	2,0 / 0,27	5,1 / 6,38	37,5 / 32,72	8,3 / 9,71	10,4 / 11,87
20.	г. Говерла	2061	12,5 / 13,52	19,1 / 18,50	5,1 / 7,01	2,1 / 1,09	4,9 / 6,36	38,0 / 32,86	8,0 / 9,69	10,3 / 11,84

Таблиця 3 — Порівняння результатів повторювальності вітру за 8-ми румбами у січні, обчисленими за висотними і висотно-логарифмічними коефіцієнтами на метеостанціях Закарпатської області і вершинах Українських Карпат за спостереженнями у 1955–2005 роках

№ п / п	Назва метеостанцій і вершин Українських Карпат	Висота над рівнем Балтійського моря, м	Повторювальність вітрів за румбами у січні, %: чисельник – обчислені за висотними коефіцієнтами, знаменник – обчислені за висотно-логарифмічними коефіцієнтами							
			Пн	ПнСх	Сх	ПлСх	Пд	ПдЗах	Зах	ПнЗах
1.	Берегово	113	9,7 / 9,7	6,1 / 6,1	9,0 / 9,0	36,5 / 36,5	18,9 / 18,9	3,3 / 3,3	4,4 / 4,4	12,1 / 12,1
2.	Ужгород	114,6	11,0 / 11,0	5,8 / 5,8	12,2 / 12,2	38,2 / 38,2	11,6 / 11,6	3,3 / 3,3	5,4 / 5,4	12,5 / 12,5
3.	Хуст	166	8,9 / 8,9	30,1 / 30,1	27,0 / 27,0	3,6 / 3,6	1,9 / 1,9	5,5 / 5,5	21,1 / 21,1	1,9 / 1,9
4.	В. Березний	209	19,0 / 19,0	8,1 / 8,1	3,0 / 3,0	16,9 / 16,9	18,6 / 18,6	6,2 / 6,2	9,2 / 9,2	19,0 / 19,0
5.	Рахів	438	2,8 / 2,8	22,7 / 22,7	15,4 / 15,4	4,5 / 4,5	10,7 / 10,7	32,1 / 32,1	9,5 / 9,5	2,3 / 2,3
6.	Міжгір'я	456	15,3 / 15,3	5,6 / 5,6	3,2 / 3,2	19,5 / 19,5	33,5 / 33,5	2,0 / 2,0	2,2 / 2,2	18,7 / 18,7
7.	Н.Ворота	500	18,5 / 18,5	1,4 / 1,4	2,2 / 2,2	3,1 / 3,1	13,2 / 13,2	39,2 / 39,2	3,1 / 3,1	9,3 / 9,3
8.	Н. Студений	615	36,7 / 36,7	2,1 / 2,1	0,9 / 0,9	17,9 / 17,9	32,5 / 32,5	1,6 / 1,6	0,9 / 0,9	7,4 / 7,4
9.	г. Погар	792	8,95 / 7,02	7,71 / 5,81	9,52 / 8,20	13,69 / 9,64	14,01 / 14,53	27,37 / 35,88	10,27 / 10,38	8,48 / 8,54
10.	г. Дахманів	1017	7,18 / 6,18	6,0 / 4,74	8,38 / 7,51	10,26 / 7,60	14,45 / 14,80	35,0 / 40,70	10,32 / 10,39	8,41 / 8,08
11.	г. Висока Клева	1110	6,63 / 5,89	5,29 / 4,63	7,92 / 6,39	8,85 / 6,92	14,64 / 14,94	37,75 / 42,80	10,34 / 10,39	8,58 / 8,12
12.	Плай	1330	5,3 / 5,3	3,6 / 3,6	6,8 / 6,8	5,5 / 5,5	15,1 / 15,1	45,7 / 45,7	10,4 / 10,4	7,6 / 7,6
13.	г. Полонина Рівна	1470	4,6 / 4,99	2,8 / 3,2	6,2 / 6,52	2,5 / 4,83	15,4 / 15,22	50,8 / 47,43	10,5 / 10,37	7,2 / 7,44
14.	г. Великий Верх	1598	3,9 / 4,70	2,4 / 2,83	5,5 / 6,31	2,8 / 4,07	15,5 / 15,28	52,8 / 49,15	10,3 / 10,4	6,8 / 7,26
15.	г. Темпа	1634	3,4 / 4,62	2,4 / 2,74	5,1 / 6,25	3,1 / 3,89	15,5 / 15,31	53,4 / 49,57	10,4 / 10,4	6,7 / 7,22
16.	г. Унгаряська	1707	3,0 / 4,47	2,4 / 2,54	4,8 / 6,12	3,8 / 3,54	15,6 / 15,36	53,7 / 50,42	10,4 / 10,4	6,3 / 7,14
17.	г. Сивуля, г. Товста	1818	2,6 / 4,26	2,4 / 2,45	4,8 / 5,95	3,8 / 3,1	15,6 / 15,43	54,2 / 51,40	10,4 / 10,38	6,2 / 7,03
18.	г. Піп Іван	1936	2,5 / 4,05	2,3 / 2,58	4,7 / 5,79	3,8 / 2,59	15,6 / 15,50	54,2 / 52,2	10,4 / 10,38	5,6 / 6,91
19.	г. Петрос	2020	2,4 / 3,91	2,2 / 2,67	4,7 / 5,67	3,9 / 2,29	15,6 / 15,55	55,5 / 52,7	10,0 / 10,38	5,3 / 6,83
20.	г. Говерла	2061	1,3 / 3,86	2,0 / 2,69	4,6 / 5,63	4,2 / 2,24	15,7 / 15,56	56,0 / 52,82	10,0 / 10,39	5,2 / 6,81

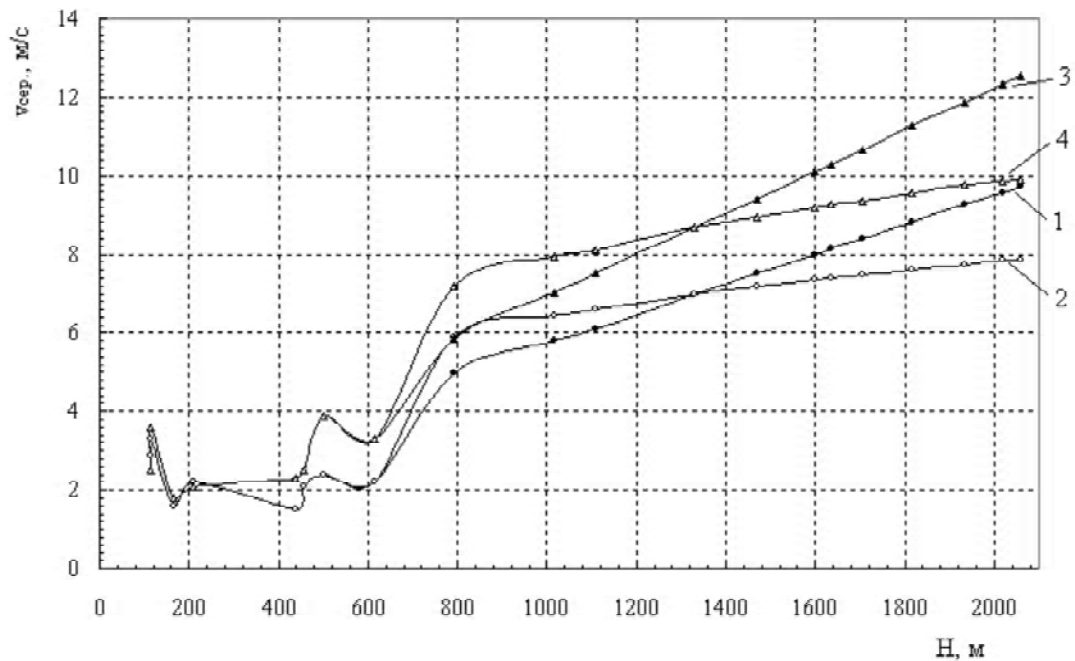


Рисунок 1 — Залежність середньої швидкості вітру від висоти: 1 — липень, 3 — січень обчислені за висотними коефіцієнтами; 2 — липень, 4 — січень обчислені за висотно-логіфімічними коефіцієнтами, залежно від розміщення метеостанцій і вершин Українських Карпат над рівнем Балтійського моря.

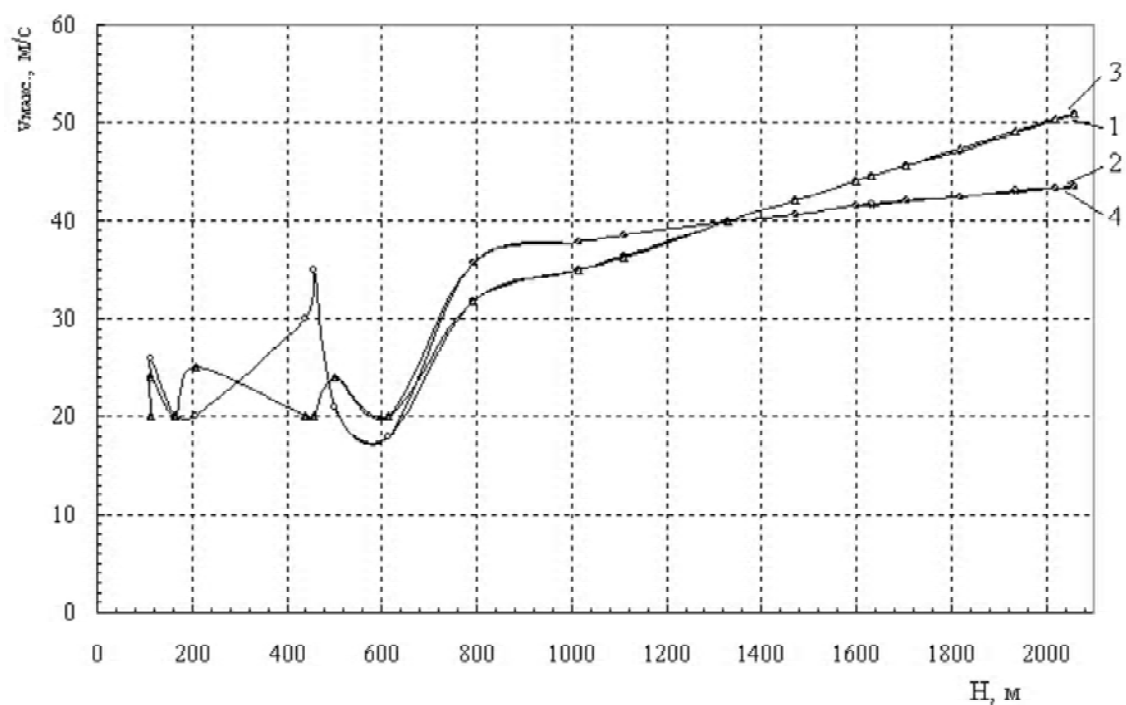


Рисунок 2 — Залежність максимальної швидкості вітру від висоти: 1 — липень, 3 — січень обчислені за висотними коефіцієнтами; 2 — липень, 4 — січень обчислені за висотно-логіфімічними коефіцієнтами, залежно від розміщення метеостанцій і вершин Українських Карпат над рівнем Балтійського моря.

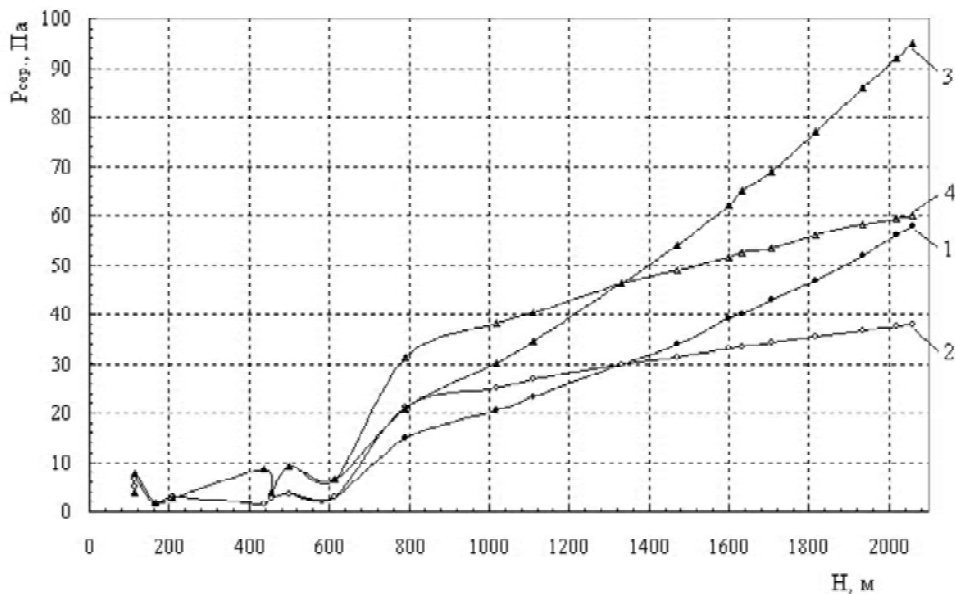


Рисунок 3 — Залежність середнього вітрового тиску від висоти: 1 — липень, 3 — січень обчислені за висотними коефіцієнтами; 2 — липень, 4 — січень обчислені за висотно-логіфічними коефіцієнтами, залежно від розміщення метеостанцій і вершин Українських Карпат над рівнем Балтійського моря.

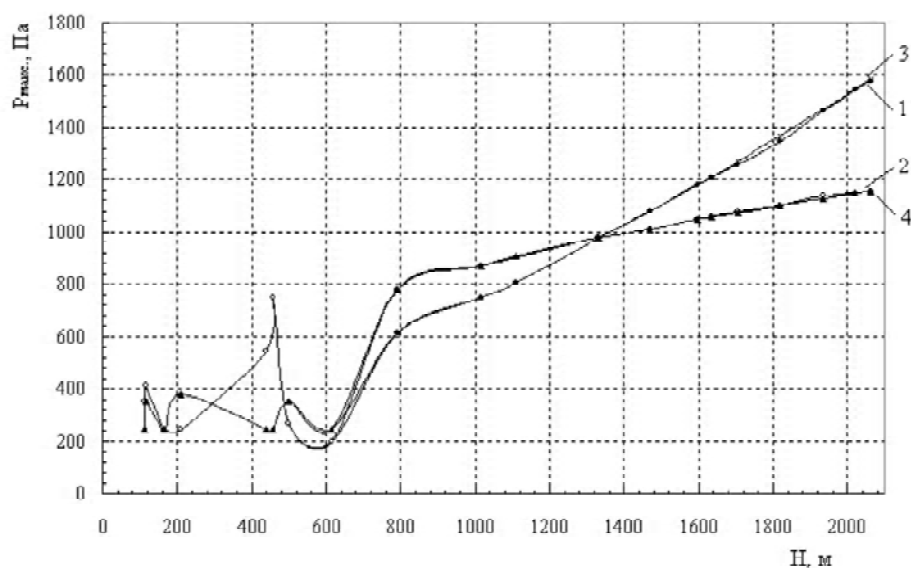


Рисунок 4 — Залежність максимального вітрового тиску від висоти: 1 — липень, 3 — січень обчислені за висотними коефіцієнтами; 2 — липень, 4 — січень обчислені за висотно-логіфічними коефіцієнтами, залежно від розміщення метеостанцій і вершин Українських Карпат над рівнем Балтійського моря.

Висновки

1. В статті наведені методика визначення та результати порівняння параметрів вітрового навантаження обчислених за висотними і висотно-логіфічними коефіцієнтами, 23-ма і 4-ма напрямками між метеостанціями і перехідними станціями та за спостереженнями у 1955–2005 роках на метеостанціях Закарпатської області.

2. Для вершини Говерла визначені: найбільша із середніх швидкостей вітру за липень більша за висотними коефіцієнтами на 1,88 м/с і відповідно вітровий тиск на 20,22 Па, — за січень — на 2,63 м/с; вітровий тиск — на 35,1 Па, — максимальна швидкість вітру за липень більша за висотними

коефіцієнтами на 7,48 м/с, а максимальний вітровий тиск на 423,2 Па; за січень — на 7,49 м/с, максимальний вітровий тиск на 431,3 Па.

3. Повторювальності вітру обчислені за висотними і висотно-логіфічними коефіцієнтами за 8-ми румбами в січні і липні відрізняються між собою в межах 1–7 %, що суттєво не впливає на визначення пануючих вітрів при зонуванні території.

4. Для проектування висотних споруд рекомендовано застосовувати більші за абсолютним значенням вітрові навантаження.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Норми проектування. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи : ДБН В.1.2–2:2006 [Чинний від 2007–01–01]. — К. : Мінбуд України, 2006. — 78 с. (Нормативний документ Мінбуд України).
2. Будівельна кліматологія : ДСТУ–Н Б В.1.1–27:2010. [Чинний від 2011–11–01]. — К. : Мінрегіонбуд України. — 2011. — 68 с. (Національні стандарти України).
3. Руководство по строительной климатологии (пособие по проектированию). — М.: Стройиздат, 1977. — 328 с.
4. Гук М.І. Клімат Української РСР / Гук М.І., Половко І.К., Прихотько Г.Ф. — К.: Радянська школа, 1958. — 72 с.
5. Гук Я.С. Визначення рекомендованих нормативних параметрів тиску для населених пунктів, окремих вершин і перевалів Закарпатської області / Гук Я.С. — Ужгород: Науковий вісник УжНУ. Серія Фізика. — Вип. 19. — 2006. — С. 206–208.
6. Гук Я.С. Взаємне розміщення промислової і сільбищної зон з врахуванням роз вітрів за 8-ми румбами в населених пунктах Закарпатської області / Гук Я.С. — Ужгород: Матеріали IV міжнародної науково-практичної конференції, 21–22 травня 2009. — 2009. — С. 104–114.
7. Гук Я.С. Статистичний розрахунок швидкості вітру з врахуванням особливостей рельєфу на метеостанціях Закарпатської області / Гук Я.С., Найбауер І.Ф., Новак Е.Й. - Ужгород: Матеріали IV міжнародної науково-практичної конференції, 21–22 травня 2009. — 2009. — С. 123–125.
8. Кінаш Р.І. Методика розрахунку параметрів вітру для населених пунктів Закарпатської області, вершин і перевалів Карпат / Кінаш Р.І., Гук Я.С. — Макіївка: Металеві конструкції. — № 3. — 2006. — С. 209–216.
9. Кінаш Р.І. Методика визначення параметрів будівельної кліматології для населених пунктів, вершин і перевалів Закарпатської області / Кінаш Р.І., Гук Я.С. — Львів: Problems of the Technical Meteorology, 22–26 may, 2006. — Р. 50–56.
10. Кінаш Р.І. Районування території Закарпатської області за вітровим навантаженням / Кінаш Р.І., Гук Я.С. — Київ: VI міжнародна науково-технічна конференція «Будівельні конструкції спортивних та просторових споруд: сьогодення та перспективи розвитку», 6–10 вересня 2010. — 2010. — С. 249–252.
11. Кінаш Р.І. Вплив вітру на додаткове снігове навантаження в Карпатах / Кінаш Р.І., Гук Я.С. — Ужгород: Матеріали V міжнарод. науково-практичної конференції «Нові технології в геодезії, землепорядкуванні та природокористуванні», 28–30 жовтня 2010. — 2010. — С. 97–101.
12. Kinash R. Technique of Determination of Parameters of snowloads for Towns, peaks and Passes of Carnation region / Kinash R. I., Huck J. S. — Canada: Snow Engineering VI, June 1–5, 2008. — P. 121–128.

Отримано 25.05.2011

Р. І. КИНАШ¹, Я. С. ГУК²

ВЫЧИСЛЕНИЕ ВЕТРОВОЙ НАГРУЗКИ ЗА ВЫСОТНЫМИ И ВЫСОТНО-ЛОГАРИФИЧЕСКИМИ КОЭФФИЦИЕНТАМИ НА МЕТЕОСТАНЦИЯХ ЗАКАРПАТСКОЙ ОБЛАСТИ И ВЕРШИНАХ УКРАИНСКИХ КАРПАТ

¹Національний університет «Львівська політехніка», ²Ужгородський національний університет

Приведена методика определения и результаты сравнения параметров ветровой нагрузки вычисленных за высотными и высотно-логарифмическими коэффициентами, 23-ма и 4-ма направлениями между метеостанциями и переходными станциями и за наблюдениями в 1955–2005 годах на метеостанциях Закарпатской области. Для проектирования высотных сооружений рекомендовано применять большие за абсолютным значением ветровые нагрузки.

ветровая нагрузка

R. I. KINASH¹, YA. S. HUK²

EVALUATION OF WIND LOADING DUE TO HEIGHT AND HEIGHT LOGARITHMIC COEFFICIENTS ON WEATHER-STATIONS OF ZAKARPATTYA AREA AND TOPS OF THE UKRAINIAN CARPATHIANS

¹National University «Lviv Politechnics», ²Uzhhorod National University

The method of determination and results of comparison of parameters of the wind loading evaluated due to height and height logarithmic coefficients, of 23 and 4 directions between weather-stations and transitional stations and due to supervisions years of the weather-stations of the Zakarpattya area in 1955-2005 is presented. It is recommended to apply the greater wind loadings of an absolute value to design high structures.

wind loading

Кінаш Роман Іванович — доктор технічних наук, професор. Завідувач кафедри архітектурних конструкцій Інституту архітектури НУ «ЛП». Наукові інтереси: надійність будівельних конструкцій, архітектурно-будівельна аеродинаміка, будівельна фізика, технічна метеорологія.

Гук Ярослав Семенович — старший викладач кафедри міського будівництва і господарства Ужгородського національного університету. Наукові інтереси: технічна метеорологія.

Кинаш Роман Иванович — доктор технических наук, профессор. Заведующий кафедрой архитектурных конструкций Института архитектуры НУ «ЛП». Научные интересы: надежность строительных конструкций, архитектурно-строительная аэродинамика, строительная физика, техническая метеорология.

Гук Ярослав Семенович — старший преподаватель кафедры городского строительства и хозяйства Ужгородского национального университета. Научные интересы: техническая метеорология.

Kinash Roman — D. Sc. (Technical), professor. The head of department of architectural constructions of Institute of architecture NU «LP». Scientific interests: reliability of building constructions, architectonically-building aerodynamics, building physics, technical meteorology.

Huk Yaroslav — a senior teacher of department of town building and economy of Uzhhorod of National University. Scientific interests: technical meteorology.

УДК 624.042:656.085.5:699.841

О. А. ФЕСЕНКО

Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» (ДП НДІБК),
м. Київ, Україна

РОЗРАХУНОК СЕЙСМОСТІЙКОЇ БУДІВЛІ НА СТІЙКІСТЬ ДО ПРОГРЕСУЮЧОГО РУЙНУВАННЯ ВНАСЛІДОК ПОЖЕЖІ

В статті досліджено стійкість багатоповерхових будівель до прогресуючого руйнування внаслідок землетрусу та пожежі. Зроблено короткий огляд методів оцінки стійкості до прогресуючого руйнування. Запропоновано узагальнену методику розрахунку. Розглянуто три розрахункові моделі, що різняться об'ємно-планувальними рішеннями. Проаналізовано напружено-деформований стан кожної розрахункової моделі будівлі після видалення будь-якої з колон першого поверху.
прогресуюче руйнування, розрахункова модель будівлі, землетрус, пожежа

Трагічні події нещодавніх землетрусів у м. Крайстчурч (Нова Зеландія) та м. Фукусіма (Японія) 11 березня 2011 року вкотре нагадали про небезпеку виникнення пожеж після землетрусу та стали в один ряд з трагічними наслідками землетрусів у м. Сан-Франциско (США) 1906 р. та Канто (Японія) 1923 р. [1]. З поширенням багатоповерхового будівництва в сейсмічних районах України та наданням чинності ДБН В.1.1–12 [2] проблема дотримання вимог пожежної безпеки відповідно до ДБН В.1.1–7 [3] гостро постала для будівель та споруд, що зводяться на майданчиках із сейсмічністю 6 балів та вище.

Руйнування багатоповерхових будівель можуть відбуватися з різних причин: від недбалого виконання будівельно-монтажних робіт до вибухів та пожеж. Аналіз наслідків цих обвалень вкотре підтвердив вразливість багатоповерхових будівель до прогресуючого руйнування, незалежно від їх конструктивного та об'ємно-планувального рішень. Далі розглянемо пожежу, що виникла внаслідок землетрусу, як причину прогресуючого руйнування багатоповерхової будівлі.

В нормативних документах та публікаціях досі немає однастайності щодо методів розрахунку будівель та споруд на стійкість до прогресуючого руйнування. Натомість у багатьох сучасних програмних комплексах для розрахунку будівельних конструкцій запропоновано алгоритми такого розрахунку, достовірність результатів яких часто є досить сумнівною. Причинами цього є ряд невизначеностей: вибір сценаріїв, схем та меж руйнування будівель, спосіб видалення елемента розрахункової моделі, а також критеріїв руйнування будівельних конструкцій. Дані, що наведені у нормативних документах та рекомендаціях різних країн, відрізняються або суперечать одні одним.

Зважаючи на це, доцільно проаналізувати наявні методики розрахунку та розробити на основі їх аналізу узагальнену методику, що враховуватиме всі твердження, окрім суперечливих.

Серед наявних підходів та методик оцінки стійкості багатоповерхових будівель до прогресуючого руйнування розглянемо такі, що є найбільш поширеними у вітчизняних [4–7] та закордонних [8, 9] нормативних документах — **кінематичний метод теорії граничної рівноваги та метод альтернативного шляху (Alternate Path method)** відповідно.

Суть **кінематичного методу теорії граничної рівноваги** [7] полягає у визначенні роботи внутрішніх сил (W) та зовнішніх навантажень (U) на можливих переміщеннях (w_i) та (u_i) механізму прогресуючого руйнування, що розглядається. Умова рівноваги механізму:

$$W \geq U, \quad (1)$$

де $W = \sum S_i w_i$; $U = \sum G_i u_i$ (S_i) — міцність пластично зруйнованої i -ї в'язі; (G_i) — рівнодійна зовнішніх сил, що прикладена до i -го елемента.

Суть **методу альтернативного шляху** [8] полягає у видаленні вертикальної конструкції та перевірці здатності конструктивної системи триматися над видаленою конструкцією, за умови, що розміри руйнування обмежено.

Обидва методи рекомендують використовувати просторову розрахункову модель. Стійкість будівлі до прогресуючого руйнування забезпечена, якщо для кожного елементу конструктивної системи виконується умова міцності:

$$F \leq S. \quad (2)$$

де F — зусилля в елементі, визначене з розрахунку системи; S — розрахункова несуча здатність елемента.

За результатами аналізу чинних нормативних документів та наявних рекомендацій і публікацій пропонується **«Методика розрахунку багатоповерхової будівлі на стійкість до прогресуючого руйнування внаслідок землетрусу та пожежі»**, яка передбачає такі етапи:

- 1) Створення розрахункової моделі багатоповерхової будівлі.
- 2) Вибір навантажень та формування їх розрахункових сполучень.
- 3) Лінійний розрахунок моделі на сейсмічний вплив та підбір арматури в елементах моделі.
- 4) Вибір сценаріїв та місць виникнення пожежі.
- 5) Нелінійний статичний розрахунок моделі сейсмостійкої будівлі.
- 6) Нелінійний розрахунок моделі сейсмостійкої будівлі на стійкість до прогресуючого руйнування.

В цій статті зосередимо свою увагу на шостому етапі **«Методики...»**. Для розрахунку на стійкість до прогресуючого руйнування розглянемо модель сейсмостійкої будівлі, що розроблена відповідно до етапів 1–5.

Розрахунок на стійкість до прогресуючого руйнування виконуємо у фізично нелінійній постановці за допомогою розрахунково-графічної системи МОНТАЖ плюс, яка є складовою частиною ПК «Лира 9.6» та призначена для моделювання процесу зведення будівлі з можливістю демонтажу елементів [10, 11].

Конструктивна система будівлі — залізобетонний безригельний каркас. Будівля п'ятиповерхова з висотою поверху 2,8 м. Розглянемо три просторові розрахункові моделі, що різняться об'ємно-планувальними рішеннями:

- прямокутна в плані розмірами 18×36 м, крок колон у поперечному напрямку — 6 м, у поздовжньому — 7,2 м (рис. 1);
- квадратна в плані розмірами 24×24 м, крок колон в обох напрямках — 6 м (рис. 2);
- г-подібна в плані розмірами 30×28,8 м, крок колон у поздовжньому напрямку — 6 м, у поперечному — 7,2 м (рис. 3).

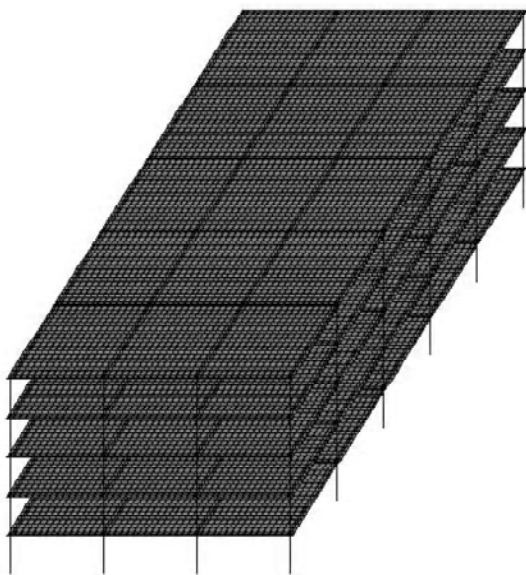


Рисунок 1 — Розрахункова модель № 1.

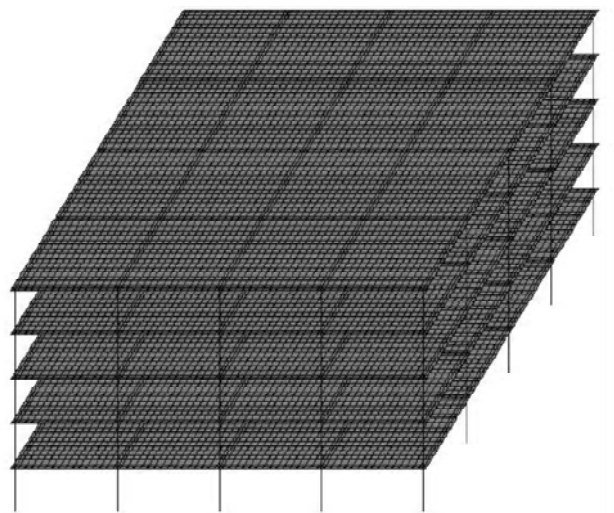


Рисунок 2 — Розрахункова модель № 2.

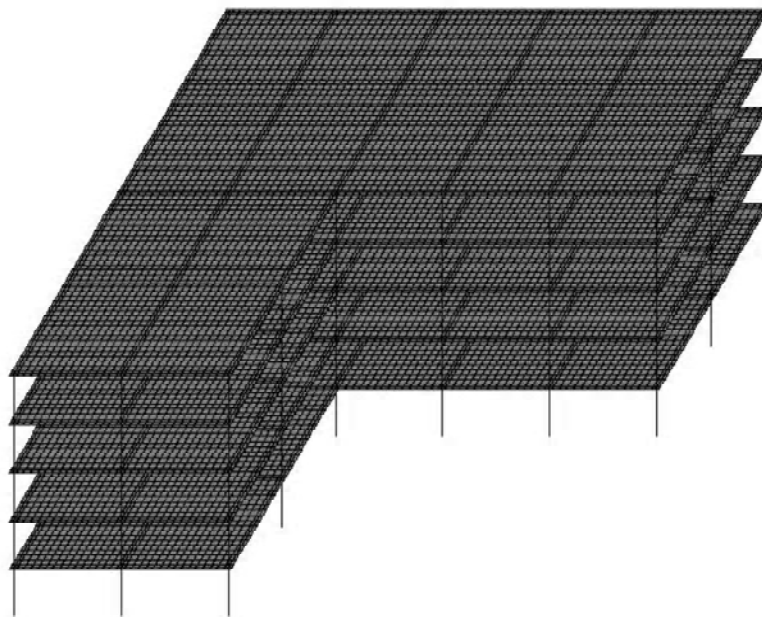


Рисунок 3 — Розрахункова модель № 3.

Елементи перекриття моделі — пластинчасті товщиною 200 мм, елементи колон — стрижневі перерізом 400×400 мм. Армування елементів виконано за результатами розрахунку моделі на сейсмічний вплив. Характеристики міцності та деформативності бетону й арматури, що прийняті відповідно до ДБН В.2.6—98 [12], наведені в таблиці 1.

Розрахунок виконуємо на аварійне сполучення навантажень, що включає постійні та змінні тривалі навантаження відповідно до ДБН В.1.1—2 [13], а також місцеве руйнування несучих конструкцій. Коефіцієнти сполучення навантажень та коефіцієнти надійності за навантаженням дорівнюють одиниці. Вплив місцевих руйнувань несучих конструкцій враховуємо через видалення із конструктивної системи окремих елементів, які можуть бути зруйновані внаслідок пожежі за одним із визначених сценаріїв.

Рівномірно розподілене навантаження становить:

- на покриття — 6,723 кН/м²;
- на перекриття — 8,35 кН/м².

Розглянемо такі схеми місцевого руйнування конструкцій першого поверху будівлі:

- наріжна колона;
- середня колона довгої сторони;
- середня колона короткої сторони;
- центральна колона.

Причиною місцевого руйнування є настання граничного стану з вогнестійкості за ознакою втрати несучої здатності (R) в одній із колон першого поверху будівлі для визначеного сценарію пожежі.

Для визначення найбільш небезпечних схем місцевого руйнування був проаналізований напружено-деформований стан (НДС) кожної розрахункової моделі будівлі після видалення будь-якої з колон першого поверху. Серед розглянутих схем місцевого руйнування для всіх розрахункових моделей вибрали найбільш небезпечні, тобто такі, де перерозподіл зусиль у сусідніх колонах найбільший:

Таблиця 1 — Характеристики міцності та деформативності бетону й арматури

Клас бетону С 20/25						Клас арматури А400С				
f_{cd} (МПа)	f_{ctd} (МПа)	E_{cm} (МПа)	$\varepsilon_{cl,d}$ (‰)	ε_{cu1} (‰)	ε_{ctu} (‰)	f_{yd} (МПа)	E_s (МПа)	ε_{s0} (‰)	ε_{ud} (‰)	ε_{cu1} (‰)
14,5	1,0	30000	1,65	3,44	0,115	364	200000	1,82	25	3,44

- розрахункова модель № 1 — елементи №№ 3, 4, 10, 16 (рис. 4);
- розрахункова модель № 2 — елементи №№ 1, 2, 7 (рис. 5);
- розрахункова модель № 3 — елементи №№ 2, 3, 9, 16, 18 (рис. 6).

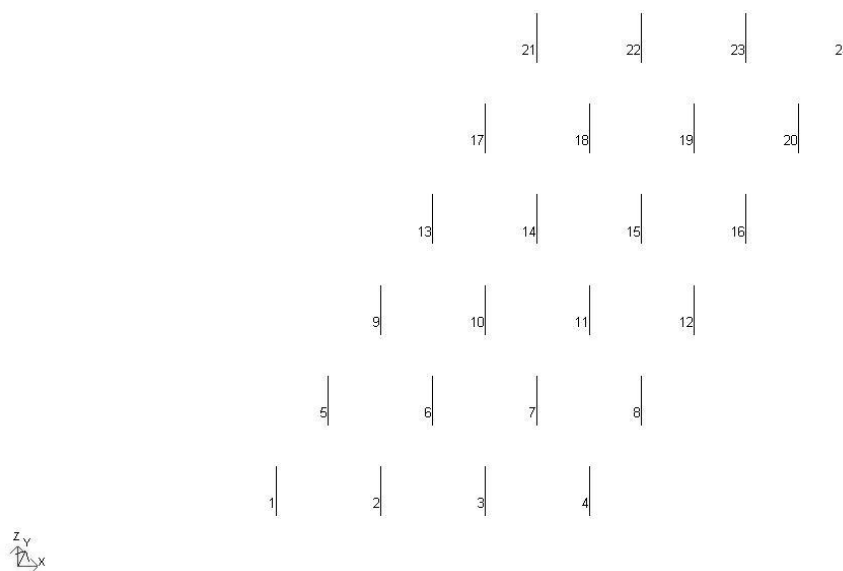


Рисунок 4 — Нумерація елементів колон першого поверху розрахункової моделі № 1.

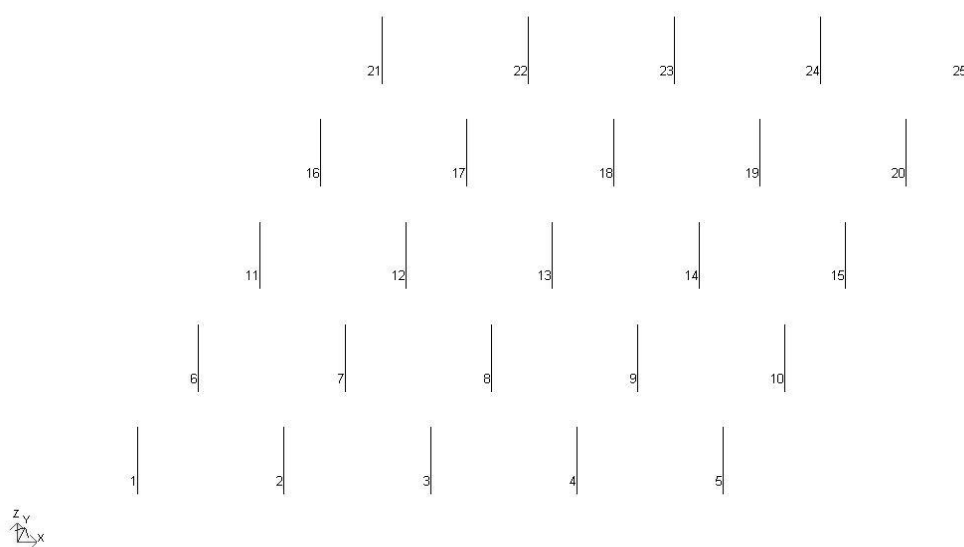


Рисунок 5 — Нумерація елементів колон першого поверху розрахункової моделі № 2.

Порівняємо НДС розрахункових моделей для вибраних схем видалення елементів (таблиці 2–4). Графіки переміщення вузлів моделей, що розташовані над місцевими руйнуваннями, наведені на рис. 7–9.

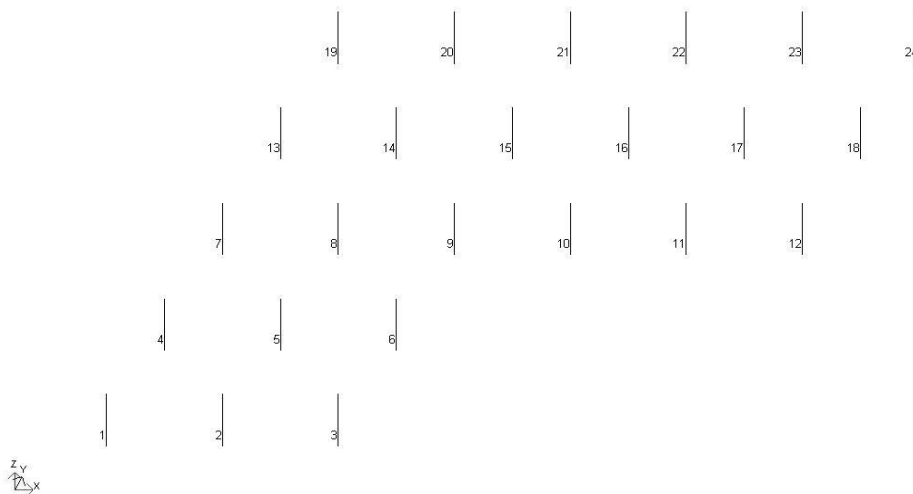


Рисунок 6 — Нумерація елементів колон першого поверху розрахункової моделі № 3.

Таблиця 2 — Значення зусиль в елементах колон першого поверху розрахункової моделі № 1

№ ел-та	Неліній-ний розрахунок	Зусилля N (кН) та їх приріст у стрижневих елементах моделі № 1 після видалення однієї з колон							
		Паріжна колона	Δ, %	Середня колона короткої сторони	Δ, %	Середня колона довгої сторони	Δ, %	Централь-на колона	Δ, %
1	481,15	482,04	0,19	445	-7,51	481,53	0,08	474,03	-1,48
2	920,31	887,21	-3,6	1360,01	47,78	943,22	2,49	896,76	-2,56
3	920,31	1325,45	44,02	—	—	945,57	2,74	924,15	0,42
4	481,13	—	—	793,41	64,9	504,08	4,77	494,08	2,69
5	949,14	948,51	0,07	956,45	0,77	958,24	0,96	1040,62	9,64
6	1860,97	1883,43	1,21	1993,38	7,12	1911,95	2,74	2232,08	19,94
7	1860,97	1959,46	5,29	2146,55	15,35	1885,85	1,34	2022,72	8,69
8	949,12	1205,61	27,02	1021,29	7,6	953,31	0,44	949,73	0,06
9	914,33	919,32	0,55	941,74	3	918,69	0,48	1372,21	50,08
10	1796,56	1847,03	2,81	1823,93	1,52	1816,62	1,12	—	—
11	1796,56	1822,02	1,42	1797,97	0,08	1926,91	7,26	2449,35	36,34
12	914,31	920,24	0,65	915,46	0,13	1210,79	32,43	847,83	-7,27
13	914,31	925,76	1,25	937,06	2,49	913,3	-0,11	1005,81	10,01
14	1796,6	1844,61	2,67	1844,47	2,66	1744,9	-2,88	2170,51	20,81
15	1796,09	1844,35	2,69	1845,37	2,74	2349,63	30,82	1957,47	8,99
16	914,33	950,08	3,91	938,93	2,69	—	—	913,22	-0,12
17	949,11	969,94	2,2	970,44	2,25	948,16	-0,1	951,71	0,27
18	1861,07	1910,92	2,68	1910,33	2,65	1883,7	1,22	1859,47	-0,09
19	1861,37	1910,14	2,62	1910,4	2,63	1990,88	6,96	1887,2	1,39
20	949,2	976,91	2,92	977,45	2,98	1252,61	31,97	975,15	2,73
21	481,1	484,68	0,74	481,83	0,15	475,1	-1,25	492,94	2,46
22	920,24	931,81	1,26	931,94	1,27	948,44	3,06	945,78	2,78
23	920,22	937,33	1,86	928,69	0,92	919,84	0,04	944,5	2,64
24	481,1	488,69	1,58	486,83	1,19	477,6	-0,73	492,44	2,36

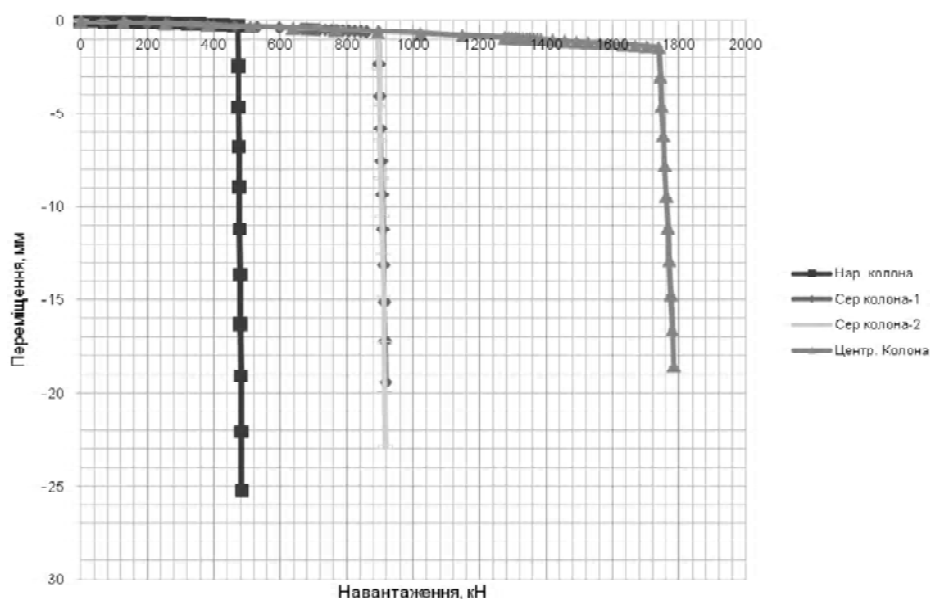


Рисунок 7 — Графік переміщення вузлів над місцевими руйнуваннями моделі № 1.

Таблиця 3 — Значення зусиль в елементах колон першого поверху розрахункової моделі №2

№ ел-а	Неліній- ний розраху- нок	Зусилля N (кН) та їх приріст у стрижневих елементах моделі № 2 після видалення однієї з колон					
		Наріжна колона	Δ, %	Середня колона	Δ, %	Центральна колона	Δ, %
1	419,10			664,15	58,47	462,03	10,24
2	794,30	1088,00	36,98			1103,40	38,91
3	773,38	756,56	-2,18	1110,20	43,55	861,95	11,45
4	794,30	826,49	4,05	779,14	-1,91	790,29	-0,51
5	419,10	426,93	1,87	439,74	4,93	428,91	2,34
6	796,08	1056,01	32,65	858,47	7,84	1131,83	42,17
7	1545,13	1626,14	5,24	1882,87	21,86		
8	1516,26	1533,36	1,13	1628,63	7,41	1993,40	31,47
9	1545,13	1586,15	2,65	1562,93	1,15	1523,62	1,39
10	796,08	804,79	1,09	822,15	3,28	816,84	2,61
11	773,78	765,83	1,03	771,36	0,31	859,29	11,05
12	1511,30	1529,23	1,19	1496,98	-0,95	1944,93	28,69
13	1482,05	1522,42	2,72	1501,09	1,28	1623,90	9,57
14	1511,30	1551,46	2,66	1551,51	2,66	1528,14	1,11
15	773,78	782,99	1,19	793,75	2,58	793,88	2,60
16	795,93	827,22	3,93	821,38	3,20	793,10	-0,36
17	1544,34	1585,24	2,65	1586,30	2,72	1528,11	1,05
18	1515,32	1555,40	2,64	1556,05	2,69	1532,96	1,16
19	1544,34	1585,57	2,67	1585,12	2,64	1584,26	2,58
20	795,93	806,80	1,36	812,16	2,04	816,80	2,62
21	420,02	429,82	2,33	420,84	0,20	430,59	2,52
22	793,21	804,53	1,43	794,92	0,22	815,13	2,76
23	772,82	783,31	1,36	779,07	0,81	793,56	2,68
24	793,21	803,99	1,36	804,53	1,43	814,11	2,64
25	420,02	417,46	0,61	421,07	0,25	430,43	2,48

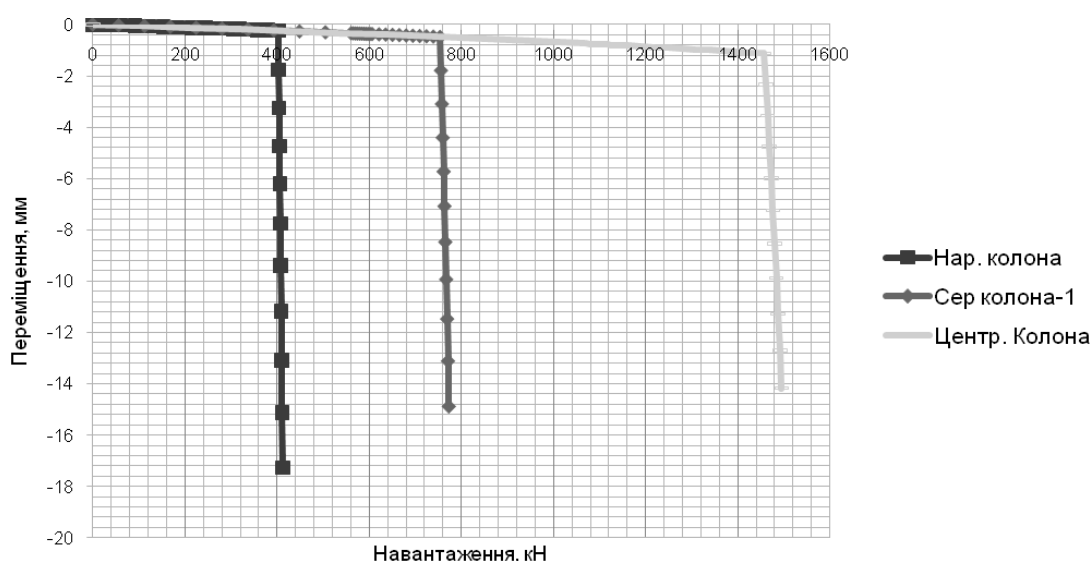


Рисунок 8 — Графік переміщення вузлів над місцевим руйнуванням моделі № 2.

Таблиця 4 — Значення зусиль в елементах колон першого поверху розрахункової моделі № 3

№ ел-та	Нелінійний розрахунок	Зусилля N (кН) та їх приріст у стрижневих елементах моделі № 3 після видалення однієї з колон									
		Наріжна колона		Кутова колона		Середня колона з кроком 6 м	Δ , %	Середня колона з кроком 7,2 м	Δ , %	Центральна колона	Δ , %
		3	Δ , %	9	Δ , %						
1	482,67	409,49	-15,16	493,13	2,17	819,2	69,72	481,342	-0,28	493,359	2,21
2	944,53	1379,36	46,04	957,67	1,39	—	—	965,227	2,19	968,652	2,55
3	482,75	—	—	476,97	-1,2	829,4	71,81	502,094	4,01	494,05	2,34
4	956,17	918,3	-3,96	950,7	-0,57	1032,44	7,98	963,495	0,77	981,407	2,64
5	1890,7	1994,21	5,47	2008,87	6,25	2218,25	17,32	1939,43	2,58	1938,5	2,53
6	953,6	1220,05	27,94	1199,72	25,81	1044,82	9,57	995,543	4,40	973,228	2,06
7	916,2	920,96	0,52	846,12	-7,65	916,02	-0,02	916,628	0,05	937,905	2,37
8	1804,81	1831,83	1,5	2373,37	31,5	1799,1	-0,32	1853,29	2,69	1827	1,23
9	1340,29	1350,89	0,79	—	—	1361,14	1,56	1381,79	3,10	1469,49	9,64
10	891,55	914,62	2,59	1312,78	47,25	924,77	3,73	884,061	0,84	1132,44	27,02
11	915,66	930,86	1,66	883,54	-3,51	946,8	3,4	1015,57	10,91	1025,77	12,03
12	479,77	495,96	3,38	498,27	3,86	495,19	3,21	720,842	50,25	464,596	-3,16
13	949,66	966,74	1,8	945,65	-0,42	979,48	3,14	945,033	-0,49	968,436	1,98
14	1854,56	1906,61	2,81	2011,12	8,44	1906,79	2,82	1905,91	2,77	1818,4	-1,95
15	1851,45	1903,25	2,8	2155,61	16,43	1902,44	2,75	1893,91	2,29	2563,98	38,48
16	1882,65	1932,88	2,67	2014,91	7,03	1932,59	2,65	1820,18	-3,32	—	—
17	1915,44	1964,77	2,58	1943,54	1,47	1965,42	2,61	2580,41	34,72	2628,5	37,23
18	982,91	1017	3,47	1014,51	3,22	1005,95	2,34	—	—	915,425	-6,87
19	481,55	479,61	-0,4	486,39	1,01	484,25	0,56	474,095	-1,55	491,551	2,08
20	918,19	922,12	0,43	917	-0,13	920,56	0,26	947,316	3,17	915,977	-0,24
21	893,43	905,92	1,4	869,46	-2,68	900,51	0,79	913,907	2,29	1000,87	12,03
22	892,47	912,6	2,26	894,58	0,24	903,01	1,18	878,79	1,53	1134,02	27,07
23	916,04	945,49	3,21	936,04	2,18	931,08	1,64	1003,84	9,58	1026,05	12,01
24	479,77	495,75	3,33	491,9	2,53	482,08	0,48	718,288	49,72	464,546	-3,17

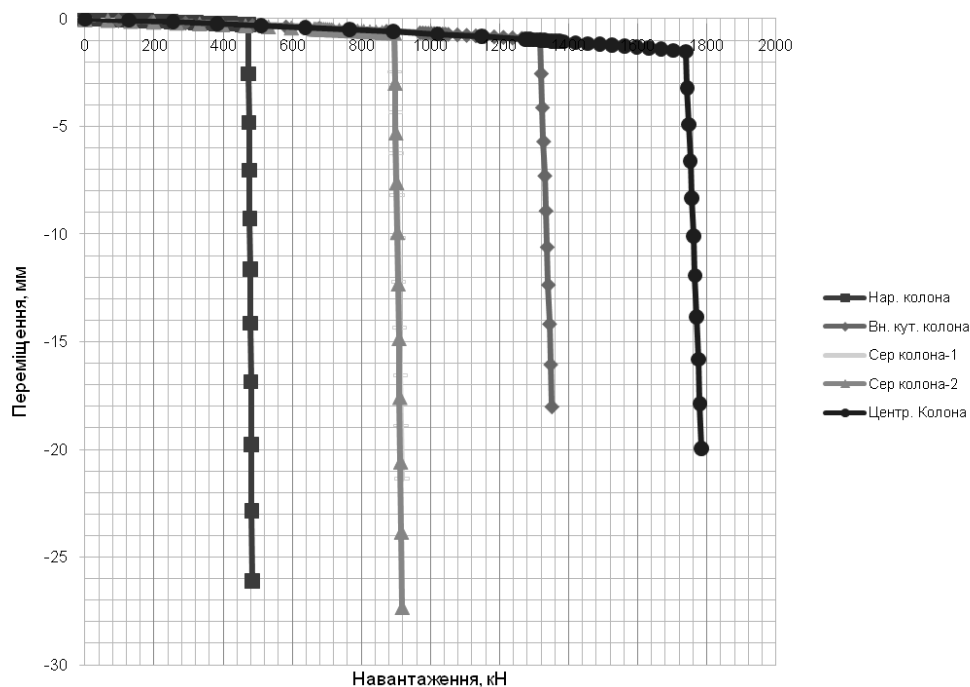


Рисунок 9 — Графік переміщення вузлів над місцевим руйнуванням моделі № 3.

Несуча здатність нормального перерізу колони визначена за методиками, що запропоновані у СНиП 2.03.01 [14] та ДБН В.2.6–98 [12] і ДСТУ Б.В.2.6–156 [15], становить:

- 3133,12 кН;
- 2666,63 кН.

Зусилля F в елементах колон першого поверху не перевищують їх розрахункову несучу здатність S . Отже, виконується умова стійкості будівлі до прогресуючого руйнування (2).

За результатами аналізу напружено-деформованого стану всіх розрахункових моделей можна зробити такі висновки:

1. Загальна стійкість до прогресуючого руйнування внаслідок землетрусу та пожежі розглянутих розрахункових моделей для заданих схем місцевого руйнування забезпечена.

2. Елементи розрахункової моделі запроектовані зі значним запасом несучої здатності та низьким рівнем навантаження, що дозволило уникнути їх перевантаження та руйнування. Однак елементи, що будуть запроектовані раціональніше, можуть зруйнуватися від значного перерозподілу зусиль внаслідок місцевого руйнування.

3. У разі видалення елементів колон, що розташовані по периметру будівлі, перерозподіл зусиль є більшим, однак максимальні зусилля в елементах виникають після видалення однієї з центральних колон (модель № 3).

4. Таким чином, більш небезпечними для загальної стійкості будівлі до прогресуючого руйнування є руйнування елементів колон, що розташовані по периметру будівлі, оскільки вони спричиняють нерівномірний перерозподіл зусиль у сусідніх елементах та призводять до закручування будівлі в плані (перекосу).

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Earthquake engineering handbook / edited by Wai-Fah Chen, Charles Scawthorn, 2003.
2. Будівництво в сейсмічних районах України : ДБН В.1.1–12:2006 [Чинний від 2006–08–23]. — Мінбуд України. — К. : Укрархбудінформ, 2006. — 84 с. (Національний стандарт України).
3. Пожежна безпека об'єктів будівництва : ДБН В.1.1–7:2002 [Чинний від 2003–05–01]. — Мінбуд України. — К. : Держбуд України, 2002. — 87 с. (Національний стандарт України).
4. Рекомендации по защите монолитных жилых зданий от прогрессирующего обрушения. Г.И. Шапиро, Ю.А. Эйсмэн, А.С. Залесов. — М. : Москомархитектуры, 2005.
5. Рекомендации по защите высотных зданий от прогрессирующего обрушения. Г.И. Шапиро, Ю.А. Эйсмэн, В.И. Травуш. — М. : Москомархитектуры, 2006.

6. Рекомендации по защите жилых каркасных зданий при чрезвычайных ситуациях Г.И. Шапиро, В.С. Коровкин, Ю.А. Эйсман, Ю.М. Стругацкий. — М. : Москомархитектуры, 2002.
7. Пособие по проектированию жилых зданий. — Вып. 3. — Часть 1. Конструкции жилых зданий (к СНиП 2.08.01—85).
8. Department of Defense, (DOD), (2005), «Design of Buildings to Resist Progressive Collapse», Unified Facilities Criteria (UFC) 4-023-03, 25 January, 2005.
9. EN 1991—1—7:2006 Eurocode 1 — Actions on structures — Part 1—7: General actions — Accidental actions.
10. Городецкий А.С., Батрак Л.Г., Городецкий Д.А., Лазнюк М.В., Юсипенко С.В. Расчет и проектирование конструкций высотных зданий из монолитного железобетона. — К. : «Факт», 2004.
11. ПК Лири 9.4 Примеры расчета и проектирования. Приложение к учебному пособию Лири 9.2 / Гензерский Ю.В., Куценко А.Н., Марченко Д.В., Слободян Я.Е., Титок В.П. — К. : 2006. — 124 с.
12. Бетонні та залізобетонні конструкції : ДБН В.2.6—98:2009. [Чинний від 2011—07—01]. — К. : 2011. — 71 с. (Нормативний документ Мінрегіонбуд України).
13. Навантаження і впливи : ДБН В.1.2—2:2006. [Чинний від 2007—01—01]. — К. : 2006. — 78 с. (Нормативний документ Мінбуд України).
14. Бетонные и железобетонные конструкции : СНиП 2.03.01—84* [Действующий от 1989—01—01]. — М. : Гостройстрой, 1989. — 125 с.
15. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування : ДСТУ Б.В.2.6—156:2010 [Чинний від 2010—06—01]. — Мінрегіонбуд України. — К., 2010. — 118 с. (Національний стандарт України).

Отримано 25.05.2011

О. А. ФЕСЕНКО

РАСЧЕТ СЕЙСМОСТОЙКОГО ЗДАНИЯ НА СТОЙКОСТЬ К ПРОГРЕССИРУЮЩЕМУ РАЗРУШЕНИЮ ВСЛЕДСТВИИ ПОЖАРА

Государственное предприятие «Государственный научно-исследовательский институт строительных конструкций» (ГП НИИСК) г. Киев, Украина

В статье исследована стойкость зданий к прогрессирующему разрушению вследствие землетрясения и пожара. Сделан краткий обзор методов оценки стойкости к прогрессирующему разрушению. Предложена обобщенная методика расчета. Рассмотрены три расчетные модели с разными объемно-планировочными решениями. Проанализировано напряженно-деформированное состояние каждой расчетной модели здания после удаления любой колонны первого этажа.

прогрессирующее разрушение, расчетная модель здания, землетрясение, пожар

O. A. FESENKO

ANALYSIS OF BUILDING SEISMIC STABILITY FOR RESISTANCE TO PROGRESSIVE COLLAPSE DUE TO FIRE

The state enterprise «The State Research Institute of Building Constructions» Kyiv, Ukraine

In this study resistance of buildings to progressive collapse due to earthquake and fire has been researched. Short review of analysis of methods has been made. Summarized analysis procedure has been proposed. Three analysis models with different layout and arrangement have been considered. Deflected mode of every analysis model after removing of any ground floor columns has been analyzed.

progressive collapse, analysis model of building, earthquake, fire

Фесенко Олег Анатолійович — молодший науковий співробітник лабораторії дослідження вогнестійкості будівельних конструкцій Державного підприємства «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» (ДП НДІБК). Закінчив аспірантуру за спеціальністю 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» ДП НДІБК. Наукові інтереси: вогнестійкість будівельних конструкцій, сейсмостійкість будівель та споруд, стійкість багатопверхових будівель до прогресуючого руйнування. Участь у розробленні нормативних документів та стандартів у галузі будівництва.

Фесенко Олег Анатольевич — младший научный сотрудник лаборатории исследования огнестойкости строительных конструкций Государственного предприятия «Государственный научно-исследовательский институт строительных конструкций» (ГП НИИСК). Закончил аспирантуру по специальности 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения» ГП НИИСК. Научные интересы: огнестойкость строительных конструкций, сейсмостойкость зданий и сооружений, стойкость многоэтажных зданий к прогрессирующему разрушению. Участие при разработке нормативных документов и стандартов в отрасли строительства.

Fesenko Oleg — junior researcher of laboratory of researches of fire resistance of building constructions of the State enterprise «State Scientific Research Institute of Building Structures» (NIISK). Completed the post-graduate course on the speciality of 05.23.01 «Building Structures, Buildings and Constructions» NIISK. Scientific interests: fire resistance of building constructions, seismic stability of buildings and structures, resistance of multi-storey buildings to progressive collapse. Participation in development of normative documents and standards in the branch of civil engineering.

УДК 624.012.45:624.072.33

В. С. ДОРОФЕЕВ, А. В. КОВРОВ, А. В. КОВТУНЕНКО, Н. К. ВЫСОЧАН

Одесская государственная академия строительства и архитектуры

О ВЛИЯНИИ ПОРЯДКА ЗАГРУЖЕНИЯ НА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ РАМНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

В работе рассмотрено влияние физической и геометрической нелинейности железобетонных рамных конструкций на формирование их напряженно-деформированного состояния при поэтапном возведении здания. Предложены основные принципы расчета железобетонных статически неопределимых рамных конструкций с учетом порядка создания расчетной схемы и приложения нагрузки, а также процессов трещинообразования. Приведен пример двух этапов расчета поперечной рамы каркаса трехэтажного трехпролетного здания административно-производственного назначения в соответствии с предложенными принципами расчета.

Расчет основан на изучении принципиальной технологической схемы возведения здания с разбиением выполнения расчетов на соответствующие укрупненные этапы. Результаты расчета на каждом этапе являлись исходными для выполнения расчетов на последующем.

Произведено сравнение результатов расчетов, выполненных в упругой стадии и с учетом порядка возведения и загрузки конструкции при учете процессов трещинообразования в элементах.

железобетонные рамные конструкции, численно-аналитический метод граничных элементов, порядок загрузки, трещинообразование

Актуальность исследований. Известно, что трещинообразование существенно влияет на напряженно-деформированное состояние железобетонных конструкций. Оно вызывает развитие перемещений, падение усилий предварительного напряжения, изменение и перераспределение внутренних усилий.

В железобетонных статически неопределимых конструкциях, в связи с их физической и геометрической нелинейностью, на распределение внутренних усилий оказывает влияние последовательность создания расчетной схемы и приложения нагрузки.

Одновременное влияние названных выше факторов на формирование напряженно-деформированного состояния железобетонных статически неопределимых рамных конструкций до настоящего времени изучено недостаточно.

Вышеизложенное свидетельствует о том, что разработка методики определения напряженно-деформированного состояния железобетонных рамных конструкций, основанной на численно-аналитическом методе граничных элементов, позволяющей исследовать работу систем вплоть до предельного состояния и соответствующих физическому характеру их работы, является задачей актуальной и необходимой для последующего развития теории расчета статически неопределимых железобетонных конструкций.

Целью работы является исследование влияния порядка возведения и загрузки, а также процессов трещинообразования на напряженно-деформированное состояние железобетонных рамных конструкций с использованием численно-аналитического метода граничных элементов [1, 2, 3].

Основная часть. В практике проектирования, в том числе рамных конструкций, статический расчет производится на полные расчетные нагрузки (комбинации постоянных и временных нагрузок). Прочностной расчет и конструирование производится на расчетные усилия, полученные в результате такого расчета.

В реальных условиях возведение зданий производится поэтапно, соответственно производится и нагружение возводимых частей постоянной нагрузкой. При этом жесткость возведенных частей к моменту последующих этапов возведения может отличаться от жесткости в упругой стадии.

Таким образом, перераспределение внутренних усилий в реальных условиях происходит также поэтапно и зависит от технологии возведения здания.

Перед выполнением расчетов, необходимо изучить принципиальную технологическую схему возведения здания, разбив выполнение расчетов на соответствующие укрупненные этапы. Результаты расчета на каждом этапе являются исходными для выполнения расчетов на последующем.

В работе [4] предложена методика расчета железобетонных рамных конструкций с учетом процессов трещинообразования при помощи численно-аналитического варианта метода граничных элементов.

При определении напряженно-деформированного состояния железобетонных рамных конструкций с учетом процессов трещинообразования при помощи численно-аналитического метода граничных элементов производится разбиение стержней (стоек и ригелей) рамной конструкции на элементы с кусочно-постоянной жесткостью.

Жесткость участков определяется при помощи практического способа, основанного на упрощенной диаграмме «изгибающий момент — кривизна», предложенного в работах [5, 6].

Задача решается методом последовательных приближений. Первоначально производится расчет из предположения работы конструкции в упругой стадии, при этом изгибные жесткости определяются как произведение $E_b I_{red}$.

Далее, по кривизнам, полученным по изгибающим моментам, определяются жесткости.

На участках, где изгибающие моменты не превышают трещинообразующих, жесткости не изменяются. На участках, где изгибающие моменты превышают трещинообразующие, жесткость сечения элемента определяется по формуле, предложенной И.Е. Прокоповичем в работе [7]:

$$B_g = E_b A_b h_0^2 \sqrt{\mu n_1} b_1, \quad (1)$$

где A_b — площадь поперечного сечения балки;

h_0 — рабочая высота сечения;

$\mu = A_s / A_b$ — коэффициент армирования сечения;

A_s — площадь поперечного сечения арматуры;

$n_1 = E_s / E_b$ — отношение модулей упругости арматуры и бетона.

Коэффициент b_1 определяется следующим образом:

$$b_1 = \beta_1 + \beta_2 \left(\frac{M_{crc}}{M} \right)^2. \quad (2)$$

Для элемента, имеющего прямоугольное поперечное сечение, приведены следующие значения коэффициентов $\beta_1 = 0,159$, $\beta_2 = 0,074$.

При предельном значении изгибающего момента ($M = M_u$) кривизна может неограниченно возрастать при постоянном значении изгибающего момента (т. е. считать, что в сечении образовался пластический шарнир).

После того, как будут определены жесткости каждого участка, производится расчет рамной конструкции с новыми жесткостями.

Приведенные операции повторяются до тех пор, пока не будет достигнута сходимость.

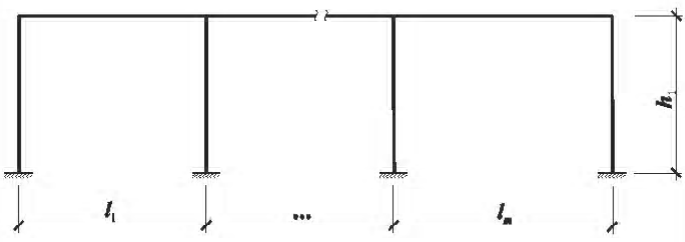
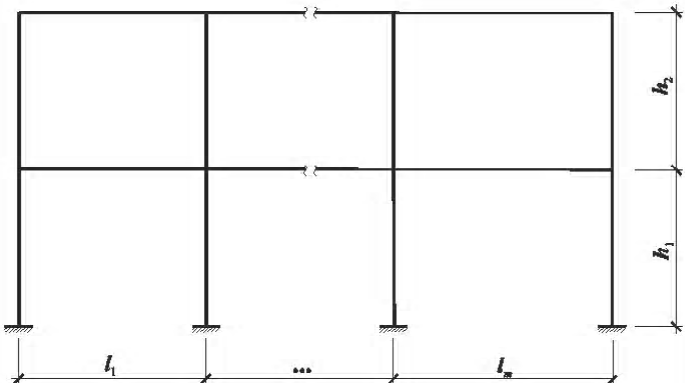
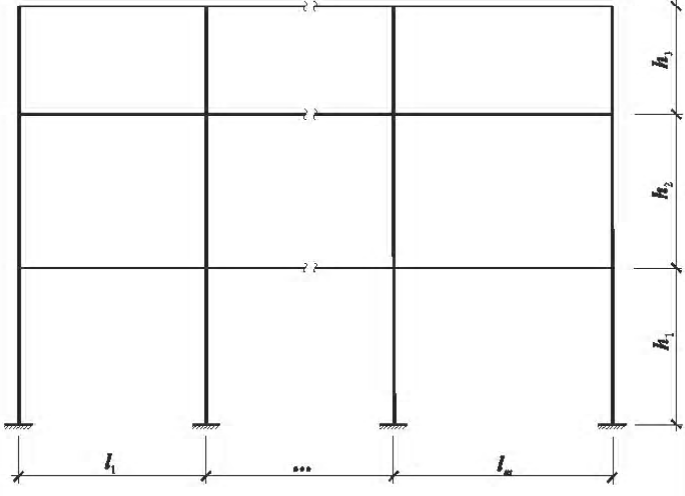
С целью учета реального порядка приложения нагрузок на каркас здания разобьем процесс расчета на следующие этапы, приведенные в таблице 1.

Расчет одноэтажной рамы первого этажа производится только на постоянную нагрузку. В результате, на некоторых участках наблюдаются процессы трещинообразования, резко снижающие их жесткость.

При рассмотрении расчетной схемы, представляющей двухэтажную раму, первоначально жесткость участков элементов первого этажа принимается по результатам первого этапа расчета, а жесткость элементов второго этажа — из предположения работы в упругой стадии.

На последующих этапах расчета, жесткость уже возведенных элементов принимается, аналогично, по результатам предыдущего этапа.

Таблица 1 — Этапы расчета рамных конструкций с учетом порядка загрузки

Этап	Расчетная схема	Нагрузка
1		Постоянная
2		Постоянная
3		Постоянная
n	и т. д. до последнего этажа	Постоянная
n+1	Полный каркас здания	Полная (постоянная +временная)

Рассмотрим пример первых двух этапов расчета поперечной рамы железобетонного каркаса трех-пролетного трехэтажного здания административно-производственного назначения с учетом порядка приложения нагрузок. Расчет выполнен при помощи программы, разработанной в системе компьютерной математики MATLAB, позволяющей учитывать процессы трещинообразования [4].

Шаг поперечных рам каркаса принят равным 6,0 м. По действующим нормативным документам [8] выполнен сбор постоянной и временной нагрузок на каждый этаж здания и произведен расчет рамной конструкции каркаса в упругой стадии.

По результатам расчета рамной конструкции на действие расчетных нагрузок принято армирование и выполнено конструирование элементов железобетонного каркаса.

На первом этапе принимается расчетная схема каркаса здания в виде одноэтажной рамы, нагруженной постоянной нагрузкой (рис. 1).

Эпюры изгибающих моментов, возникающих в конструкции на первом этапе расчета в упругой стадии и с учетом процессов трещинообразования, приведены на рис. 2.

В таблице 2 приведено сравнение значений изгибающих моментов, возникающих в некоторых элементах конструкции на первом этапе возведения в упругой стадии и с учетом процессов трещинообразования.

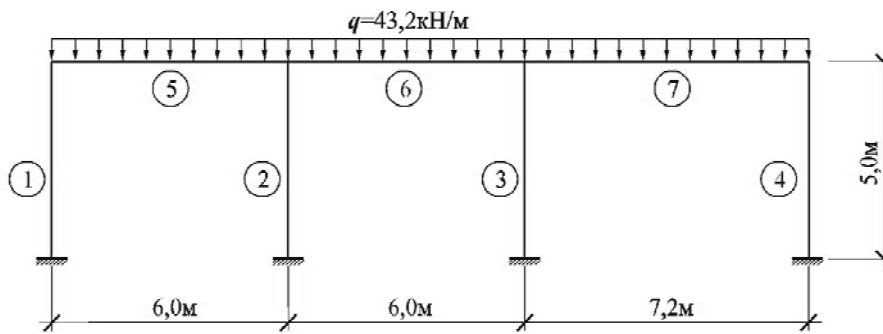


Рисунок 1 — Расчетная схема каркаса здания на первом этапе расчета.



Рисунок 2 — Эпюры изгибающих моментов на первом этапе расчета.

Таблица 2 — Сравнение результатов расчета на первом этапе

№ элемента	№ сечений	Значения изгибающих моментов M , кНм		Изменение усилий A , %
		при расчете в упругой стадии	при расчете с учетом трещинообразования	
1	1	25,25	27,22	7,80
	3	-47,99	-56,36	17,44
4	1	-33,43	-45,81	37,03
	3	70,17	71,72	2,21
5	1	-47,99	-56,36	17,44
	2	96,77	90,2	-6,79
6	3	-147,27	-152,04	3,24
	1	-135,69	-119,93	-11,61
7	2	29,33	48,85	66,55
	3	-176,78	-171,16	-3,18
7	1	-206,61	-228,91	10,79
	2	141,54	129,62	-8,42
7	3	-70,17	-71,72	2,21

Примечание: Сечение 1 принято в левом конце элемента;
Сечение 2 принято в середине элемента;
Сечение 3 принято в правом конце элемента.

Из таблицы 1 видно, что моменты, возникающие в крайних стойках, увеличиваются. В опорных сечениях ригелей крайних пролетов моменты увеличиваются, а в пролетных сечениях уменьшаются. В ригеле среднего пролета - моменты в опорных сечениях уменьшаются, а в пролете увеличиваются практически на 67 %.

На втором этапе принята расчетная схема в виде двухэтажной рамы (рис. 3).

Эпюры изгибающих моментов, возникающих в элементах конструкции, на втором этапе расчета в упругой стадии и с учетом порядка приложения нагрузки приведены на рис. 4.

В таблице 3 приведено сравнение значений изгибающих моментов, возникающих в некоторых элементах конструкции, при расчете в упругой стадии и с учетом этапности возведения и трещинообразования.

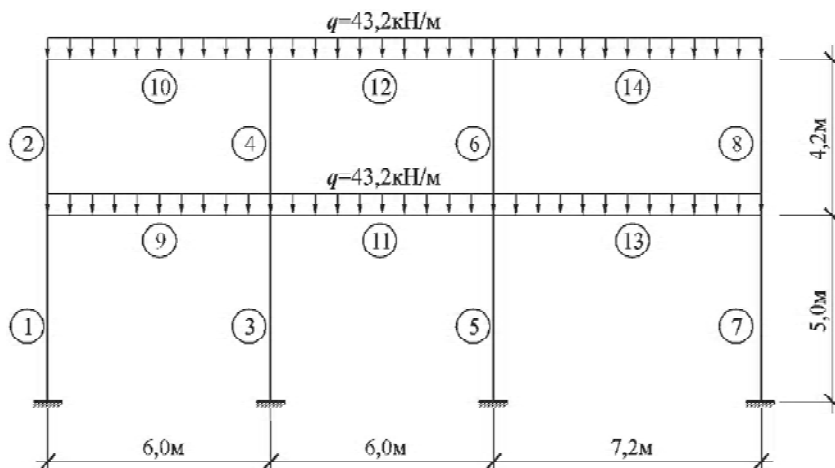


Рисунок 3 — Расчетная схема каркаса здания на втором этапе расчета.

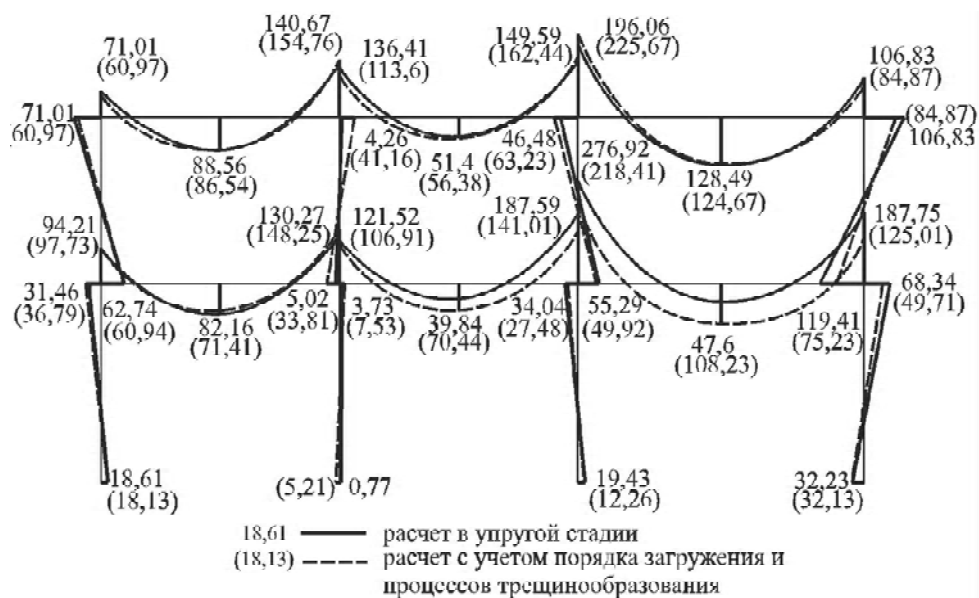


Рисунок 4 — Эпюры изгибающих моментов на втором этапе расчета.

Таблица 3 — Сравнение результатов расчета на втором этапе

№ элемента	№ сечений	Значения изгибающих моментов M , кНм		Изменение усилий Δ , %
		при расчете в упругой стадии	при расчете с учетом порядка загрузки	
1	1	18,61	18,13	-2,58
	3	-31,46	-36,79	16,94
2	1	62,74	60,94	-2,87
	3	-71,01	-60,97	-14,14
7	1	-32,23	-32,13	-0,31
	3	68,34	49,79	-27,14
8	1	-119,41	-75,22	-37,01
	3	106,83	84,87	-20,56
9	1	-94,21	-97,73	3,74
	2	82,16	71,41	-13,08
	3	-130,27	-148,25	13,80
10	1	-71,01	-60,97	-14,14
	2	88,56	86,54	-2,28
	3	-140,67	-154,76	10,02
11	1	-121,52	-106,91	-12,02
	2	39,84	70,44	76,81
	3	-187,59	-141,003	-24,83
12	1	-136,41	-113,6	-16,72
	2	51,4	56,38	9,69
	3	-149,59	-162,44	8,59
13	1	276,92	218,41	21,13
	2	47,6	108,23	127,37
	3	-187,75	-125,01	-33,42
14	1	-196,06	-225,67	15,10
	2	128,49	124,67	2,97
	3	-106,83	-84,87	-20,56

Примечание: Сечение 1 принято в левом конце элемента;
Сечение 2 принято в середине элемента;
Сечение 3 принято в правом конце элемента.

Как видно из таблицы 3, более всего изгибающие моменты уменьшаются, по сравнению с упругим расчетом, в крайних стойках правого пролета. Наибольшее перераспределение, по сравнению с расчетом в упругой стадии, произошло в пролетных сечениях ригелей среднего и правого пролетов. Так, в среднем пролете значение момента увеличилось примерно на 77 %, а в крайнем — увеличилось на 127 %.

Выводы. Приведенные результаты примера первых двух этапов расчета поперечной рамы железобетонного каркаса трехэтажного трехпролетного здания свидетельствуют о том, что учет этапности возведения (порядка приложения нагрузок) и трещинообразования существенно влияет на перераспределение внутренних усилий.

Необходимо продолжение разносторонних исследований для детального изучения рассматриваемых в работе явлений.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Баженов В.А., Коломиец Л.В., Оробей В.Ф. и др. Строительная механика. Специальный курс. Применение метода граничных элементов. — Одесса : Астропринт, 2003. — 288 с.
2. Дашенко А.В., Кирилов В.Х., Коломиец Л.В., Оробей В.Ф. MATLAB в научных и инженерных расчетах. — Одесса : Астропринт, 2003. — 216 с.
3. Оробей В.Ф., Ковров А.В. Решение задач статики, динамики и устойчивости стержневых систем. Применение метода граничных элементов. — Одесса, 2004. — 122 с.
4. Дорофеев В.С. Определение напряженно-деформированного состояния железобетонных рамных конструкций с учетом процессов трещинообразования / В.С.Дорофеев, А.В.Ковров, А.В.Ковтуненко, А.М.Кушнир // Вісник Національного університету «Львівська політехніка». — Львів, НУ «Львівська політехніка», 2010. — Вип. № 662. — С.169—174.
5. Ковров А.В. К анализу закономерностей деформирования сечений неразрезных железобетонных балок / А.В.Ковров, Р.Э.Чайковский, Т.А. Синюкина // Вісник ОДАБА. — Одесса, 2007. — № 27. — С. 178—183.
6. Яременко А.Ф. О практическом способе определения жесткости железобетонных балок / А.Ф.Яременко, А.В.Ковров, Т.А.Синюкина // Вісник ОДАБА. — Одесса, 2005. — № 20. — С. 389—394.

7. Прокопович И.Е., Зедгенидзе В.А. Прикладная теория ползучести. — М. : Стройиздат, 1980. — 240 с.
8. Нагрузки и воздействия : ДБН В.1.2—2:2006 [Введен в действие от 2006—01—01]. — Киев, Минстрой Украины, 2006. — 57 с. (Национальный стандарт Украины).

Получено 13.05.2011

В. С. ДОРОФЕЄВ, А. В. КОВРОВ, А. В. КОВТУНЕНКО, Н. К. ВИСОЧАН
ПРО ВПЛИВ ПОРЯДКУ ЗАВАНТАЖЕННЯ НА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВА-
НИЙ СТАН ЗАЛІЗОБЕТОННИХ РАМНИХ КОНСТРУКЦІЙ
Одеська державна академія будівництва та архітектури

В роботі розглянуто вплив фізичної та геометричної нелінійності залізобетонних рамних конструкцій на формування їх напружено-деформованого стану при поетапному зведенні будівлі. Запропоновані основні принципи розрахунку залізобетонних статично невизначних рамних конструкцій з урахуванням порядку створення розрахункової схеми і прикладання навантаження, а також процесів тріщиноутворення. Наведено приклад двох етапів розрахунку поперечної рами каркасу трьохповерхової трьохпрогінної будівлі адміністративно-виробничого призначення у відповідності з запропонованими принципами розрахунку.

Розрахунок заснований на вивченні принципової технологічної схеми зведення будівлі з розбиттям виконання розрахунків на відповідні укрупнені етапи. Результати розрахунку на кожному етапі були вихідними для виконання розрахунків на наступному.

Проведено порівняння результатів розрахунків, виконаних в пружній стадії і з урахуванням порядку зведення і завантаження конструкції при урахуванні процесів тріщиноутворення в елементах.

залізобетонні рамні конструкції, чисельно-аналітичний метод граничних елементів, порядок завантаження, тріщиноутворення

V. S. DOROFEEV, A. V. KOVROV, A. V. KOVTUNENKO, N. K. VYSOCHAN
EFFECT OF LOADING ORDER ON STRESS-STRAINED CONDITION OF
REINFORCED CONCRETE FRAME STRUCTURES
Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture

The effect of physical and geometric nonlinearity of reinforced concrete frame structures in the formation of their stress-strain condition in a phased erection of the building is considered in the article. The basic principles of reinforced concrete statically indeterminate frame structures analysis taking into account the order of a design scheme creation and the load application, as well as the processes of cracking are proposed. An example of two steps of the analysis of the transverse frame of a three-story three-span building of administrative and production facilities in accordance with the proposed principles of analysis is given. The analysis is based on studying of the fundamental technological scheme of building erection with partition of analysis performing on the relevant consolidated stages. The analysis results at each stage have been initial to perform calculations at later stages.

A comparison of the analysis results made in the elastic stage and taking into account of structures erection order and loading, considering the processes of cracking in the elements is performed.

reinforced concrete frame structures, numerical-analytical method of border elements, order of loading, cracking

Дорофєєв Віталій Степанович — доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри залізобетонних та кам'яних конструкцій, ректор Одеської державної академії будівництва та архітектури. Заслужений діяч науки і техніки України. Наукові інтереси: дослідження та розрахунок залізобетонних конструкцій за нормальним та похилими перерізами з розрахунком нелінійної роботи, передісторії навантаження та дійсної діаграми деформування бетону, утилізація в будівництві відходів виробництва, проектування та розрахунок сейсмостійких будівель та споруд.

Ковров Анатолій Володимирович — кандидат технічних наук, доцент кафедри опору матеріалів, проректор з науково-педагогічної роботи Одеської державної академії будівництва та архітектури. Наукові інтереси: дослідження та розрахунок залізобетонних конструкцій на дію статичних та динамічних навантажень, управління напружено-деформованим станом залізобетонних статично невизначних конструкцій.

Ковтуненко Олексій Володимирович — аспірант кафедри опору матеріалів Одеської державної академії будівництва та архітектури. Наукові інтереси: дослідження та розрахунок залізобетонних статично невизначних конструкцій з урахуванням дійсної роботи матеріалів.

Височан Ніна Костянтинівна — асистент кафедри Металевих, дерев'яних та пластмасових конструкцій Одеської державної академії будівництва та архітектури. Наукові інтереси: дослідження та розрахунок залізобетонних статично невизначених конструкцій з урахуванням дійсної роботи матеріалів та історії завантаження.

Дорофеев Виталий Степанович — доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой Железобетонных и каменных конструкций, ректор Одесской государственной академии строительства и архитектуры. Заслуженный деятель науки и техники Украины. Научные интересы: исследование и расчет железобетонных конструкций по нормальному и наклонным сечениям с учетом нелинейной работы, предыстории нагружения и действительной диаграммы деформирования бетона, утилизация в строительстве отходов производства, проектирования и расчет сейсмостойких зданий и сооружений.

Ковров Анатолий Владимирович — кандидат технических наук, доцент кафедры Сопротивления материалов, проректор по научно-педагогической работе Одесской государственной академии строительства и архитектуры. Научные интересы: исследование и расчет железобетонных конструкций на действие статических и динамических нагрузок, управление напряженно-деформированным состоянием железобетонных статически неопределимых конструкций.

Ковтуненко Алексей Владимирович — аспирант кафедры Сопротивления материалов Одесской государственной академии строительства и архитектуры. Научные интересы: исследование и расчет железобетонных статически неопределимых конструкций с учетом действительной работы материалов.

Высочан Ніна Константиновна — ассистент кафедры Металлических, деревянных и пластмассовых конструкций Одесской государственной академии строительства и архитектуры. Научные интересы: исследование и расчет железобетонных статически неопределимых конструкций с учетом действительной работы материалов и истории нагружения.

Dorofeev Vitaliy — D. Sc. (engineering), professor, head of department «Reinforced Concrete and Masonry Structures», rector of the Odessa State Academy of Engineering and Architecture. Honored activist of science and technology of Ukraine. Scientific interests: research and analysis of reinforced concrete structures in normal and inclined sections taking into account non-linear work, the loading history and actual strain diagram of concrete, utilization of waste production in construction, design and analysis of seismic resistant building.

Kovrov Anatoliy — D. Sc. (philosophy of technical science), assistant professor of department «Strength of Materials», vice rector of scientific and pedagogical work of Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture. Scientific interests: research and analysis of reinforced concrete structures on action of static and dynamic loads, management of stress-strain condition of reinforced concrete statically indeterminate structures.

Kovtunencko Aleksei — a graduate student of department «Strength of Materials» of Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture. Scientific interests: research and analysis of reinforced concrete statically indeterminate structures taking into account the real work of materials.

Vysochan Nina — an assistant of department «Metallic, wooden and plastic structures» of Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture. Scientific interests: research and analysis of reinforced concrete statically indeterminate structures taking into account the real work of materials and loading history.

УДК 691.32:620.1:539.37(477)

В. М. ЛЕВИН, С. В. ШАБЕЛЬНИК

Донбасская национальная академия строительства и архитектуры

ОПИСАНИЕ ДЕФОРМИРОВАНИЯ БЕТОНА СООТНОШЕНИЯМИ ТЕОРИИ ТЕКУЧЕСТИ

Приведены основные соотношения теории текучести. Представлено сопоставление теоретических кривых и экспериментальных данных.

бетон, модели деформирования материала, теория течения, напряжения, деформации, погрешность, отклонения

Постановка проблемы. Бетонные и железобетонные конструкции зданий и сооружений различного назначения, как правило, имеют зоны, где материал находится в неодноосном напряженном состоянии; это необходимо учитывать при выполнении расчетов конструкций и, следовательно, при разработке нормативных документов по их проектированию.

Неодноосные напряженные состояния возникают: в приопорных зонах стержневых конструкций, в места приложения сосредоточенных нагрузок; в фундаментных конструкциях; в конструкциях стенок емкостных сооружений; в коробчатых пролетных строениях железобетонных автодорожных мостов и путепроводов, в оболочках и складках покрытий, в несущих стенах железобетонных башенных сооружений (башенные копры шахт и рудников, угольные и тушильные башни коксохимзаводов, грануляционные башни предприятий по производству минудобрений, башенные градирни, дымовые трубы и т. д.).

Анализ состояния вопроса. Известно, что бетон деформируется неупруго, начиная с достаточно низкого уровня нагружения, поэтому постоянно создаются новые и совершенствуются существующие модели этого процесса.

Теория текучести как в классических, так и в модифицированных для бетона моделях деформирования материала, позволяет учитывать историю нагружения материала на протяжении всей траектории приложения нагрузки. В публикациях [1–8] можно встретить различные варианты теорий пластичности. Имеются варианты теории течения, ориентированные на моделирование деформативных свойств бетона [1, 6, 7, 8]. Однако в этих публикациях недостаточно отражены данные: о некоторых параметрах модели; о сопоставлении результатов расчета с экспериментальными данными.

Целью работы является дальнейшая модификация предложения [7] и сопоставление соответствующих теоретических и экспериментальных (полученных Купфером и опубликованных в [9]) данных.

Один из наиболее известных классических вариантов теории течения представлен соотношениями, известными как уравнения Прандтля-Рейсса [7]. В конечном виде уравнения Прандтля-Рейсса для плоского напряженно-деформированного состояния, связывающие приращение полной деформации с напряженным состоянием, имеют вид:

$$\begin{aligned} d\varepsilon_x &= \frac{1}{E}(d\sigma_x - \mu(d\sigma_y)) + \frac{3}{2} \frac{\sigma_x - \sigma_0}{\sigma_i} d\varepsilon_{ip}^- \\ d\varepsilon_y &= \frac{1}{E}(d\sigma_y - \mu(d\sigma_x)) + \frac{3}{2} \frac{\sigma_y - \sigma_0}{\sigma_i} d\varepsilon_{ip}^- \\ d\gamma_{xy} &= \frac{1}{G} d\tau_{xy} + 3 \frac{\tau_{xy}}{\sigma_i} d\varepsilon_{ip}^-, \end{aligned} \quad (1)$$

где $d\bar{\varepsilon}_{ip}$ — интенсивность приращений пластических деформаций; σ_0 — среднее значение интенсивности нормальных напряжений; E — модуль упругости бетона; G — сдвиговый модуль деформации определяемый; $\sigma = 0,2$ — коэффициент поперечной деформации бетона на упругой стадии; τ_{xy} , $d\tau_{xy}$ — касательные напряжения и их приращения.

Теоретические значения деформаций, полученные через уравнения Прандтля-Рейсса, хорошо соответствуют экспериментально полученным данным, однако в таком виде соотношения (1) являются неприменимыми для расчета конструкций, поскольку при расчетах конструкций задача сводится к определению напряжений исходя из деформаций. Варианты теории текучести, позволяющие определять напряжения при заданных деформациях и учитывающие экспериментальные данные [9], предложены в [7, 8].

Рассмотрим, например, предложение [7, 10].

Здесь вводится предположение, что бетон работает упруго на участке траектории нагружения до достижения относительного уровня нагружения $\sigma_3 / R_b = 0,3$. На этом участке напряжения определяются выражением:

$$d\bar{\sigma} = C \cdot d\bar{\varepsilon}, \quad (2)$$

где C — матрица упругости материала [7, 8]; $d\bar{\varepsilon}$ — вектор приращения деформаций.

Дальнейший расчет на стадии пластического течения с упрочнением ведется через выражение

$$d\bar{\sigma} = C_{ep} \cdot d\bar{\varepsilon}, \quad (3)$$

где C_{ep} — упругопластическая матрица материала.

$$C_{ep} = C - C \cdot \bar{a} \cdot \frac{\bar{a}^T \cdot C}{H' + \bar{a}^T \cdot C \cdot \bar{a}}, \quad (4)$$

где H' — параметр, характеризующий пластическую работу.

Параметр H' представляет собой касательный модуль диаграммы напряжения деформаций для одноосного напряженного состояния. В ходе данного исследования было установлено, что в выражение (4) должно входить абсолютное значение параметра H' .

Вектор \bar{a} представляет собой вектор течения и имеет следующий вид:

$$\bar{a} = \begin{bmatrix} a_1 \\ a_2 \\ a_3 \end{bmatrix}. \quad (5)$$

Компоненты вектора \bar{a} в классическом варианте теории Прандтля-Рейса представлены в виде:

$$a_1 = \frac{3}{2} \frac{\sigma_x - \sigma_0}{\sigma_i}, a_2 = \frac{3}{2} \frac{\sigma_y - \sigma_0}{\sigma_i}, a_3 = \frac{3 \cdot \tau_{xy}}{\sigma_i}. \quad (6)$$

В качестве компонента вектора \bar{a} принимаются выражения в виде частных производных от критерия текучести и имеют следующий вид:

$$\begin{aligned} a_1 &= c + [2(c^2 + \beta)\sigma_x + (2c^2 - \beta)\sigma_y] / \text{const}, \\ a_2 &= c + [2(c^2 + \beta)\sigma_y + (2c^2 - \beta)\sigma_x] / \text{const}, \\ a_3 &= 6\beta\tau_{xy} / \text{const}. \end{aligned} \quad (7)$$

В выражениях (7) параметр const определяется выражением:

$$\text{const} = 2[2(c^2 + \beta)\sigma_x^2 + (c^2 + \beta)\sigma_y^2 + (2c^2 - \beta)\sigma_x\sigma_y + 3\beta\tau_{xy}^2]^{1/2}. \quad (8)$$

В выражениях (7) и (8) значение параметра β принимается $\beta = 0,335$ [10], параметр c определяется как:

$$c = \alpha / 2\sigma_T, \quad (9)$$

где σ_T — напряжения текучести; α — поправочный коэффициент равный $0,335\sigma_T$ [10].

Нами было установлено, что достаточная близость результатов расчетов и экспериментальных данных может быть обеспечена при постоянном значении c . На рисунке 1 приведены экспериментальные (кривая 1) и теоретические кривые напряжения-деформаций, полученные по модифицированной теории течения для случая равномерного двухосного сжатия ($\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_3 = 0 : -1 : -1$) при $c = 0$ (кривая 2), $c = 0,04$ (кривая 3), $c = 0,1775$ (кривая 4).

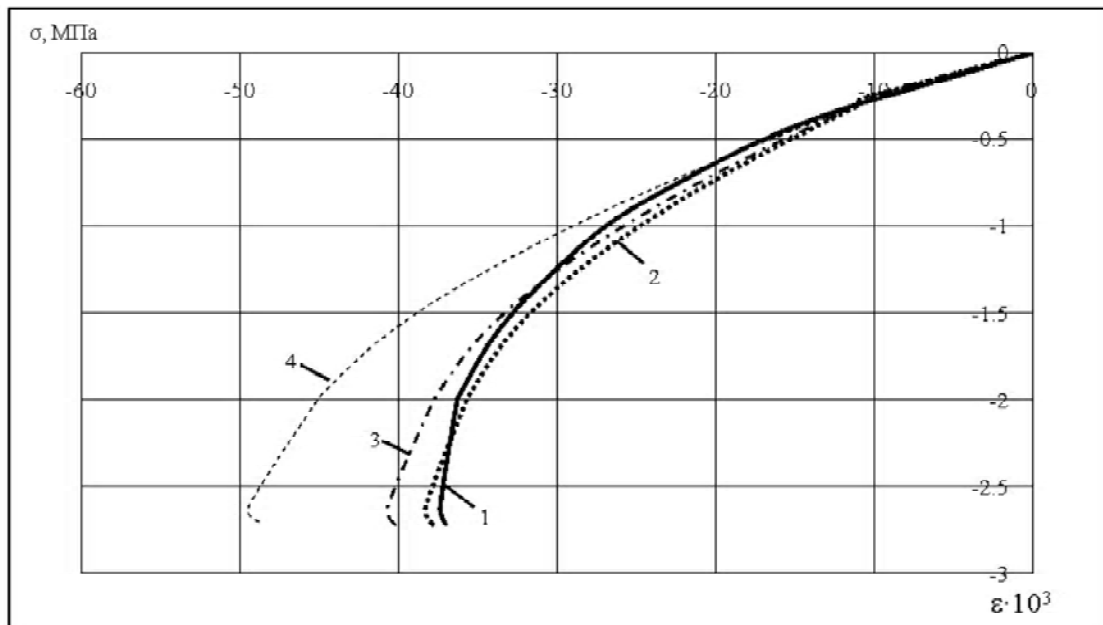


Рисунок 1 — Сопоставление теоретических кривых напряжения-деформаций с экспериментальными данными.

Отклонения полученных теоретических кривых и соответствующие погрешности приведены в таблице 1.

Среднеквадратическое отклонение при $c = 0$ имеет наименьшее значение и составляет 1,54 МПа. Максимальная близость теоретической кривой экспериментальным данным на стадии разрушения обеспечивается при $c = 0$, но среднеквадратическое отклонение возрастает до 1,67 МПа.

Таблица 1 — Соответствие теоретических кривых напряжения-деформаций экспериментальным данным

Относительный уровень нагружения	Отклонения, МПа			Относительная погрешность, %		
	c = 0	c = 0,04	c = 0,1775	c = 0	c = 0,04	c = 0,1775
0,05	0,22	0,22	0,22	13,45	13,45	13,45
0,1	0,43	0,43	0,43	13,08	13,08	13,08
0,15	0,61	0,61	0,61	12,46	12,46	12,46
0,2	0,75	0,75	0,75	11,47	11,47	11,47
0,25	0,86	0,86	0,86	10,43	10,43	10,43
0,3	0,97	0,97	0,97	9,86	9,86	9,86
0,35	0,37	0,33	0,18	3,20	2,88	1,61
0,4	0,91	0,81	0,45	6,97	6,18	3,45
0,45	1,34	1,16	0,56	9,09	7,88	3,83
0,5	1,64	1,37	0,50	9,98	8,37	3,07
0,55	1,81	1,45	0,28	10,04	8,06	1,55
0,6	1,91	1,44	0,06	9,69	7,34	0,32
0,65	1,96	1,39	0,48	9,21	6,52	2,23
0,7	2,04	1,36	0,89	8,89	5,91	3,86
0,75	2,17	1,37	1,26	8,82	5,56	5,12
0,8	2,23	1,31	1,75	8,51	4,98	6,66
0,85	2,05	0,97	2,61	7,36	3,49	9,36
0,9	1,68	0,42	3,78	5,68	1,43	12,81
0,95	1,38	0,06	4,91	4,42	0,19	15,77
1	1,15	0,47	6,02	3,50	1,45	18,36
1,05	0,90	0,93	7,26	2,60	2,71	21,09
1,1	0,65	1,40	8,62	1,81	3,87	23,90
1,108	0,63	1,46	8,83	1,72	4,02	24,31
1,14	0,88	3,29	12,07	2,34	8,81	32,29
1,13	0,77	3,12	11,54	2,09	8,42	31,14

Выводы. Модифицированная теория течения может быть использована для расчетов бетонных конструкций, однако требует дальнейшего уточнения оптимального значения поправочных коэффициентов для различных напряженных состояний с целью улучшения аппроксимации.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Marcal P.V., King I.P. Elastic-plastic analysis of two-dimensional stress systems by the finite element method // Int.J.Mech.Sci. — 1967. — V. 9. — Ns 3. — P. 143–155.
2. Chen W.F. Plasticity in Reinforced Concrete, Mc Graw Hill New York, 1982, 474 pp.
3. Malvern L.E. Introduction to the Mechanics of a Continuous Medium, Prentice-Hall Inc. Englewood Cliffs, N. J., 1969.
4. Chen A.C.T. and Chen W.F. Constitutive Relations for Concrete, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE. Vol. 101, No EM4, Aug., 1976, pp. 465–481.
5. Bazant Z.P. and Kim S.S. Plastic Fracturing Theory for Concrete, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE. Vol. 105, E. M. 3, June, 1979, pp. 407–428.
6. Лейтес Е.С. Вариант теории пластического течения бетона // Строительная механика и теория сооружений. 1978. — № 3. — С. 34–37.
7. Агапов В.П., Метод конечных элементов в статике, динамике и устойчивости конструкций. — М. : Издательство Ассоциации строительных вузов, 2004. — 248 с.

8. Клованич С.Ф., Мироненко И.Н. Метод конечных элементов в механике железобетона. — Одесса, 2007. — 111 с.
9. Kupfer H. Das Verhalten des Betons unter zweiachsiger Beanspruchung // Wissenschaftliche Zeitschrift der Technischen Universität. — Dresden. 1968. — H.G. — S. 1515–1518.
10. Hinton F., Owen D.R.J, Finite element software for plates and shells. — Pinerige Press, Swansea, U.K. — 1984.

Получено 14.05.2011

В. М. ЛЕВІН, С. В. ШАБЕЛЬНИК
ОПИС ДЕФОРМУВАННЯ БЕТОНУ СПІВВІДНОШЕННЯМИ ТЕОРІЇ ТЕКУ-
ЧОСТІ

Донбаська національна академія будівництва і архітектури

Зведені основні співвідношення теорії текучості. Представлено порівняння теоретичних кривих та експериментальних даних.

бетон, моделі деформування матеріалу, теорія текучості, напруження, деформації, похибка, відхилення

V. M. LEVIN, S. V. SHABELNIK
THE DESCRIPTION OF STRAINING OF CONCRETE BY MEANS OF RELATIONS
OF THE YIELD THEORY

Donbas National Academy of Civil Engineering and Architecture

The basic parities of the flow theory are given. Comparison of theoretical curves and experimental data is presented.

concrete, models of deformation of a material, the flow theory, stress, strain, error, deviations

Левін Віктор Матвійович — доктор технічних наук, професор, завідуючий кафедри «Вища та прикладна математика та інформатика» Донбаської національної академії будівництва і архітектури. Наукові інтереси: механіка деформованого твердого тіла. Розрахунок просторових конструкцій з армованого упругов'язкопластичного матеріалу.

Шабельник Сергій В'ячеславович — магістр кафедри «Залізобетонні конструкції» Донбаської національної академії будівництва і архітектури. Наукові інтереси: застосування теорії текучості для опису деформативних властивостей бетону. Оцінка технічного стану та проектування залізобетонних конструкцій.

Левин Виктор Матвеевич — доктор технических наук, профессор, заведующий кафедры «Высшая и прикладная математика и информатика» Донбасской национальной академии строительства и архитектуры. Научные интересы: механика деформируемого твердого тела. Расчет пространственных конструкций из армированного упруговязкопластического материала.

Шабельник Сергей Вячеславович — магистр кафедры «Железобетонные конструкции» Донбасской национальной академии строительства и архитектуры. Научные интересы: применение теории текучести для описания деформативных свойств бетона. Оценка технического состояния и проектирование железобетонных конструкций.

Levin Victor — D. Sc. (technical), professor, head of the department «Higher and Applied Mathematics and Computer Science» of Donbas National Academy of Civil Engineering and Architecture. Scientific interests: deformable solid mechanics. Design of spatial structures of reinforced elastoviscoplastic material.

Shabelnik Sergey — Master of the department «Concrete Structures» Donbas National Academy of Civil Engineering and Architecture. Scientific interests: application of the flow theory to describe deformative properties of concrete. Estimation of the technical state and planning of reinforced-concrete constructions designing.

УДК 624.154

А. В. ГРИШИН, А. А. ШУТЯК

Одесская государственная академия строительства и архитектуры

НЕЛИНЕЙНАЯ ЗАДАЧА РАСЧЕТА ПОРТОВОГО СООРУЖЕНИЯ ОТ СЕЙСМИЧЕСКОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ

Портовое сооружение в виде тонкой подпорной стенки и рамной конструкции совместно с грунтовой и водной средой находится под действием статических нагрузок. Решается нелинейная задача по определению напряженно-деформированного состояния совместной работы рассматриваемой системы с учетом действия на неё сейсмической нагрузки, вызванной заданным перемещением некоторой области грунтового массива. Используется принцип виртуальной работы и принцип максимума Мизеса. В качестве функции нагружения для грунтов применяется условие Кулона-Мора, а для материала подпорной стенки и рамной конструкции — условие Генниева. Дискретизация расчетной области выполняется методом конечных элементов. Для решения задачи используется неявный модифицированный метод Ньюмарка. Численная реализация выполнена с помощью программного комплекса, написанного в системе Delphi. Результаты определения волновых процессов представлены в виде эпюр горизонтальных и вертикальных колебаний перемещений и напряжений в характерных точках на заданном интервале времени. Подсчитаны экономические показатели этой схемы.

подпорная стенка, рамная конструкция, грунтовая и водная среда, сейсмические воздействия, колебания, напряженно-деформированное состояние, принцип виртуальной работы, принцип максимума Мизеса, метод конечных элементов, функция нагружения, программный комплекс, эпюры

Тонкая подпорная стенка и рамная конструкция совместно с грунтовой и водной средой находятся под действием кинематического возбуждения. Они образуют связанную систему, показанную на рис. 1.

Источником колебаний рассматриваемой системы являются некоторые области грунтового массива, которые в момент времени t получают перемещения \bar{u} и (или) ускорения. Такая модель реализуется в расчетах на сейсмические воздействия [1], которые передаются на систему не в виде внешних динамических нагрузок, а как реакции волнового процесса со стороны грунтовой среды. В свою очередь колебания стенки, рамы и воды влияют на колебания грунтового массива, поэтому в расчете необходимо учитывать совместное взаимодействие всех элементов системы.

При определении напряженно-деформированного состояния системы учитываются упругопластические свойства материалов стенки, рамной конструкции и грунтовой среды. Обычно, до динамического возбуждения системы, она находится под действием статических нагрузок, от воздействия которых в ней могут возникнуть пластические деформации, влияющие на её колебательный процесс. Поэтому недопустимо определять реакции системы путем суммирования их, как отдельно вычисленных от действия статических и динамических нагружений. Следовательно, изменения жесткостных характеристик системы от воздействия статических нагрузок должны учитываться в динамических упругопластических расчетах.

Методика исследования нелинейных динамических задач изложена в [2], поэтому здесь приведем только основные формулы. Соотношение принципа виртуальной работы для твердой части системы (стенка, рама, грунтовой массив) в момент времени t имеет следующий вид

$$\int_{\Omega_r} [\delta \mathbf{e}]^T \sigma d\Omega + \int_{\Omega_r} [\delta \mathbf{u}]^T (\rho \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c} \dot{\mathbf{u}} - \mathbf{Q}) d\Omega - \int_{S_q} [\delta \mathbf{u}]^T \mathbf{q} ds - \int_{S_p} [\delta \mathbf{u}]^T \mathbf{p} ds = 0. \quad (1)$$

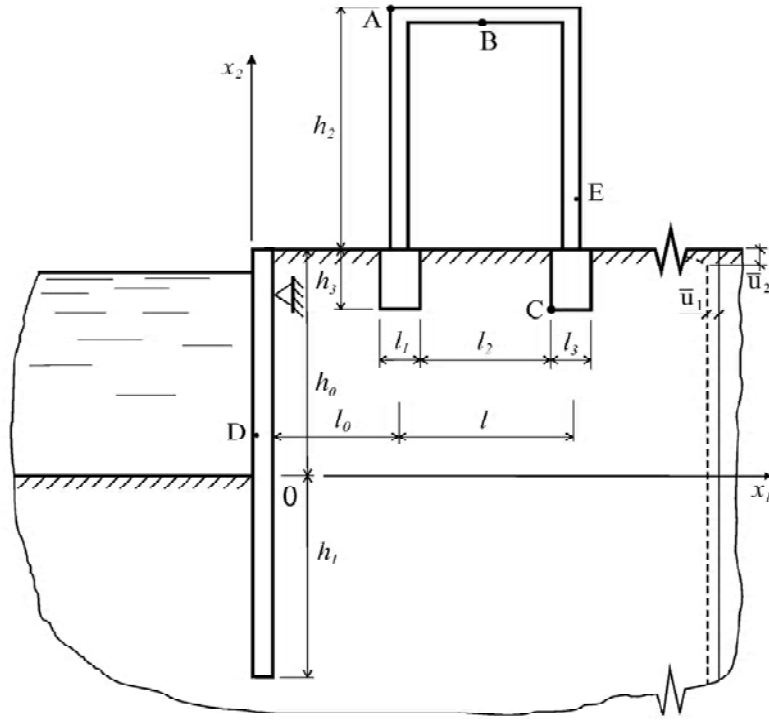


Рисунок 1 — Расчетная схема системы.

Для жидкой составляющей системы (воды) соответственно получаем

$$\int_{\Omega_w} \{ [\delta \mathbf{\dot{\epsilon}}_0]^T \mathbf{p} + [\delta \mathbf{\dot{\epsilon}}]^T \boldsymbol{\tau} - [\delta \mathbf{\dot{u}}]^T \mathbf{Q}_p + [\delta \mathbf{\dot{u}}]^T \rho \frac{d\mathbf{\dot{u}}}{dt} \} d\Omega - \int_{S_p} [\delta \mathbf{\dot{u}}]^T \bar{\mathbf{p}} ds = 0. \quad (2)$$

В (1) и (2) введены следующие обозначения: $\delta \mathbf{\epsilon}, \delta \mathbf{u}$ — векторы виртуальных деформаций и перемещений; $\delta \mathbf{\dot{\epsilon}}_0, \delta \mathbf{\dot{\epsilon}}, \delta \mathbf{\dot{u}}$ — векторы виртуальных объемных скоростей деформаций, скоростей дивергенции деформаций и скоростей перемещений; $\boldsymbol{\sigma}$ — вектор напряжений; ρ — плотность материала системы или воды; \mathbf{c} — матрица параметров демпфирования; $\mathbf{u}, \mathbf{\dot{u}}, \mathbf{\ddot{u}}$ — векторы перемещений, скоростей и ускорений; $\frac{d\mathbf{\dot{u}}}{dt}$ — полная производная от скорости перемещения, которую при малых колебаниях можно заменить на частную производную $\mathbf{\ddot{u}}$; \mathbf{Q}, \mathbf{q} — векторы заданных объемных и поверхностных сил; \mathbf{p} — вектор давления воды; $\bar{\mathbf{p}}$ — вектор заданного на поверхности S_p давления.

Для невязкой жидкости можно пренебречь вторым слагаемым под первым интегралом в (2). На части поверхности S_u заданы перемещения

$$\mathbf{u}|_{S_u} = \bar{\mathbf{u}}. \quad (3)$$

Полагаем, что деформации системы происходят при малых удлинениях, сдвигах и углах поворота. Поэтому

$$d\boldsymbol{\epsilon}_{ks} = \frac{1}{2} (du_{k,s} + du_{s,k}). \quad (4)$$

и имеет место постулат суммирования приращений упругой и пластической деформации

$$d\boldsymbol{\epsilon}_{ks} = d\boldsymbol{\epsilon}_{ks}^{(e)} + d\boldsymbol{\epsilon}_{ks}^{(p)}. \quad (5)$$

Приращения упругих деформаций связаны с приращениями напряжений законом Гука

$$d\boldsymbol{\epsilon}_{ks}^{(e)} = C_{ksmn}^{(e)} d\boldsymbol{\sigma}_{mn}. \quad (6)$$

Приращения пластических деформаций находятся из принципа максимума Мизеса [3]

$$d\boldsymbol{\epsilon}_{ks}^{(p)} = d\lambda f_{,\sigma_{\nu\nu}}, \quad d\lambda = \text{const} > 0. \quad (7)$$

Функция нагружения определяется для грунтового массива как условие Кулона-Мора

$$(\sigma_0 - \frac{\sigma_i}{\sqrt{3}} \sin \psi) \sin \varphi + \sigma_i \cos \psi - c \cos \varphi = 0, \quad (8)$$

где c — сцепление; φ — угол внутреннего трения; σ_0 , σ_c , ψ — инварианты тензора напряжений [4].

Для бетона стенки и рамной конструкции в качестве функции нагружения используется условие Геніева [5]

$$3(\sigma_c - \sigma_p)\sigma_o + 3\sigma_i^2 - \sigma_p\sigma_c = 0, \quad (9)$$

где σ_p , σ_c — пределы пластичности при растяжении и сжатии. Если принять $\sigma_T = \sigma_p = \sigma_c$, то из (9) получаем условие Мизеса-Генки

$$\sqrt{3}\sigma_i - \sigma_T = 0, \quad (10)$$

которое применимо для металлов.

Используя приведенные выше формулы, уравнения состояния для упругопластических сред можно записать в виде [2]

$$\begin{aligned} d\sigma_{ks} &= D_{ksmn}^{(e)} d\varepsilon_{mn}, \quad \text{если } f = 0, d'f \leq 0 \quad \text{или } f = 0; \\ d\sigma_{ks} &= D_{ksmn}^{(ep)} d\varepsilon_{mn}, \quad \text{если } f = 0, d'f > 0, \end{aligned} \quad (11)$$

где $D_{ksmn}^{(e)}$ — упругие постоянные закона Гука; $D_{ksmn}^{(ep)}$ — определены для различных функций нагружения в [2].

Для определения перемещений и напряжений в динамических нелинейных системах можно в основном применять прямые шаговые методы, алгоритмы которых разработаны главным образом для решения линейных задач [6]. Их модификации для упругопластических задач изложены в [2]. Эти методы включают в себя два основных этапа: дискретизацию основных уравнений; построение итерационного процесса для определения напряженно-деформированного состояния системы с заданной точностью.

Дискретизация уравнений производится как по времени, так и по области системы. В результате для момента времени t_n получается следующее матричное уравнение [2]

$$\overline{\mathbf{M}}\ddot{\delta}_n + \mathbf{C}\dot{\delta}_n + \mathbf{K}(\delta)\delta_n = \mathbf{Q}_n + \mathbf{F}_n, \quad (12)$$

где

$$\overline{\mathbf{M}} = \mathbf{M} + \frac{1}{\rho}[\mathbf{h}]^T[\mathbf{H}]^{-1}\mathbf{h}, \quad (13)$$

называется матрицей приведенной массы, а выражение $\frac{1}{\rho}[\mathbf{h}]^T[\mathbf{H}]^{-1}\mathbf{h}$ — матрицей присоединенных масс жидкости;

$[\mathbf{N}]_n$ — матрица функций формы; \mathbf{M} — матрица распределенных масс; \mathbf{C} — матрица демпфирования; $\mathbf{K}(\delta)$ — матрица жесткости; \mathbf{Q}_n — вектор узловых нагрузок на поверхности S_q ; \mathbf{F}_n — вектор давления воды на поверхности S_p ; $\delta_n, \dot{\delta}_n, \ddot{\delta}_n$ — узловые перемещения, скорости и ускорения.

Для решения уравнения (12) используется неявный модифицированный метод Ньюмарка [2], который является безусловно устойчивым, что позволяет существенно увеличивать длину временного шага по сравнению с явными методами и получить более надежные результаты. Основные отличия модифицированного метода от классического, который применяется для решения линейных задач, приведены в [2].

Для численной реализации предложенной методики в системе Delphi был разработан программный комплекс, который позволяет производить совместный расчет всех элементов системы от действия статических и динамических нагрузок. Его описание дано в [2].

Рассмотрим численное решение уравнений для поставленной задачи при следующих исходных данных: $h_0 = 10$ м; $h_1 = 12$ м; $h_2 = 12,6$ м; $h_3 = 2$ м; $l_0 = 29,5$ м; $l_1 = l_2 = 1,6$ м; $l = 9,6$ м. Характеристики грунтовой среды: $E_0 = 40$ МПа; $\mu = 0,4$; $c = 0,006$ МПа; $\varphi = 28^\circ$. Для бетона стенки и рамной конструкции принимается: $E = 35000$ МПа; $\mu = 0,2$; $\sigma_p = 2$ МПа; $\sigma_c = 20$ МПа. Длина временного шага $\Delta t = 0,01$ сек. Временной отрезок, на котором рассматривается колебательный процесс, равен 5 сек. В момент времени $t_0 = 0$ на расстоянии $x_1 = 100$ м произошло смещение грунтового массива на величину $u_2 = -9$ см. Это смещение распространяется на глубину массива от $x_2 = -10$ м до $x_2 = -40$ м.

На рис. 2 для момента времени $t = 0,12$ сек. в увеличенном масштабе показаны перемещения системы. На рисунке видны как вертикальные, так и горизонтальные смещения точек грунтового массива. Динамику движения элементов системы можно наблюдать на экране дисплея. Рассмотрим процесс образования и развития пластических зон. Вначале они появляются в областях массива, примыкающих к линии его смещения при $t = 0$, далее наблюдается их движение в направлении рамы, затем стенки и за их пределы. При этом пластические зоны постепенно уменьшаются с затуханием колебаний.

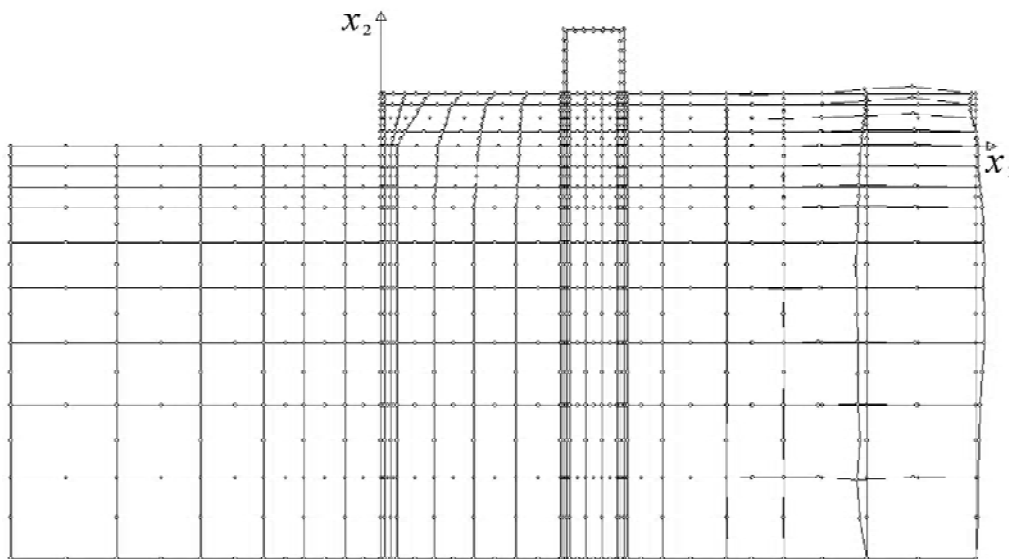


Рисунок 2 — Перемещение системы в момент времени, равный 0,12 сек. от смещения $\bar{u}_1 = 9$ см.

Программный комплекс позволяет выводить результаты расчета не только в файл, но и на экран дисплея в виде различных графиков и эпюр. Можно наблюдать во времени колебания элементов рамной конструкции, стенки и грунтового массива, развитие и движение в них пластических зон и т. д.

На рис. 3 приведена эпюра горизонтальных колебаний точки А (см. рис. 1). Максимальный размах колебаний, равный 2,0967 см, наблюдается в промежутке времени от $t = 3,1$ сек. до $t = 3,4$ сек. Период установившихся колебаний, которые продолжаются, начиная с $t > 1$ сек. и до их резкого затухания после $t > 4,5$ сек., равен 0,65 сек. При этом, колебания происходят не около положения при статическом равновесии, а они смещены на 0,0737 см, что вызвано остаточными пластическими деформациями грунтового массива.

На рис. 4 показана эпюра вертикальных колебаний точки В, расположенной посередине ригеля рамы. Максимальное её отклонение составляет $-1,193$ см при 1,3 сек. Эта точка совершает хаотические колебания, которые вызваны всевозможными отражениями волн в элементах системы. Такая же картина наблюдается при колебании точки С, расположенной в левом нижнем углу фундамента под правой стенкой рамы. Её горизонтальные колебания приведены на рис. 5. Максимальное отклонение точки, равное $-0,521$ см, происходит при $t = 3,95$ сек. Из эпюры видно, что первый всплеск величиной $-0,482$ см возникает при $t = 0,6$ сек., затем наблюдается ряд колебаний с малыми амплитудами, а только потом происходит вторая волна, вызывающая максимальное отклонение.

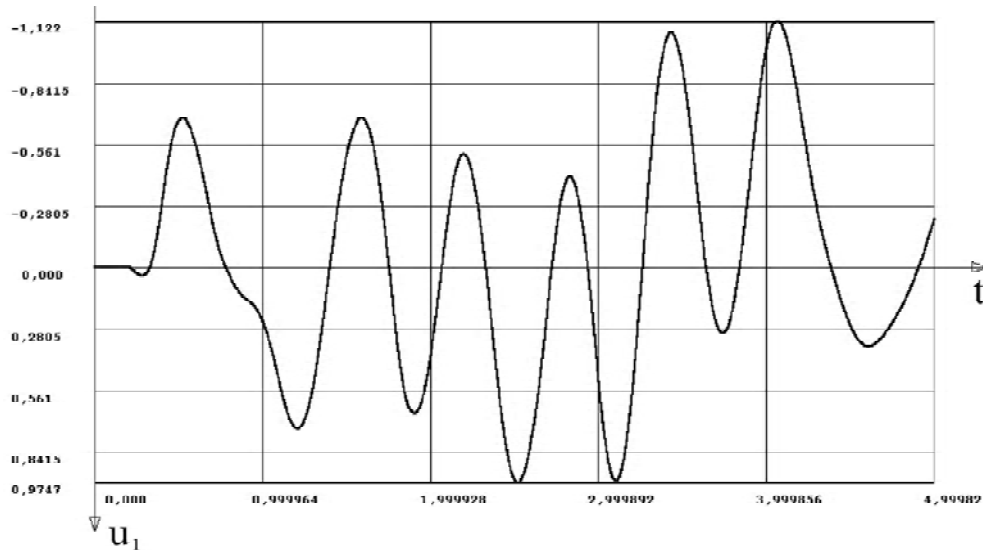


Рисунок 3 — Горизонтальные колебания точки A от смещения $\bar{u}_1 = 9$ см (в см и сек.).

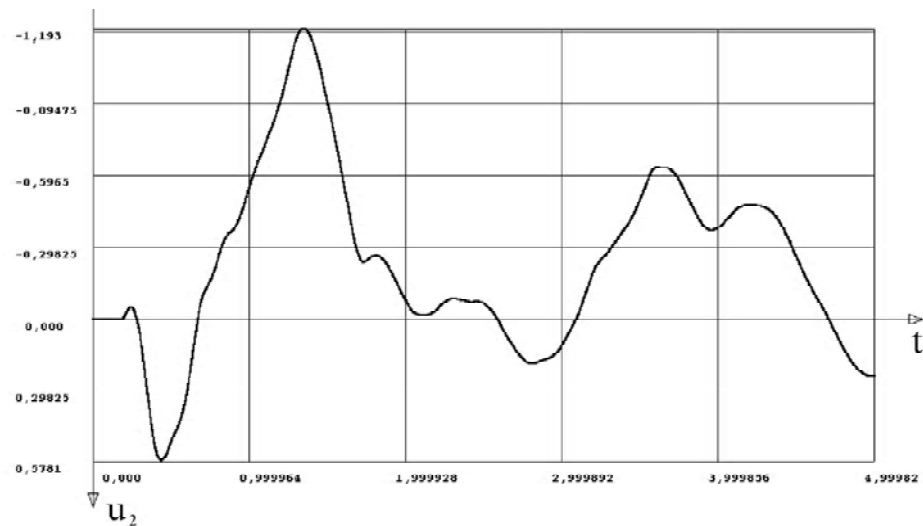


Рисунок 4 — Вертикальные колебания точки B от смещения $\bar{u}_1 = 9$ см (в см и сек.).

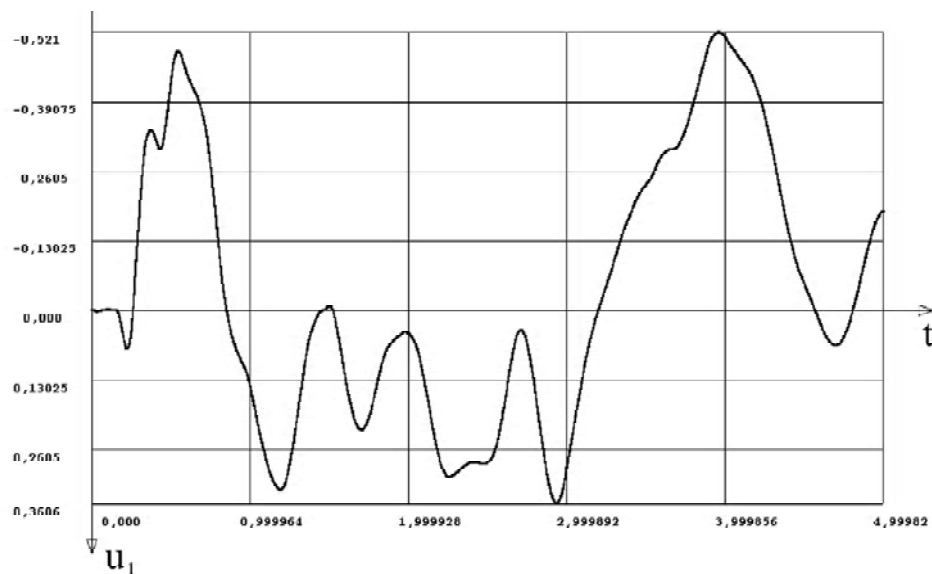


Рисунок 5 — Горизонтальные колебания точки C от смещения $\bar{u}_1 = 9$ см (в см и сек.).

На рис. 6 и рис. 7 показаны колебания напряжений σ_{22} точек D и E . Первая расположена на шпунте, а вторая на правой стойке рамы. Обе эпюры имеют сложный вид, это вызвано, как и в предыдущем случае, всевозможными волновыми отражениями. В обоих случаях резкое затухание колебаний происходит при $t > 4,2$ сек. В точке D стенки возникают наибольшие растягивающие напряжения, равные 1,312 МПа. Следовательно, под действием заданного смещения она работает только в упругой стадии. Наибольшие напряжения в обеих точках наблюдаются почти в одно и то же время при $t \approx 0,5$ сек., когда происходят неустановившиеся колебания.

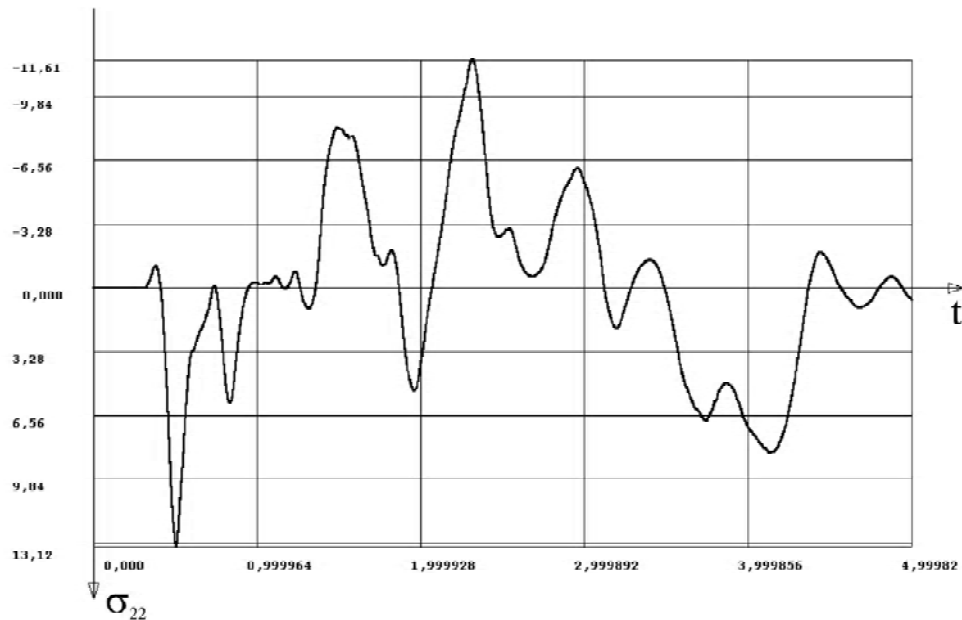


Рисунок 6 — Колебания напряжений σ_{22} в точке D от смещения $\bar{u}_1 = 9$ см (в 10 МПа и сек.).

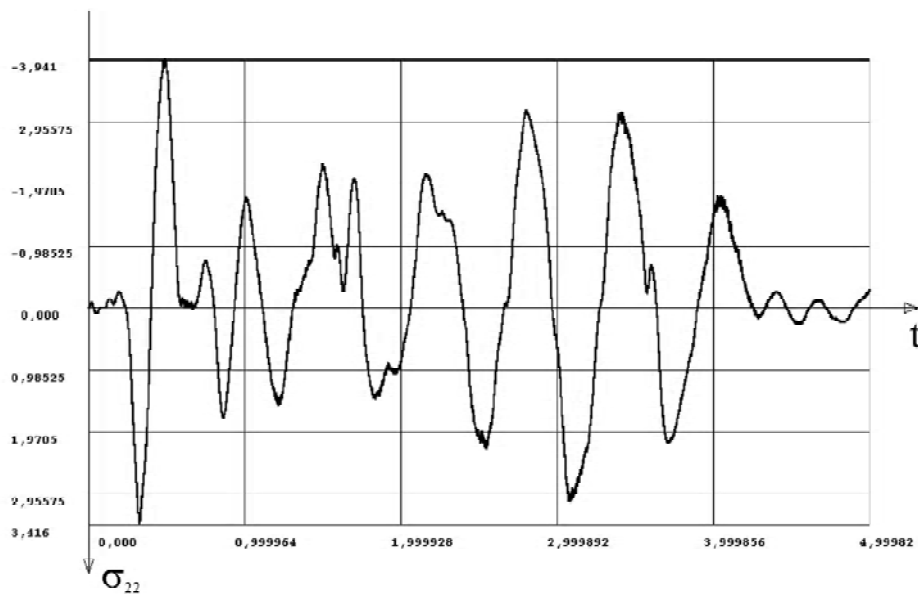


Рисунок 7 — Колебания напряжений σ_{22} в точке E от смещения $\bar{u}_1 = 9$ см (в 10 МПа и сек.).

В заключение отметим, что предложенная методика и программный комплекс позволяют производить расчет разнообразных динамических систем, как от действия различных динамических нагрузок, так и от кинематических возмущений.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Клаф Р., Пензиен Дж. Динамика сооружений. — М. : Стройиздат, 1979. — 320 с.
2. Гришин А.В., Дорофеев В.С. Нелинейная динамика конструкций, взаимодействующих с деформируемой средой. — Одесса : Астропринт, 2001. — 136 с.
3. Ивлев Д.Д., Быковцев Г.И. Теория упрочняющегося пластического тела. — М. : Наука, 1971. — 231 с.
4. Гениев Г.А., Киссюк В.Н., Тюпин Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона. — М. : Стройиздат, 1974. — 316 с.
5. Новожилов В.В. Теория упругости. — Судпромгиз, 1958. — 370 с.
6. Бате К., Вилсон Е. Численные методы анализа и метод конечных элементов. — М. : Стройиздат, 1982. — 447 с.

Получено 24.05.2011

А. В. ГРИШИН, О. О. ШУТЯК

НЕЛІНІЙНА ЗАДАЧА РОЗРАХУНКУ ПОРТОВОЇ СПОРУДИ ВІД СЕЙСМІЧНОЇ ДІЇ

Одеська державна академія будівництва і архітектури

Портова споруда у вигляді тонкої підпірної стінки і рамної конструкції спільно з ґрунтовим і водним середовищем знаходиться під дією статичних навантажень. Розв'язується нелінійна задача за визначенням напружено-деформованого стану сумісної роботи даної системи з врахуванням дії на неї сейсмічного навантаження, викликаного заданим переміщенням деякої області ґрунтового масиву. Використовується принцип віртуальної роботи і принцип максимуму Мізеса. Як функція навантаження для ґрунтів застосовується умова Кулона-Мору, а для матеріалу підпірної стінки і рамної конструкції — умова Гениева. Дискретизація розрахункової області виконується методом скінчених елементів. Для вирішення завдання використовується неявний модифікований метод Ньюмарка. Чисельна реалізація виконана за допомогою програмного комплексу, написаного в системі Delphi. Результати визначення хвилових процесів представлені у вигляді епюр горизонтальних і вертикальних коливань переміщень і напруги в характерних точках на заданому інтервалі часу.

підпірна стінка, рамна конструкція, ґрунтова і водне середовище, сейсмічні дії, коливання, напружено-деформований стан, принцип віртуальної роботи, принцип максимуму Мізеса, метод скінчених елементів, функція навантаження, програмний комплекс, епюри

A. V. GRISHIN, A. A. SHUTJAK

NONLINEAR TASK OF PORT BUILDING DESIGN FROM SEISMIC INFLUENCE

Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture

Port building as a thin retaining wall and frame construction jointly with the ground and water environment is under the action of the static loadings. A nonlinear task is solved due to determination of the stressed - deformed state of joint work of the examined system taking into account the seismic loading influencing on it, caused by the set moving of some area of the ground array. Principle of virtual work and principle of maximum of Mises is used. As a function of loading for soils the condition of Coulomb-More is used, and for material of retaining wall and frame construction is a condition of Geniev. Discretization of calculation area is executed with finite element method. To solve the task the implicit modified method of Newmark is used. Numeral realization is made by a software complex, written in the system of Delphi. The results of determination of wave processes are presented as epures of horizontal and vertical vibrations of moving and tensions in characteristic points on the set time domain.

retaining wall, frame construction, ground and water environment, seismic influences, vibrations, stressedly - deformed state, principle of virtual work, principle of a maximum of Mises, finite element method, finite element method, programmatic complex, epures

Гришин Андрій Володимирович — д. т. н., проректор з наукової роботи, зав. кафедри опору матеріалів Одеської державної академії будівництва і архітектури, інженерно-будівельний інститут, кафедра опору матеріалів, професор, академік будівництва України. Наукові інтереси: вирішення нелінійних пружнов'язкопластичних контактних завдань при дії статичних і динамічних навантажень.

Шутяк Олександр Олександрович — молодший науковий співробітник науково-дослідної лабораторії «Основи, фундаменти та підземні споруди» інституту геотехніки Одеської державної академії будівництва і архітектури; здобувач кафедри «Опір матеріалів». Наукові інтереси: розв'язання нелінійних пружнов'язкопластичних контактних задач при дії статичних та динамічних навантажень; підсилення фундаментів, розрахунок та технологія кріплення котлованів, технічний стан конструкцій.

Гришин Андрей Владимирович — д. т. н., проректор по научной работе, зав. кафедрой сопротивления материалов Одесской государственной академии строительства и архитектуры, инженерно-строительный институт, кафедра сопротивления материалов, профессор, академик строительства Украины. Научные интересы: решение нелинейных упруговязкопластических контактных задач при действии статических и динамических нагрузок.

Шутяк Александр Александрович — младший научный сотрудник научно-исследовательской лаборатории «Основания, фундаменты и подземные сооружения» института геотехники Одесской государственной академии строительства и архитектуры; соискатель кафедры «Сопротивление материалов». Научные интересы: решение нелинейных упруговязкопластических контактных задач при действии статических и динамических нагрузок; усиление фундаментов, расчет и технология крепления котлованов, техническое состояние конструкций.

Grishin Andrew — D. Sc. (technical), vice-rector of the advanced study, head of a department of resistance of materials Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture, civil engineering institute, department of resistance of materials, professor, academician of building of Ukraine. Scientific interests: decision of nonlinear elastoviscoplastic of contact tasks at the action of static and dynamic loads.

Shutjak Alexander — junior researcher research laboratory "Foundations, basements and underground facilities," Geotechnical Institute, Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture; department of the applicant "Resistance of materials". Scientific interests: decision of nonlinear elastoviscoplastic of contact tasks at the action of static and dynamic loads; there are directions is strengthening of foundations, calculation and technology of fastening of foundation pits, technical state of constructions.

УДК 624.074.012.4

О. В. НИЖНИК

Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка

РОЗРАХУНОК СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЧАСТОРЕБРИСТИХ ПЕРЕКРИТТІВ МЕТОДОМ СКІНЧЕНИХ ЕЛЕМЕНТІВ

У статті розглянуто нові типи сталезалізобетонних часторебристих перекриттів. Подано аналіз запропонованої конструкції в цілому, вузлових з'єднань, а також характер її деформування при застосуванні розрахунку методом скінчених елементів. За результатами розрахунку побудовано ізолінії, що відповідають певному проміжку величин напружень та відображають відносну величину їх розподілу до всієї конструкції. За результатами аналізу отриманих деформацій встановлено їх відповідність експериментальним значенням. На основі проведених розрахунків надано рекомендації щодо проектування запропонованих сталезалізобетонних часторебристих перекриттів.

комплексні конструкції, сталезалізобетон, часторебристі перекриття, сумісна робота, напружено-деформований стан, метод скінчених елементів

За останні роки суттєво збільшились потреби в будівництві багатоповерхових будівель промислового та громадського призначення з великими прольотами. Будівлі з традиційним кроком колон (6×6 або 7,2×7,2 м), далеко не завжди відповідають технологічним вимогам експлуатації ряду промислових споруд та громадських центрів, переважно торгово-побутового призначення. Саме різноманітним безбалкових перекриттів можна рахувати і часторебристі або кесонні перекриття, де при великих прольотах та значній товщині плити полегшення конструкції досягається членуванням перекриття на квадратні або прямокутні поля з ребрами, які виступають [2, 3]. Разом з тим нині широко впроваджуються нові сталезалізобетонні конструкції [1]. Тому постає питання їх дослідження й обґрунтування ефективності, використовуючи сучасні наукові методи експериментальних досліджень, методи оцінки напружено-деформованого стану та розрахунків. Найчастіше конструкції досліджуються теоретичним та експериментальним шляхом, але найбільш ефективно для таких цілей застосовувати програмне забезпечення (ПЗ), що базується на методі скінчених елементів [4], яке дозволяє детально проаналізувати НДС будь-якої конструкції.

Запропонована конструктивна форма — часторебристе сталезалізобетонне перекриття, сутність якої полягає у тому, що в її основу покладено принцип розподілення функцій елементів конструкції за матеріалами при їх раціональному співвідношенні в просторовому формоутворенні. Залізобетонна складова такого перекриття працює в основному на стиск, а сталева складова — на розтяг [5–7].

Часторебристі сталезалізобетонні конструкції перекриття є новими, ефективними та надійними [7]. Схожі за призначенням та структурою сталезалізобетонні конструкції перекриття та покриття уже досить давно досліджуються як за кордоном [8], так і в Україні [1, 5–7], але в основному з використанням існуючих теорій розрахунку та підтвердженням результатів експериментальними випробуваннями. Досліджувані конструкції представляють собою елементи часторебристого перекриття, в якому сталь та бетон працюють сумісно, що підтверджено дослідженнями, але у проведених працях не було приділено уваги аналізу НДС із застосуванням ПЗ та порівняння результатів із даними, отриманими експериментальним шляхом.

Елементи часторебристого перекриття, що приводиться в якості прикладу розрахунку, складаються з двох конструктивних матеріалів — залізобетону та сталі. Їх використання є раціональним, тому що кожен з матеріалів сприймає такі зусилля, на які він краще працює. Незмінною частиною таких конструкцій є залізобетонна плита, а елементи, що знаходяться у зоні розтягу, можуть виготовлятися із різноманітних прокатних та зварних профілів.

Основні елементи збірного часторебристого перекриття наведені на рис. 1. Вони виготовляються бетонуванням у перевернутому стані попередньо підготовленої металевої частини. У таких елементах з'єднання сталі та арматури виконується зварюванням, а поєднання між собою готових елементів у конструкцію перекриття — болтовим з'єднанням на фланцях.

Ефективність розглянутих елементів часторебристого перекриття підтверджена експериментальними дослідженнями, у ході яких спостерігалася сумісна робота сталі та залізобетону.

Детальний аналіз конструкції в цілому та вузлових з'єднань дає яснішу картину характеру деформування при застосуванні методу скінчених елементів. При моделюванні розрахункової схеми рівномірно розподілене навантаження по площі прикладалося до залізобетонної плити. Розмір скінчених елементів приймався такий, щоб забезпечити достатню точність та найменшу тривалість розрахунку. Моделювання армування залізобетонної плити здійснювалося за допомогою введення приведених характеристик — жорсткості та модулю пружності, а сталевих елементів — розбиттям на скінченні елементи з характеристиками сталі. Стрижні, що поєднують залізобетонну плиту та сталеві елементи у єдину конструкцію, моделювалися, як і сталеві. Завдяки особливості виготовлення цих плит об'єднання стрижневих елементів та бетону у одну цілісну конструкцію здійснювалося з'єднанням вершин об'ємних скінчених елементів.

За результатами розрахунку було побудовано ізолінії, що відповідають певному проміжку величин напружень та відображають відносну величину їх розподілу до всієї конструкції (рис. 2–4).

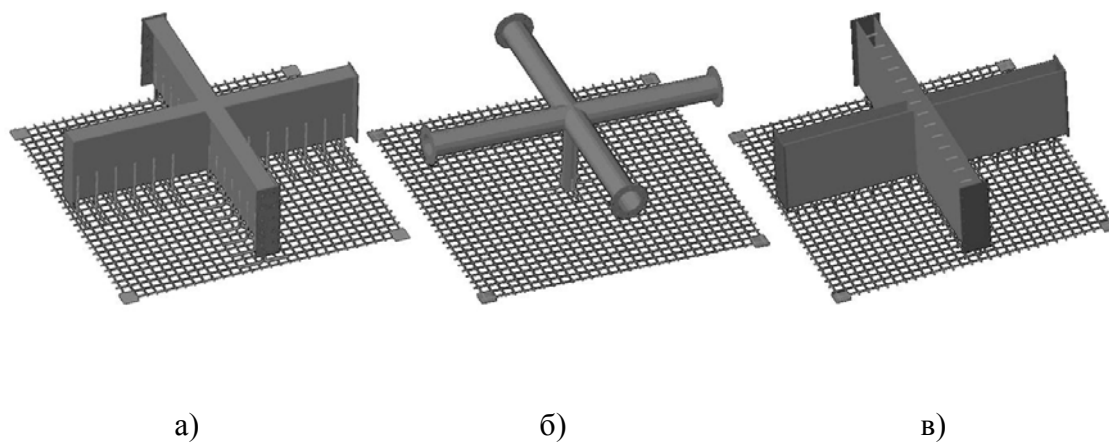


Рисунок 1 — Основні елементи збірного часторебристого перекриття: а) елемент із металевим поясом; б) елемент з нижнім поясом, що виготовлений із труби; в) елемент із стрічковим армуванням.

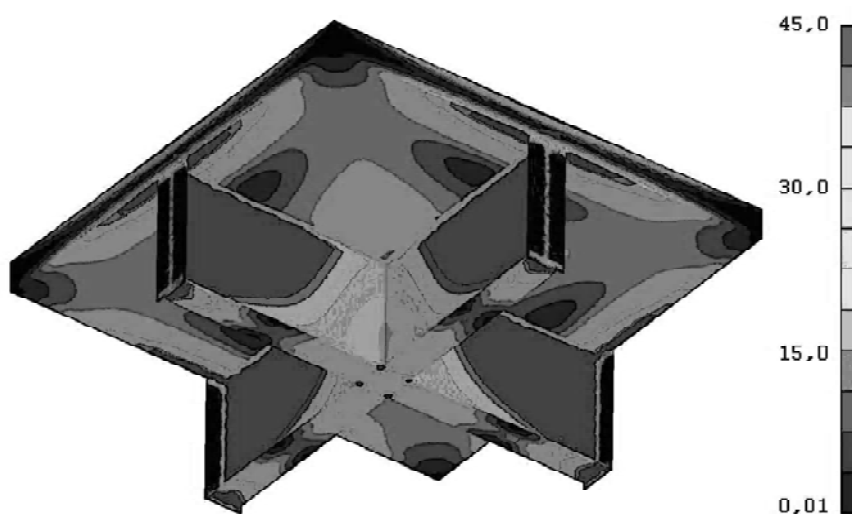


Рисунок 2 — Ізолінії напружень в елементі з металевим поясом, МПа.

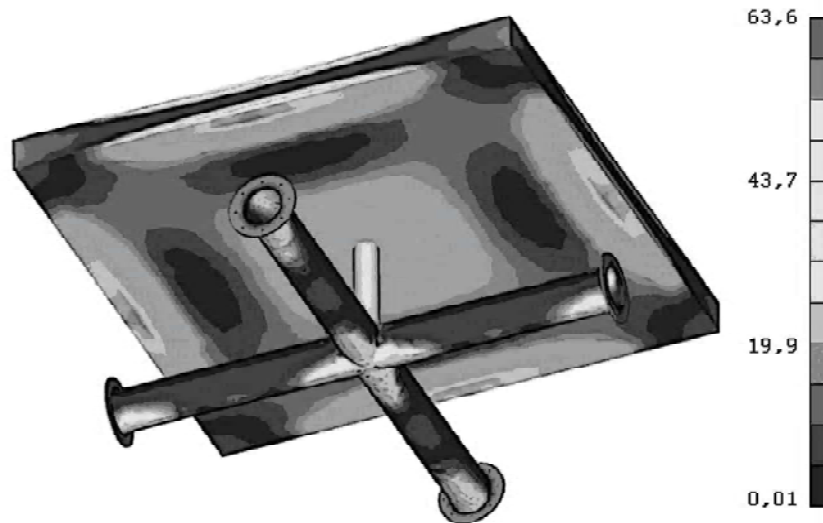


Рисунок 3 — Ізоліїнї напружень в елементі з нижнім поясом, що виготовлений із труб, МПа.

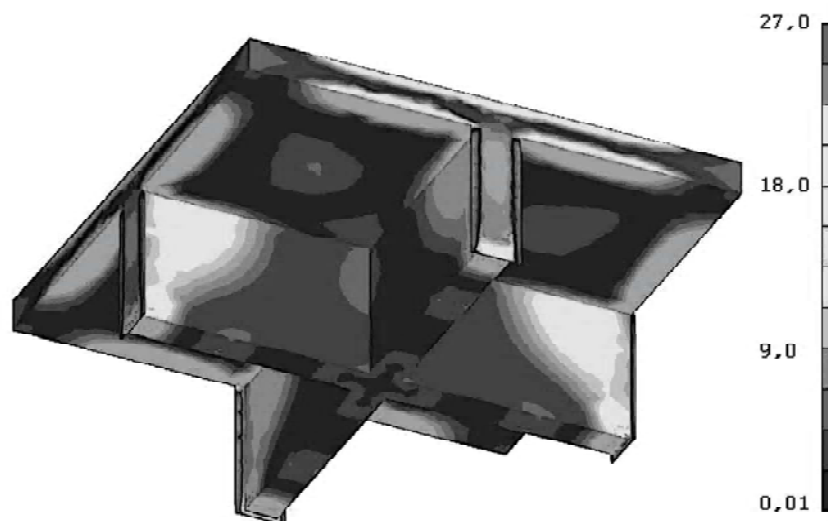


Рисунок 4 — Ізоліїнї напружень в елементі зі стрічковим армуванням, МПа.

За результатами аналізу отриманих деформацій встановлено їх відповідність експериментальним значенням.

У всіх досліджуваних зразках спостерігався схожий характер деформування та розподілу напружень.

У зразках із металевим поясом (рис. 1, а) та зі стрічковим армуванням (рис. 1, в) найбільші напруження виникали у верхній частині сталевих елементів на відстані $\frac{1}{3} \dots \frac{1}{2}$ від фланцевих з'єднань. У зразку з нижнім поясом виготовленого з труб (рис. 1, б) найбільші напруження виникали в місці з'єднання залізобетонної плити зі стійкою та з'єднання стійки з нижнім поясом.

На основі отриманих даних слід зробити висновок, що при проектуванні особливу увагу необхідно приділяти зварним з'єднанням сталевих частин конструкції та місцям стику збірних елементів. У залежності від геометричних розмірів та розрахункового навантаження у місцях з'єднання залізобетонних частин конструкції необхідно коригувати крок поперечного армування, поєднання сталевих

частин нижнього поясу із залізобетонною плитою та застосовувати конструктивні заходи для забезпечення рівномірної передачі зусиль на елементи нижнього поясу. В місцях обпирання на несучі конструкції слід вводити додаткове армування сітками або допоміжні закладні деталі для запобігання продавлювання.

При проектуванні елементів часторебристого перекриття із металевим поясом, в яких за результатами розрахунку максимальні напруження виникли у верхній частині стійки, треба додатково застосовувати конструктивні елементи для зменшення рівня напружень, добиватися більш рівномірного розподілу напружень по нижньому поясу та запобігати втрати сумісної роботи залізобетону та сталі на межі їх поєднання. В елементах часторебристого перекриття з нижнім поясом, що виготовлений із труб, при неможливості збільшення діаметру для надійної роботи та запобігання втрати стійкості при значних розрахункових довжинах, вертикальний трубчатий елемент нижнього поясу можна виготовляти із трубобетону. Крім цього, у місці передавання зусилля необхідно підсилити залізобетонну плиту армуванням у двох напрямках, щоб виключити можливість продавлювання. В елементах часторебристого сталезалізобетонного перекриття зі стрічковим армуванням при виникненні максимальних напружень в приопорній частині нижнього поясу, крім заходів щодо забезпечення сумісної роботи залізобетону та сталі, несучу здатність та сумісну роботу бетону та стрічкової арматури слід забезпечувати за рахунок коригування кроку стрижнів, що її з'єднують та непрямого армування в приопорній ділянці.

В цілому отримані результати співпадають з результатами експериментальних досліджень, що дає можливість стверджувати про ефективність запропонованих конструкцій та можливість їх проектування за результатами розрахунку методом скінчених елементів, реалізованим у програмне забезпечення.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Абовская С.Н. Новые пространственные сталежелезобетонные конструкции / С.Н. Абовская. — Красноярск: Стройиздат, Красноярское отд., 1992. — 240 с.
2. Гнидец Б.Г. Предварительно напряженные сборно-монолитные кессонные перекрытия / Б.Г. Гнидец // Строительство и архитектура. — 1978. — № 8. — С. 28–29.
3. Гнидец Б. Г. Дослідження і застосування збірно-монолітних конструкцій громадських будинків / Б. Г. Гнидец // Вісник Національного університету «Львівська політехніка». — № 602 : Теорія і практика будівництва. — Львів : НУ «Львівська політехніка», 2007. — С. 18–26.
4. Клованич С.Ф. Метод конечных элементов в нелинейных расчетах пространственных железобетонных конструкций / С.Ф. Клованич, Д.И. Безушко // Одесса: ОНМУ, 2009. — 90 с.
5. Стороженко Л.І. Сталезалізобетонні конструкції. /Л.І. Стороженко, О.В. Семко, В.Ф. Пенц. — Полтава: ПолтНТУ, 2005. — 181 с.
6. Стороженко Л.І. Дослідження і проектування сталезалізобетонних структурних конструкцій: Монографія / Л.І. Стороженко, В.М. Тимошенко, О.В. Нижник, Г.М. Гасій, С.О. Мурза. — Полтава: АСМІ, 2008. — 262 с.
7. Стороженко Л.І. Сталезалізобетонні часторебристі перекриття: Монографія /Л.І. Стороженко, О.В. Нижник, О.А. Крупченко. — Полтава: «АСМІ», 2008. — 164 с.
8. Composite Construction in Steel and Concrete III, Proceedings of an Engineering Foundation Conference, Swabian Conference center Irsee, Germany. June 9-14, 1996, Edited by C.Dale Buckner and Bahram M.Shahrooz.

Отримано 08.04.2011

А. В. НИЖНИК

РАСЧЕТ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЧАСТОРЕБРИСТЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ МЕТОДОМ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Полтавский национальный технический университет имени Юрия Кондратюка

В статье рассмотрены новые типы сталежелезобетонных часторебристых перекрытий. Представлен анализ предложенной конструкции в целом, узловых соединений, а также характер ее деформирования при расчете методом конечных элементов. По результатам расчета построены изолинии, которые соответствуют определенному промежутку величин напряжений и отображают относительную величину их распределения ко всей конструкции. По результатам анализа полученных деформаций установлено их соответствие экспериментальным значениям. На основе проведенных расчетов представлены рекомендации при проектировании предложенных сталежелезобетонных часторебристых перекрытий.

комплексные конструкции, сталежелезобетон, часторебристые перекрытия, совместная работа, напряженно-деформированное состояние, метод конечных элементов.

O. V. NYZHNYK

DESIGN OF STEEL REINFORCED CONCRETE SLABS WITH FREQUENT RIBS
BY THE COMPLETE ELEMENTS METHOD

Poltava National Technical University named after Yuri Kondratyuk

The new types of steel reinforced concretes of the slabs with frequent ribs are considered in the article. The analysis of the offered construction, key connections, and also the character of its deformation using the method of complete elements is given on the whole. Due to the design of isolines which correspond to the certain interval of sizes of tensions and represent the relative size of their distribution to all construction are built. The results the analysis of the obtained deformations set their accordance to the experimental values. On the basis of the conducted calculations recommendations of planning of offered steel reinforced concretes of the slabs with frequent ribs are given.

complex constructions, steel reinforced concrete, slabs with frequent ribs, compatible work, tensely-deformed state, method of complete elements

Нижник Олександр Васильович — кандидат технічних наук, старший науковий співробітник, докторант Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка. Наукові інтереси: дослідження сталезалізобетонних безбалкових та часторебристих перекриттів

Нижник Александр Васильевич — кандидат технических наук, старший научный сотрудник, докторант Полтавского национального технического университета имени Юрия Кондратюка. Научные интересы: исследование сталежелезобетонных безбалочных и часторебристых перекрытий.

Nyzhnyk Alexander — is Ph.D., senior staff scientist, doctoral candidacy of the Poltava National Technical University named after Yuri Kondratyuk. Scientific interests: research of steel reinforced concrete girderless and slabs with frequent ribs ceiling.

УДК 624. 012:53.09

С. Л. ФОМИН, П. А. РЕЗНИК

Харьковский государственный технический университет строительства и архитектуры

ОГНЕСТОЙКОСТЬ МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ ПОВЫШЕННОЙ ЭТАЖНОСТИ

Освещается методика расчета огнестойкости монолитных железобетонных каркасных зданий повышенной этажности, ориентированная на использование компьютерных технологий с учетом разработанных национальных стандартов по проектированию строительных конструкций, гармонизированных с европейскими стандартами группы А (Еврокоды).

монолитные каркасные здания, огнестойкость, гармонизированные с Еврокодами национальные стандарты, сценарии пожара, теплотехнический расчет, эквивалентные температуры, нелинейные методы расчета с использованием компьютерных технологий, надежность при воздействии пожара

Обеспечение противопожарной защиты зданий повышенной этажности имеет свои особенности. При этом важным является определение огнестойкости конструкций и зданий. Согласно современным нормативным разработкам, высотными жилыми зданиями считаются здания высотой более 75 м. Это значит, что верхней границей, определяющей здания повышенной этажности, принимается высота здания до 75 м включительно. Принадлежность зданий к объектам повышенной этажности определяется, исходя из критерия высоты, до которой возможно спасение людей при пожарах в зданиях с помощью механических лестниц пожарных машин (до высоты 30 м). Таким образом, здания повышенной этажности — это здания высотой от 28 до 75 м, что соответствует примерно от 10 до 25 этажей.

Огнестойкость является международной пожарно-технической характеристикой, регламентируемой строительными нормами и правилами, и характеризует способность конструкций и зданий сопротивляться воздействию пожара.

Огнестойкость конструкций и зданий, помимо своей прямой функции обеспечения требуемого сопротивления объекта воздействию пожара, является также базовым элементом всей системы противопожарной защиты зданий и определяющим параметром для выбора остальных элементов защиты [1].

Целью исследования является обеспечение надежности эксплуатации монолитных железобетонных каркасных зданий повышенной этажности на основе разработки методики расчета огнестойкости с учетом разработанных национальных стандартов, гармонизированных с Еврокодом.

Разработанные НИИСКом при участии ХГТУСА национальные стандарты ДСТУ—Н Б EN 1991—1—2 [2] и ДСТУ—Н П Б В.2.6—XX [3] предусматривают три альтернативных метода расчета огнестойкости железобетонных конструкций: 1) анализ отдельной конструкции, 2) анализ части конструктивной системы и 3) общий анализ конструктивной системы.

В первом методе каждая конструкция рассматривается отдельно. Косвенные огневые воздействия не учитываются, за исключением тех, которые являются результатом перепада температур. Приведены табличные данные только для стандартного температурного режима. Применяются упрощенные методы и модели, учитывающие изменение свойств материалов. Уточненные модели расчета приведены только основными положениями.

Во втором методе при анализе части конструктивной системы учитываются косвенные огневые воздействия в узле, но не зависящие от времени взаимодействия с другими частями конструктивной системы. Табличные данные не применяются. Применяются упрощенные методы для стандартного

и параметрического температурного режима, температурные кривые приведены только для стандартного температурного режима. По уточненным моделям расчета приведены только основные положения.

В третьем методе проводится анализ всей конструктивной системы. Рассматриваются косвенные огневые воздействия на всю конструктивную систему. Табличные данные не применяются. Упрощенные методы не применяются. Приведены только основные положения уточненной модели расчета.

На основе проведенных в ХГТУСА экспериментальных и теоретических исследований выявлена необходимость учета косвенного влияния пожара (п. 1.5.7 [3]) в виде дополнительных температурных усилий S_0 , возникающих от сдерживания температурных деформаций элемента связями (соседними конструкциями). Эти усилия, накладываясь на усилия от нагрузки $E_{fi,d,t}$, снижают предел огнестойкости. Собственные температурные напряжения σ_0 , возникающие при нелинейном распределении температуры по сечению железобетонных элементов, также влияют на несущую способность $R_{fi,d,t}$, увеличивая или снижая ее в зависимости от формы температурного поля. Результаты расчета рамных статических неопределимых железобетонных конструкций, а также результаты экспериментальных и натурных исследований показывают, что предельное состояние может возникнуть задолго до снижения несущей способности элементов при нагревании R . Причиной этого является накопление температурных деформаций элементов, перераспределение усилий в результате образования пластических шарниров, потеря прочности элементов, не подверженных нагреву [4, 5]. Значительное влияние на огнестойкость зданий имеет учет его пространственной работы, а также место расположения источников пожара.

Изложенное показывает, что первые два метода расчета по [3] не могут обеспечить гарантированную надежность пожарной безопасности зданий и сооружений, хотя каждый из них имеет свою научную и практическую ценность. Французские исследователи Б. Бартелеми и Ж. Крюппа отмечают, что «эти методы, разработанные на основе экспериментальных исследований, касаются лишь частных случаев, а их простота оплачивается недостаточно обеспеченной безопасностью» [6].

В этой связи разработана методика расчета огнестойкости монолитных зданий, основанная на анализе всей конструктивной системы, когда любая или только одна из ее частей находится под влиянием пожара [3]. Методика расчета ориентирована на использование компьютерных технологий, например, нелинейных методов ПК Лира.

Этапы расчета включают выбор соответствующих проектных сценариев пожара, расчет повышения температуры в строительных конструкциях и расчет механической работы конструктивной системы в условиях пожара.

По ДБН В.1.1–7 [7] выбирают степень огнестойкости здания и соответствующие классы огнестойкости $t_{fi, requ}$ строительных конструкций в минутах по ряду: 30; 60; 90; 120; 180; 240.

В работе [8] проведен анализ конструктивных решений монолитных каркасных зданий. Высотные здания отнесены к I повышенному уровню ответственности. В несущих конструкциях следует применять бетон класса не ниже С20/25. Особые требования предъявляются к огнестойкости высотных зданий. Здания высотой до 16 этажей подразделяются на пять степеней огнестойкости: I, II, III, IV, V. Здания высотой более 16 этажей должны иметь особую степень огнестойкости. В Московских нормах предел огнестойкости установлен равным 240 минут, лифтовых и коммуникационных шахт — 180 минут. Расчет проводится по признаку потери несущей способности (R).

Расчетные пределы огнестойкости конструкций $t_{fi,d}$ сравнивают с нормированными значениями. Конструкция соответствует нормированной степени огнестойкости:

$$\text{если } E_{d, fi} \leq R_{d, t, fi}, \text{ то } t_{fi, d} \geq t_{fi, requ}, \quad (1)$$

где $R_{fi,d,t}$ — расчетное значение несущей способности отдельной конструкции в процессе пожара в момент времени t .

$E_{fi,d,t}$ — расчетное значение загрузочного эффекта в процессе пожара в момент времени t .

Нагрузки на конструкцию принимают как для расчета при нормальных температурах, если есть вероятность их действия при пожаре. Нагрузки на конструкцию при пожаре определяются по ДБН В.1.2–2 [12], ДБН В.1.2–14 [11] и ДБН В.1.1–7 [7].

Коэффициент снижения, определяющий уровень нагрузки при пожаре, устанавливается по формуле:

$$\eta_{fi} = E_{d, fi} / E_d, \quad (2)$$

где E_d — расчетный нагрузочный эффект при нормальных температурах;

$E_{d,fi}$ — расчетный нагрузочный эффект при пожаре.

При рассмотрении здания целиком, основываясь на анализе всей конструктивной системы, следует учитывать, что при прочих равных условиях расчетная (фактическая) огнестойкость $t_{fi,d}$ одинаковых конструктивных элементов изменяется в зависимости от местоположения очагов пожара [4]. Это происходит в результате изменения величины расчетного нагрузочного эффекта $E_{fi,d,t}$ в процессе пожара в момент времени t (косвенное влияние пожара). Поэтому представляется целесообразным проводить вариантное проектирование для определения сценария наиболее опасных ситуаций путем вариации местоположения очагов пожара.

Как показало проведенное исследование, применение мощного аппарата метода конечных элементов в линейной постановке не позволяет произвести оценку предельного состояния из-за отсутствия критериев его появления. Необходим учет физической нелинейности материалов. ПК Лира дает возможность проводить численное моделирование нелинейных нагружений, в результате которого выявляется полная картина разрушения для каждого элемента.

Для нелинейного расчета создание конечно-элементной расчетной схемы может осуществляться по двум вариантам. Первый, наиболее простой, предполагает применение физически нелинейных универсальных стержневых конечных элементов КЭ210 для колонн и физически нелинейных универсальных прямоугольных КЭ241 оболочки (и/или треугольных КЭ242 оболочки) для перекрытия. Второй вариант более сложный, но более точный, основан на использовании физически нелинейных пространственных конечных элементов, например, физически нелинейных универсальных пространственных восьмиугольных изопараметрических КЭ236.

Следующим этапом анализа является расчет нестационарных температурных полей в сечениях элементов здания на основе решения дифференциального уравнения теплопроводности, которое при переменных теплотехнических характеристиках имеет вид:

$$\rho C(\Theta) \frac{\partial \Theta}{\partial t} = \nabla [\lambda(\Theta) \nabla \Theta], \quad (3)$$

где Θ — температура, °C;

t — время, минуты;

$\lambda(\Theta)$ — коэффициент теплопроводности, Вт/(м·°C);

$C(\Theta)$ — коэффициент удельной теплоемкости, кДж/(кг·°C);

ρ — плотность бетона, кг/м³;

$$\nabla = \frac{\partial}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial y} + \frac{\partial}{\partial z}$$

Начальное условие обычно сводится к заданию постоянной по всему сечению начальной температуры $\Theta_0 = 20^\circ\text{C}$. Граничные условия задаются тепловыми воздействиями в виде поглощенного теплового потока \dot{h}_{net} на поверхность конструкции [2].

На обогреваемой поверхности поглощенный тепловой поток \dot{h}_{net} должен быть определен, учитывая конвекционный и лучистый теплообмен:

$$\dot{h}_{net} = \dot{h}_{net,c} + \dot{h}_{net,r}. \quad (4)$$

Температура газовой среды задается нормальным температурным режимом по формуле

$$\Theta_g = 20 + 345 \log_{10}(8t + 1) [^\circ\text{C}]. \quad (5)$$

Стандарт [3] содержит теплофизические свойства бетона на силикатном и карбонатном заполнителях. В связи с нелинейными граничными условиями и зависимостью теплотехнических характеристик от температуры уравнение (3) является существенно нелинейным и решается численными методами.

Расчет температурных усилий в конструкциях с использованием программных комплексов проводится при условии линейного распределения температуры по сечению элементов и задании для КЭ стержневых элементов температуры на верхней t_1 и нижней t_2 поверхности, для КЭ пластин, плит, оболочек — средней температуры $T_1 = (t_1 + t_2)/2$ и температурного перепада $T_2 = t_1 - t_2$. При нелинейном распределении температуры в сечении элемента возникают собственные

температурные напряжения, которые влияют на общие температурные деформации плоского сечения. Поэтому эквивалентные температуры t_1 и t_2 необходимо определять с учетом этих напряжений, т. е. определять эквивалентные температуры, соответствующие температурной кривизне при возникновении собственных температурных напряжений. Из этой линейной аппроксимации определяются граничные эквивалентные температуры t_1 и t_2 . По реальным температурам назначаются свойства материалов, диаграмм « σ – ε » бетона и арматуры, по эквивалентным температурам определяются температурные усилия, напряжения, температурные деформации.

В стандарте приведены формулы и графики для определения температурных деформаций $\varepsilon_c(\theta)$ бетона при температурах, начиная с 20 °С. На основании этих формул могут быть пересчитаны коэффициенты температурного расширения и получены для них формулы и графики. Например, для бетонов на силикатном заполнителе при $0^\circ\text{C} \leq \theta \leq 700^\circ\text{C}$

$$\alpha_c(\theta) = \varepsilon_c(\theta) / \theta = 9 \cdot 10^{-6} + 2,3 \cdot 10^{-11} \theta^2, \quad (6)$$

температурные деформации при $700^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C}$ принимаются постоянными и равными

$$\varepsilon_c(\theta) = 14,189 \cdot 10^{-3} \quad (7)$$

Для определения коэффициентов температурного расширения арматуры требуются аналогичные перестроения формул (п. 3.4.1 ДСТУ).

Погрешность применения конечных элементов стержневого и оболочечного типа возникает в связи с тем, что даже с учетом физической нелинейности в них нельзя смоделировать различный нагрев по сечению.

Для второго варианта при использовании физически нелинейных пространственных конечных элементов определение эквивалентной температуры не требуется. Плита перекрытия по высоте набирается из достаточного количества КЭ, в каждом из которых по результатам решения теплотехнической задачи задается постоянная температура, либо температурный перепад. Эти данные служат одновременно для назначения прочностных и деформационных характеристик материалов и для определения температурных напряжений, усилий, деформаций.

Для проведения упругих и неупругих расчетов в программных комплексах требуются также значения модулей упругости сжатого $E_{c,0}$ и растянутого $E_{tc,0}$ бетона, деформаций $\varepsilon_{c1,0}$, $\varepsilon_{tc1,0}$, соответствующих прочности на сжатие $f_{c,0}$ и растяжение $f_{tc,0}$, предельных деформаций $\varepsilon_{cu,0}$, $\varepsilon_{icu,0}$ и соответствующих им предельных напряжений $\sigma_{cu,0}$ и $\sigma_{icu,0}$. Эти данные в стандарте отсутствуют, но могут быть получены в результате анализа диаграмм, приведенных в ENV 1992–1–2 1995 (Figure 2 и Figure A.4) а также таблицы 3.1 ДСТУ. Так, для бетонов на силикатном и карбонатном заполнителях определены предельные деформации $\varepsilon_{cu,0}$, соответствующие предельным напряжениям $\sigma_{cu,0} = 0,8 f_{c,0}$. Предельные деформации $\varepsilon_{c1,0}$, приведенные в таблице 1, соответствуют напряжениям $\sigma_{cu,0} \cong 0,01 f_{c,0}$ и требуются для указания направления при построении ниспадающей ветви диаграммы. Дополненная таблица имеет вид.

Процедура расчета содержит задание в каждом конечном элементе реальной или эквивалентной температуры, модулей упругости и расчетных сопротивлений бетона и арматуры, соответствующих их реальным температурам, определение жесткостей элементов путем задания закона нелинейного деформирования и при наличии арматуры в элементе, ее процента вдоль всех осей, моделирование нелинейных нагружений, состоящее в формировании их последовательности.

Характеристики нелинейности в ПК Лира для основного материала — бетона принимаются по экспоненциальной зависимости 15 с учетом влияния температуры нагрева путем введения понижающих коэффициентов условия работы на модуль упругости, прочность, предельные относительные деформации бетона. Для армирующего материала выбирается экспоненциальная зависимость нелинейности 11 с учетом влияния температуры нагрева путем введения понижающих коэффициентов условия работы на модуль упругости, прочность, предельные относительные деформации арматуры. При арматуре стержневого типа (физический эквивалент сетки в % армирования) с указанием двух слоев, задается % армирования сетки по оси Y, по оси X и привязка стержней к средней поверхности Z для плиты и необходимого количества стержней для колонн.

Моделирование нелинейных нагружений производится путем формирования последовательности нагружений, например 1-го (собственный вес и постоянной нагрузки на секцию плиты), 2-го (временной нагрузки), и 3-го (температурных воздействий на секцию плиты и колонн до 60 мин) с выбором простого шагового метода расчета, при числе максимальных итераций 300, 50 равномерных шагов

Таблица 1

Температура бетона, θ , $^{\circ}\text{C}$	Силикатный заполнитель				Карбонатный заполнитель			
	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$\varepsilon_{cl,\theta}$	$\varepsilon_{cu,\theta}$	$\varepsilon_{cu1,\theta}$	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$\varepsilon_{cl,\theta}$	$\varepsilon_{cu,\theta}$	$\varepsilon_{cu1,\theta}$
20	1,00	0,0025	0,004	0,0200	1,00	0,0025	0,004	0,0200
100	1,00	0,0040	0,0054	0,0225	1,00	0,0040	0,0054	0,0225
200	0,95	0,0055	0,007	0,0250	0,97	0,0055	0,007	0,0250
300	0,85	0,0070	0,0075	0,0275	0,91	0,0070	0,0075	0,0275
400	0,75	0,0100	0,0118	0,0300	0,85	0,0100	0,0118	0,0300
500	0,60	0,0150	0,015	0,0325	0,74	0,0150	0,015	0,0325
600	0,45	0,0250	0,0185	0,0350	0,60	0,0250	0,0185	0,0350
700	0,30	0,0250	0,022	0,0375	0,43	0,0250	0,022	0,0375
800	0,15	0,0250	0,023	0,0400	0,27	0,0250	0,023	0,0400
900	0,08	0,0250	0,0235	0,0425	0,15	0,0250	0,0235	0,0425
1000	0,04	0,0250	0,0235	0,0450	0,06	0,0250	0,0235	0,0450
1100	0,01	0,0250	0,0235	0,0475	0,02	0,0250	0,0235	0,0475

расчета, учета предыстории предыдущих загрузок и вывода на печать перемещений и усилий после каждого шага.

Разрушение конструкций может не произойти, о чем свидетельствует реализация всего количества заданных 50 шагов, т. е. выполняется условие (1) — огнестойкость достаточна. В противном случае расчет останавливается на определенном, например, на 39 шаге третьего локального нагружения. При этом фиксируется для первого варианта расчета средняя температура плиты равная T_1 и температурный перепад T_2 , из которых легко определить температуры t_1 и t_2 на противоположных гранях плиты. Из анализа семейства кривых, определяющих нестационарное температурное поле в плите заданной толщины, определяется время, соответствующее этим температурам. Для второго варианта расчета фиксируются температуры в объемных элементах, по которым определяется время наступления предельного состояния.

При несоблюдении условия (1) после разработки мероприятий по повышению огнестойкости конструкций расчет повторяется. ПК Лира позволяет проследить характер разрушений конечных элементов, причины разрушений, оставшийся ресурс каждого из них, показать характер трещинообразования и направление трещин.

Некоторые результаты расчета по разработанной методике продемонстрируем на примере определения огнестойкости безбалочного перекрытия монолитного каркасного здания в г. Харькове. Длина здания в осях составляет 36000 мм, ширина 15300 мм, высота 63,74 м. Монолитное перекрытие имеет толщину 200 мм, колонны — сечения 600×600 мм. Материалы — бетон тяжелый класса С30; продольная арматура А500С, поперечная — А240С. Выявлено существенное влияние расположения источников пожара, которое выразилось в различной степени огнестойкости указанных на рис. 1 частей перекрытия. Заданный для перекрытия предел огнестойкости R60 выполняется лишь для 7 участка, наименьший предел огнестойкости R30 имеет 14 участок. Огнестойкость частей здания изменяется также по высоте.

Разработанная методика расчета несущей способности конструкций и рабочих нагрузок в условиях пожара позволяет прогнозировать изменение состояния зданий, разработать сценарии опасных ситуаций с учетом различных комбинаций нагрева, разработать предложения по обеспечению необходимой огнестойкости здания.

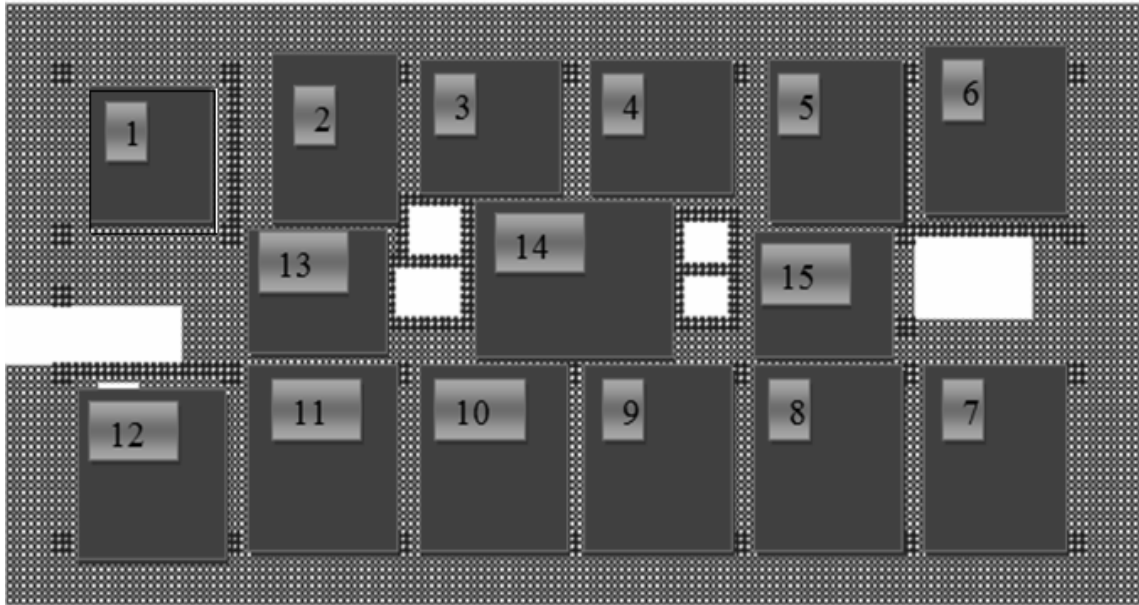


Рисунок 1— Расчетная схема перекрытия с размещением на ней источников пожара.

Вывод

Разработанная методика расчета огнестойкости монолитных железобетонных каркасных зданий повышенной этажности основана на анализе всей конструктивной системы здания использует концепции Еврокодов, национальные дополнения, результаты теоретических и экспериментальных исследований, компьютерные технологии в части применения нелинейных методов математического моделирования и позволяет повысить надежность проектирования всей системы противопожарной защиты зданий на принципиально новой основе.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Забегаев А.В., Ройтман В.М. и др. Новое в законодательстве по инженерной безопасности и противопожарным нормам. — М. : ЗАО «ЛогосРазвитие», 2002. — 124 с
2. ДСТУ—Н Б EN 1991—1—2:2010 «Еврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1—2. Загальні дії. Дії на конструкції під час пожежі (EN 1991—1—2:2002, IDT)».
3. пр. ДСТУ—Н—П Б В.2.6—ХХ:20ХХ Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1—2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість. (EN 1992—1—2:2004, MOD).
4. Фомін С.Л. Оцінка вогнестійкості багатоповерхових каркасних будинків // Збірник наукових праць «Ресурсо-економічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди». — Випуск 16, частина 1, Рівне: Видавництво Національного університету водного господарства та природокористування. — 2008. — С. 204—212.
5. Фомин С. Л. Огнестойкость железобетонных плит, работающих в двух направлениях. Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво) / Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій Міністерства регіонального розвитку та будівництва України. — Вип. 67. — Київ, НДІБК, 2007. — С. 361—372.
6. Барглеми Б., Крюпа Ж. Огнестойкость строительных конструкций / Пер. с франц. М.В. Предтеченского; Под ред. В.В. Жукова. — М. : Стройиздат, 1985. — 216 с.
7. Захист від пожежі. Пожежна безпека об'єктів будівництва : ДБН В.1.1—7—2002. — [Чинний від 2009—01—01]. — К. : Мінбуд України. — 2003. — 42 с. (Національний стандарт України).
8. Ройтман В. М. Обеспечение безопасности людей при пожаре в высотных зданиях // Глобальная безопасность. — 2006. — № 4.
9. Многофункциональные высотные здания и комплексы. МГСН 4.19-05. — [Действующий от 2005—01—01]. — М. : Департамент градостроительной политики, развития и реконструкции г. Москвы, ОАО ЦНИИЭП жилища. — 2005. — 71 с.
10. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування : ДБН В.1.2—2:2006. — [Чинний від 2007—01—01]. — К. : Мінбуд України. — 2007. — 75 с. (Національний стандарт України).

11. 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—14:2008. — [Чинний від 2009—01—01]. — К. : Мінрегіонбуд України. — 2009. — 30 с. (Національний стандарт України).

Получено 20.05.2011

С. Л. ФОМІН, П. А. РЕЗНИК
ВОГНЕСТІЙКІСТЬ МОНОЛІТНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КАРКАСНИХ БУ-
ДИНКІВ ПІДВИЩЕНОЇ ПОВЕРХОВОСТІ
 Харківський державний технічний університет будівництва та архітектури

Висвітлюється методика розрахунку вогнестійкості монолітних залізобетонних каркасних будинків підвищеної поверховості, яка орієнтована на використання комп'ютерних технологій з урахуванням розроблених національних стандартів з проектування будівельних конструкцій, гармонізованих з європейськими стандартами групи А (Єврокоди).

монолітні каркасні будівлі, вогнестійкість, гармонізовані з Єврокодом національні стандарти, сценарії пожежі, теплотехнічний розрахунок, еквівалентні температури, нелінійні методи розрахунку з використанням комп'ютерних технологій, надійність при впливі пожежі

S. L. FOMIN, P. A. RESNICK
FIRE RESISTANT MONOLITHIC CONCRETE FRAME-RISE BUILDINGS
 Kharkiv State Technical University of Construction and Architecture, Kharkov, Ukraine

The method of design the fire resistance of monolithic reinforced concrete frame high-rise buildings, focused on using computer technology developed due to the national standards for the design of building structures, harmonized with European standards group A (Eurocodes) is described.

monolithic frame buildings, fire resistance, in keeping with the Eurocode national standards, the scenarios of fire, heat engineering calculation of the equivalent temperature, non-linear calculation methods using computer technology, reliability, when exposed to fire

Фомін Станіслав Леонідович — доктор технічних наук, професор кафедри залізобетонних і кам'яних конструкцій Харківського державного технічного університету будівництва і архітектури. Академік Академії наук вищого утворення України. Наукові інтереси: розробка і впровадження нових ефективних конструкцій будівель і споруд на основі вдосконалення методів розрахунку залізобетонних елементів в умовах впливу кліматичного, технологічного і пожежного середовища. Участь у створенні національних нормативних документів, що гармонізовані з європейськими стандартами групи А (Єврокодами).

Різник Петро Аркадійович — аспірант кафедри залізобетонних і кам'яних конструкцій Харківського державного технічного університету будівництва і архітектури. Наукові інтереси: дослідження залізобетонних елементів конструкцій будівель і споруд в умовах впливу пожежного середовища на основі вдосконалення нелінійних методів розрахунку із застосуванням комп'ютерних технологій, експериментальних методів і національних нормативних документів, гармонізованих з європейськими стандартами групи А (Єврокодами).

Фомин Станислав Леонидович — доктор технических наук, профессор кафедры железобетонных и каменных конструкций Харьковского государственного технического университета строительства и архитектуры. Академик Академии наук высшего образования Украины. Научные интересы: разработка и внедрение новых эффективных конструкций зданий и сооружений на основе совершенствования методов расчета железобетонных элементов в условиях влияния климатической, технологической и пожарной среды. Участие в создании национальных нормативных документов, гармонизированных с европейскими стандартами группы А (Еврокодами).

Резник Петр Аркадьевич — аспирант кафедры железобетонных и каменных конструкций Харьковского государственного технического университета строительства и архитектуры. Научные интересы: исследование железобетонных элементов конструкций зданий и сооружений в условиях влияния пожарной среды на основе совершенствования нелинейных методов расчета с применением компьютерных технологий, экспериментальных методов и национальных нормативных документов, гармонизированных с европейскими стандартами группы А (Еврокодами).

Fomin Stanislas — Doctor of Engineering sciences, Professor of reinforced concrete and masonry structures department of the Kharkiv State University of Civil Engineering and Architecture. Academician of the Academy of Higher Education of Ukraine. Scientific interests: development and implementation of effective new buildings and structures on the basis of improved methods of calculating reinforced concrete elements under the influence of climatic, technological, and fire environment. Participating in the creation of national normative documents harmonized with European standards group A (Eurocodes).

Resnick Petro — postgraduate student of reinforced concrete and masonry structures department of the Kharkiv State University of Civil Engineering and Architecture. Scientific interests: include the study of reinforced concrete structural elements of buildings and structures under the influence of fire environment on the basis of improved nonlinear calculation methods with the use of computer technology, experimental techniques and national regulations harmonized with the European standards of group A (Eurocodes).

УДК 624.012

І. В. МЕЛЬНИК, В. М. СОРОХТЕЙ
Національний університет «Львівська політехніка»

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ І ВИКОРИСТАННЯ НА ПРАКТИЦІ ПЛОСКИХ МОНОЛІТНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЕРЕКРИТТІВ З ЕФЕКТИВНИМИ ВСТАВКАМИ

В статті наведені результати експериментальних досліджень фрагментів залізобетонних плоских монолітних перекриттів з трубчастими вставками на міцність, жорсткість і тріщиностійкість та результати натурних випробувань монолітного перекриття з пінополістирольними вставками; показані приклади використання пінополістирольних вставок в перекриттях різного типу, у тому числі складної конфігурації; зроблено огляд монолітних залізобетонних перекриттів з вставками різних типів, що використані в практиці будівництва в Україні і за кордоном.

монолітні плоскі перекриття, полегшуючі вставки, оптимізація, дослідження, використання на практиці

У другій половині 90-х років XX століття у Львівській політехніці розпочали комплексні експериментально-теоретичні дослідження бетонних і залізобетонних конструкцій з ефективними вставками, у т. ч. монолітних залізобетонних перекриттів. Основні науково-технічні засади цих досліджень озвучені на 2-й Всеукраїнській конференції по бетону і залізобетону (Київ, 1999р.) і опубліковані у збірнику матеріалів конференції [1].

Суть запропонованих конструктивно-технологічних рішень оптимізації бетонних і залізобетонних елементів полягає у тому, що при їх виготовленні використовують вставки як окремі попередньо виготовлені вироби з відносно легких і дешевих матеріалів, які залишаються у тілі бетону. Було наголошено, що порівняно з оточуючим бетоном, матеріал вставок має на порядок меншу міцність, жорсткість і щільність, тому умовно слід вважати, що простір, який вони займають, у конструктивному відношенні є порожниною. Доцільним є також улаштування пустотілими самих вставок.

Принципові технологічні рішення монолітних бетонних і залізобетонних виробів з порожниноутворюючими вставками захищено у 2000 р. патентом на винахід [2].

Принципові конструктивні рішення монолітних залізобетонних перекриттів з ефективними вставками були подані в публікації [3] за 1997 р. Це трубчасті вставки різних форм (круглі, склепінчасті) з розташуванням труб в одному напрямі; окремі квадратні чи прямокутні в плані вставки значних розмірів, що дозволяють отримати монолітну полегшену залізобетонну конструкцію з розташуванням ребер-балок в обидвох напрямках тощо. У подальших публікаціях запропоновані вставки інших форм, які з часом були реалізовані на практиці, у т. ч. у перекриттях складної конфігурації в плані [4, 5, 6].

У 2001–2002 рр. у Львівській політехніці у рамках магістерської роботи [7] під керівництвом доц. Мельник І.В. були виконані експериментальні дослідження фрагментів монолітної залізобетонної плити перекриття з трубчастими круглими вставками. Вихідною теоретичною конструкцією для досліджень прийнята залізобетонна монолітна плита з розмірами в плані 5×5 м (рис. 1). Армування як для квадратної плити однакове в обох напрямках з розташуванням арматури лише у нижній зоні. Розміри і конструкцію плити було прийнято з врахуванням наявних вставок — картонних труб зовнішнім діаметром 110 мм з товщиною стінки 10 мм, достатньою для сприйняття тиску бетонної суміші при бетонуванні дослідних зразків. Вставки — труби розташовані з кроком 139 мм, що при загальній висоті плити 17,8 см дає порожнистість 38,4 %. З цієї плити умовно були «вирізані» дві взаємно перпендикулярні смуги (фрагменти) шириною 1 м, які були прийняті для подальших

досліджень. В результаті такого «вирізання» отримано два фрагменти плити однакових загальних розмірів (шириною 1 м, довжиною 5 м, висотою 178 мм), але різної конструкції (рис. 1).

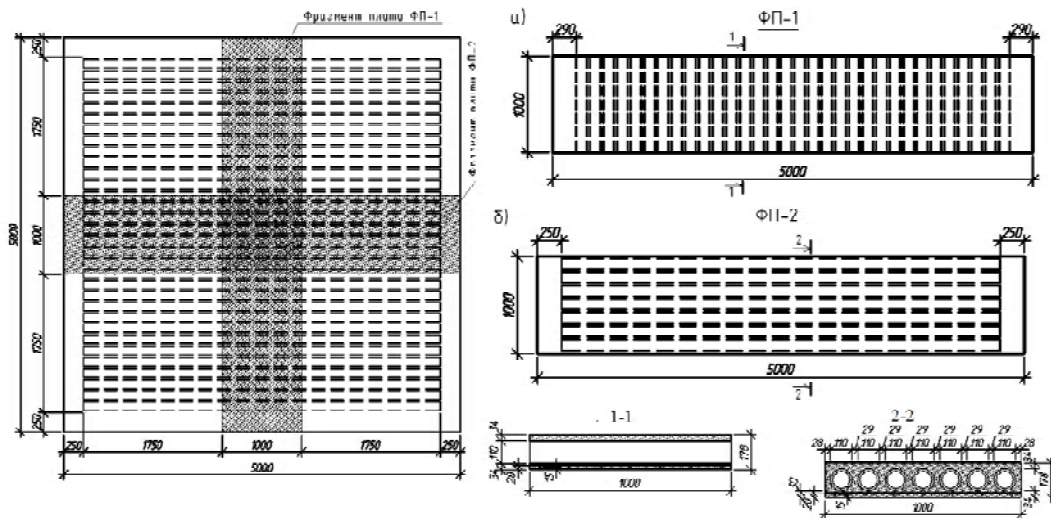


Рисунок 1 — План умовної плити і конструкція фрагментів плит ФП–1(а) і ФП–2(б).

Фрагмент плити ФП–1 (надалі плита ФП–1) має поперечне розташування труб, які виходять на бокові грані дослідного зразка. У фрагменті плити ФП–2 (надалі плита ФП–2) порожнини розташовані у поздовжньому напрямі, аналогічно конструкції збірних порожнистих плит.

Проектний клас бетону дослідних зразків плит — В20, арматура з кроком 15 см діаметром 10 мм класу А500С за ДСТУ 3760–98.

Кожен фрагмент випробовували окремо як вільно обперту на всю ширину коротких сторін конструкцію з відстанню між осями опор 4,85 м, завантажуючи поетапно штучними вантажами, які рівномірно розкладали по всій площі плити.

Основні результати випробувань такі. При випробуванні плити ФП–1 рівномірно розкладеними чавунними злитками вагою 47...50 кгс навантаження доводили до рівня 8,78 кН/м², після чого завантажували бетонними блоками вагою 430 кгс, які розкладали від однієї з опор до середини. Після довантаження двома такими блоками і 10-хвилинної витримки плита раптово зруйнувалася на приопорній ділянці. Загальне руйнівне навантаження склало ~10,55 кН/м², з врахуванням власної ваги плити ~13,28 кН/м². Характер руйнування свідчив про те, що вичерпання несучої спроможності плити ФП–1 настало внаслідок зрізу бетону у верхній частині перерізу плити, ослабленого наскрізним отвором на всю ширину перерізу.

Порядок прикладання навантаження в плиті ФП–2 до рівня 11,51 кН/м² був аналогічний плиті ФП–1. Після цього плита ФП–2 була також довантажена двома бетонними блоками вагою 430 кгс кожний, але, на відміну від плити ФП–1, вони уклалися в прольоті симетрично на відстані 1,5 м від опор. Плита при цьому не зруйнувалася, але мала значні прогини і з вимог техніки безпеки навантаження не збільшували. В такому завантаженому стані плита була залишена на добу, після чого в ній дещо збільшилися прогини, але руйнування не настало. Отже, загальна несуча спроможність плити ФП–2 є більшою від плити ФП–1 щонайменше на 1,77 кН/м² (>15 %).

Після утворення тріщин прогини і деформації зростали майже прямо пропорційно і були практично однаковими для двох плит на кожному етапі завантаження (рис. 2а). Проте при порівнянні жорсткості необхідно врахувати ту особливість, що плита ФП–1 мала початкові тріщини у всіх найбільш ослаблених перерізах, розповсюджених на всю ширину плити. Це зумовило значний її початковий прогин — до 15 мм посередині прольоту. В плиті ФП–2 початкові тріщини були відсутні і початковий прогин був значно меншим ~5...6 мм. З врахуванням початкових прогинів загальна жорсткість плити ФП–2 є більшою, ніж жорсткість плити ФП–1 (рис. 2б).

Характер утворення і розповсюдження тріщин у випробовуваних плитах був різним. Плита ФП-1 перед випробуванням в середній частині мала нормальні тріщини розкриттям до 0,05 мм, з кроком, який повторював крок порожниноутворювачів. При прикладанні корисного навантаження нові тріщини не утворювалися, розкривалися існуючі — максимальне їх значення при навантаженні

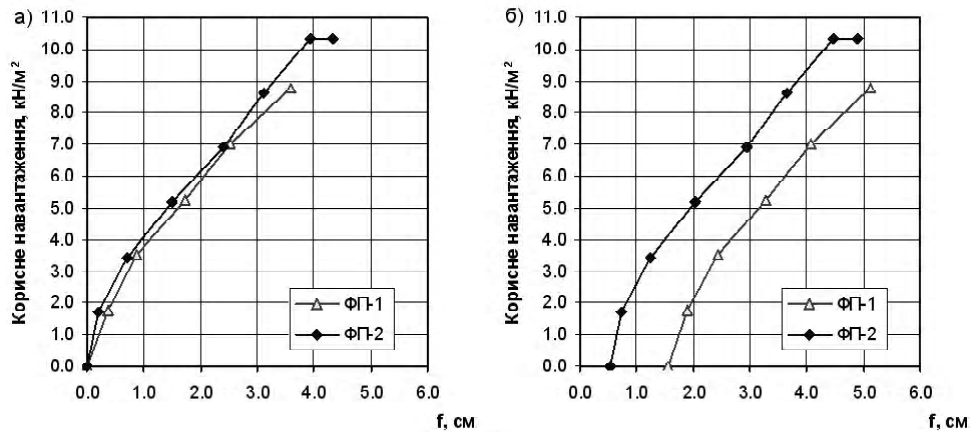


Рисунок 2 — Залежність прогинів дослідних плит: а — від корисного навантаження; б — повні значення прогинів з врахуванням початкових прогинів.

$8,78 \text{ кН/м}^2$ становило $0,3 \text{ мм}$. Інший характер тріщиноутворення в плиті ФП-2. Тріщини виникли при навантаженні $3,44 \text{ кН/м}^2$ і мали крок $\sim 300 \text{ мм}$ та максимальне розкриття до $0,25 \text{ мм}$ при навантаженні біля 8 кН/м^2 . Отже, максимальні значення нормальних тріщин були практично однаковими в двох плитах.

Саме вставки з картонних труб з циліндричними порожнинами були використані у монолітних перекриттях цивільних будинків у м. Києві [8, 9, 10].

В експериментально-теоретичних дослідженнях Євстаф'єва В. І. [11] були використані пінополістирольні квадратні в плані вставки. Дослідження виконували на моделі і реалізували на практиці при зведенні 6-поверхового житлового будинку в м. Тернополі [12].

Важливі технологічні та економічні аспекти, пов'язані з улаштуванням монолітних плитних перекриттів цивільних будинків з вставками різних форм, розглянуті в роботі [13].

Досвід використання залізобетонної плити перекриття з вставками при реконструкції будівлі подано у публікації [14].

Слід звернути увагу на значний досвід улаштування монолітних плоских перекриттів з вставками за кордоном [15, 16].

Нижче подані основні результати натурних експериментальних досліджень плоского монолітного перекриття з вставками і досвід проектування та улаштування перекриттів з вставками різних форм і типів на об'єктах Львівщини і Закарпаття, виконаних за участю авторів.

Плоске монолітне залізобетонне перекриття розмірами в плані $7,6 \times 12,1 \text{ м}$.

При реконструкції колишньої промислової будівлі під торгово-готельний комплекс в с.м.т. Любін Львівської області виникла потреба в заміні старого дерев'яного перекриття горіщного поверху з колонами в середній частині на більш капітальне без проміжних опор з надбудовою повноцінного поверху. Конструктивне вирішення четвертини цього перекриття, симетричного в обох напрямках, подано на рис. 3.

Конструювання перекриття прийнято на підставі статичних розрахунків, виконаних на ЕОМ. Загальна висота перерізу $h = 260 \text{ мм}$ прийнята насамперед з умов жорсткості. В середній частині перекриття вставки з пінополістиролу розмірами перерізу $160 \times 160 \text{ мм}$ розташовані в поперечному напрямі з відстанню між ними в плані 70 мм . В результаті у цьому напрямі маємо часторебристу конструкцію, в якій по чергові розташовані вертикальні ребра і вставки (рис. 3, переріз А—А).

Розташування вставок і армування прийняті з врахуванням статичного розрахунку перекриття. В поздовжньому напрямі конструкція перекриття, на відміну від поперечного, є неоднорідною: в межах ширини вставок маємо переріз з верхньою і нижньою полицями товщиною 50 мм , між вставками — суцільний залізобетонний переріз (рис. 3, переріз Б—Б).

За рахунок вставок власна вага перекриття розмірами в плані $7,6 \times 12,1 \text{ м}$ загальною висотою 260 мм зменшилась на $32,4 \%$.

Випробування перекриття проводили з використанням попередньо зважених цегли і піску. Для улаштування проходів і забезпечення доступу до приладів вантажі розташовували смугами. Деформації арматури і бетону заміряли індикаторами годинникового типу з точністю $0,001 \text{ м}$, вертикальні переміщення — прогиномірами систем Максимова і Аістова-Овчиннікова з точністю відповідно $0,1$ і

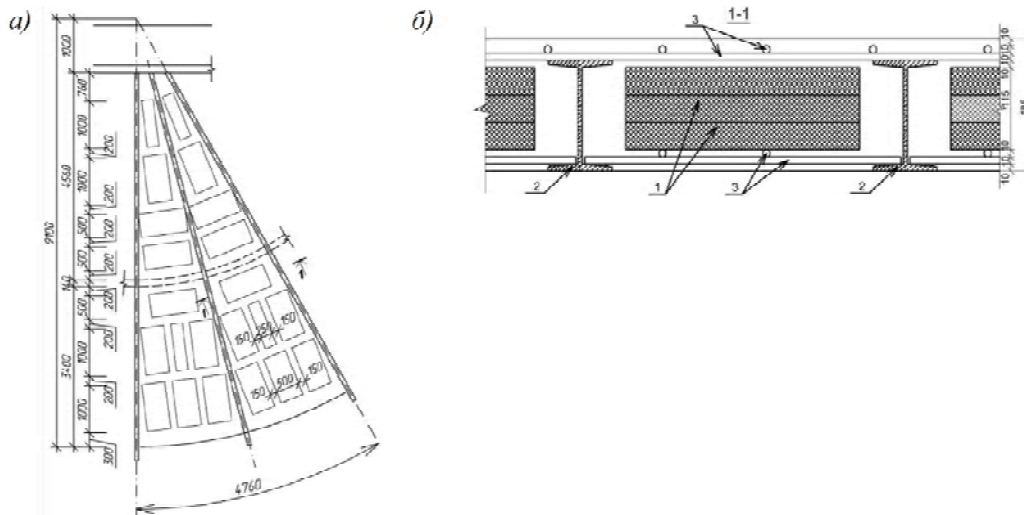


Рисунок 5 — Фрагмент (а) і місцевий переріз (в) круглого перекриття з пінополістирольними вставками:
1 — пінопластові вставки; 2 — металеві балки; 3 — арматура.

Монолітне плоске нерозрізне залізобетонне перекриття

Інший досвід використання пінопластових вставок пов'язаний з реконструкцією будівлі оздоровчого комплексу санаторію у Свалявському районі Закарпатської області. Замість перекриття з дощатим настилом у середній частині мансардного поверху необхідно було улаштувати капітальне перекриття під повноцінний поверх.

Основні існуючі конструктивні елементи перекриття — металеві балки прольотом 12 м, що розташовані з кроком 6 м у поперечному напрямі приміщення розмірами в плані 11,7×24,4 м. Балки прийняті з двох спарених двотаврів висотою 45 см, тобто навіть з конструктивних вимог висота балок є явно недостатньою при прольоті 12 м ($h/l = 1/27$). Тому при реконструкції перевагу надали монолітній залізобетонній плиті на середніх звільнених ділянках перекриття, яка за допомогою жорстких і гнучких анкерів конструктивно об'єднується з металевими балками, збільшуючи їх загальну робочу висоту до 80 см.

Висота монолітного перекриття прийнята такою ж, як і сусідніх збірних круглопустотних плит — 22 см. Товщина верхньої і нижньої полиці 45 мм, проміжних вертикальних ребер — 70 мм (див. рис. 6). За рахунок пінополістирольних вставок значних розмірів в плані власна вага монолітного перекриття і, відповідно витрата бетону, зменшилася на 39 %.

Перекриття над підвалом житлового будинку у м. Львові.

При реконструкції першого поверху будівлі № 47 по вул. Замарстинівській у м. Львові необхідно було улаштувати капітальні залізобетонні перекриття над двома підвальними приміщеннями замість тимчасових дерев'яних, улаштованих після обвалювання склепінчастих мурованих перекриттів. Загальні розміри суміжних приміщень є майже однаковими: 3360×4880 і 3750×4880 м.

Зважаючи на холодний підвал, перекриття було запроєктоване з використанням пінополістирольних вставок, причому з мінімальною кількістю проміжних ребер і якомога більшою площею в плані теплоізоляційних вставок. Площа проєкції вставок в плані становить 65 % від площі перекриття; об'єм і, відповідно, зменшення власної ваги і економія бетону — 29 %. Розташування вставок в плані подано на рис. 7.

Монолітне перекриття на кутових ділянках нового стадіону у м. Львові

Загалом при улаштуванні перекриття на відм. + 9,22 м будівлі стадіону було передбачено чотири кутових монолітних залізобетонних ділянки (частини), розташовані по зовнішньому контуру загальною площею 1567 м². Загальна висота монолітного перекриття 45 см пов'язана з висотою збірних порожнистих плит 40 + 5 см армованої стяжки по плитах зверху. Вага такого суцільного монолітного перекриття була б дуже значною (11,25 кН/м²) з суттєвою перевитратою бетону. Для його полегшення були використані пінополістирольні призматичні вставки значних розмірів в плані з розташуванням в одному напрямі. Особливості конструювання кутових ділянок подано нижче на прикладі монолітного залізобетонного перекриття південно-західної частини стадіону.

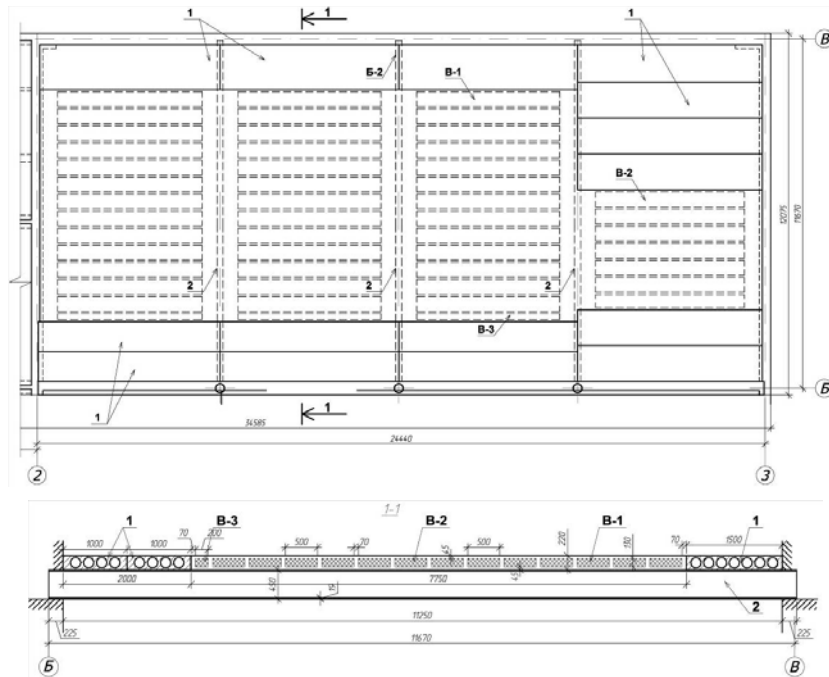


Рисунок 6 — Розташування вставок в плані і в перерізі перекриття: 1 — існуючі збірні пустотні плити перекриття; 2 — металеві балки; 3 — пінопластові вставки, В-1...В-3 — марки вставок за типорозміром.

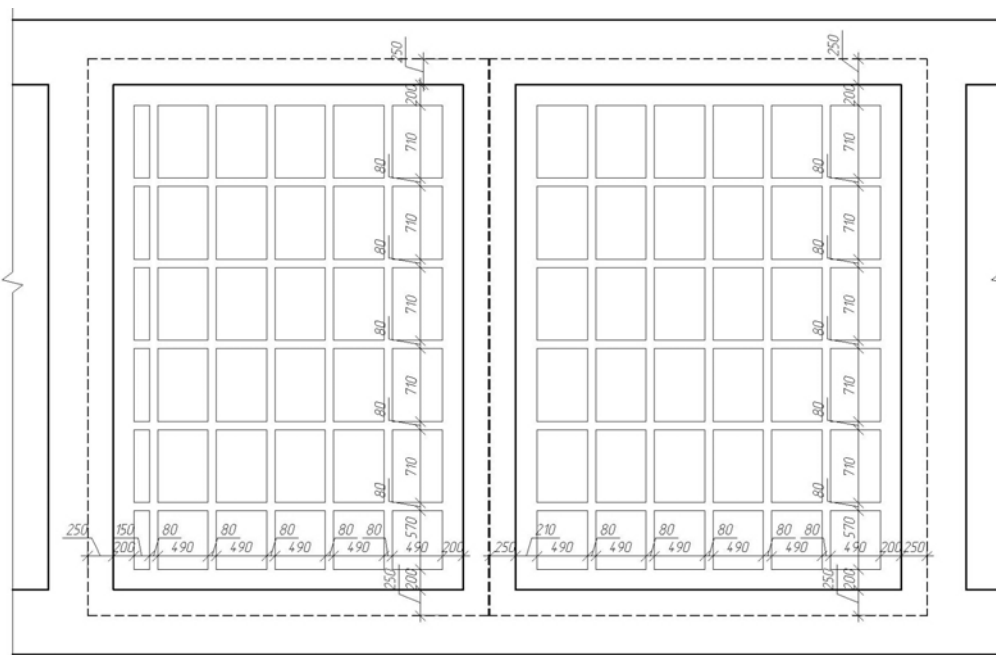


Рисунок 7 — Перекриття з вставками розвинутих форм над підвальними приміщеннями.

Всього при улаштуванні південно-західної частини перекриття було передбачено три монолітних залізобетонних ділянки з різними розмірами в плані, умовами обпирання, конфігурацією і статичною розрахунковою схемою (рис. 8).

Найбільш прості обриси має ділянка МД-2, яка є майже трикутною в плані. По найкоротшій стороні вона обпирається на балку основного каркасу, по найдовшій — на балку сходової клітки. Третьою стороною ділянка МД-2 примикає до крайньої збірної плити перекриття. Більш складну конфігурацію в плані має ділянка МД-1. По двох сторонах вона обпирається на балки основного каркасу будівлі стадіону, двома — на балки сходової клітки, однією — на контурну балку. П'ятою стороною ця ділянка примикає до збірної залізобетонної плити. Найбільш складну конфігурацію має ділянка МД-3 з обпиранням як на контурні балки і балку сходової клітки, так і на балки основного каркасу. Причому частина цієї ділянки вільно обпирається на балку по осі S08, а для другої частини ця балка є проміжною, створюючи нерозрізність (рис. 8).

Такі умови обпирання і примикання були враховані при статичному розрахунку монолітних залізобетонних ділянок перекриття. Загальний статичний розрахунок кожної з монолітних залізобетонних ділянок перекриття виконували з використанням програмного комплексу Ліра. Згідно з вихідними даними Замовника перекриття було розраховане на тимчасове (корисне) навантаження $9,0 \text{ кН/м}^2$. З врахуванням власної ваги стяжки і перекриття, коефіцієнта динамічності і сейсмічних впливів загальне розрахункове навантаження склало $2,35 \text{ кН/м}^2$.

Полегшуючі власну вагу перекриття пінополістирольні трубчасті вставки розмірами $24(h) \times 25(b)$ см укладалися у середній частині перерізу монолітного перекриття з відстанню між ними 10 см. Це створювало часторебристу конструкцію в коротшому напрямі перекриттів. Для ділянок із значними розмірами в плані були передбачені проміжні ребра в напрямку, перпендикулярному до осі трубчастих вставок. Розташування вставок в плані на ділянці МД-3 і характерні перерізи подані на рис. 9.

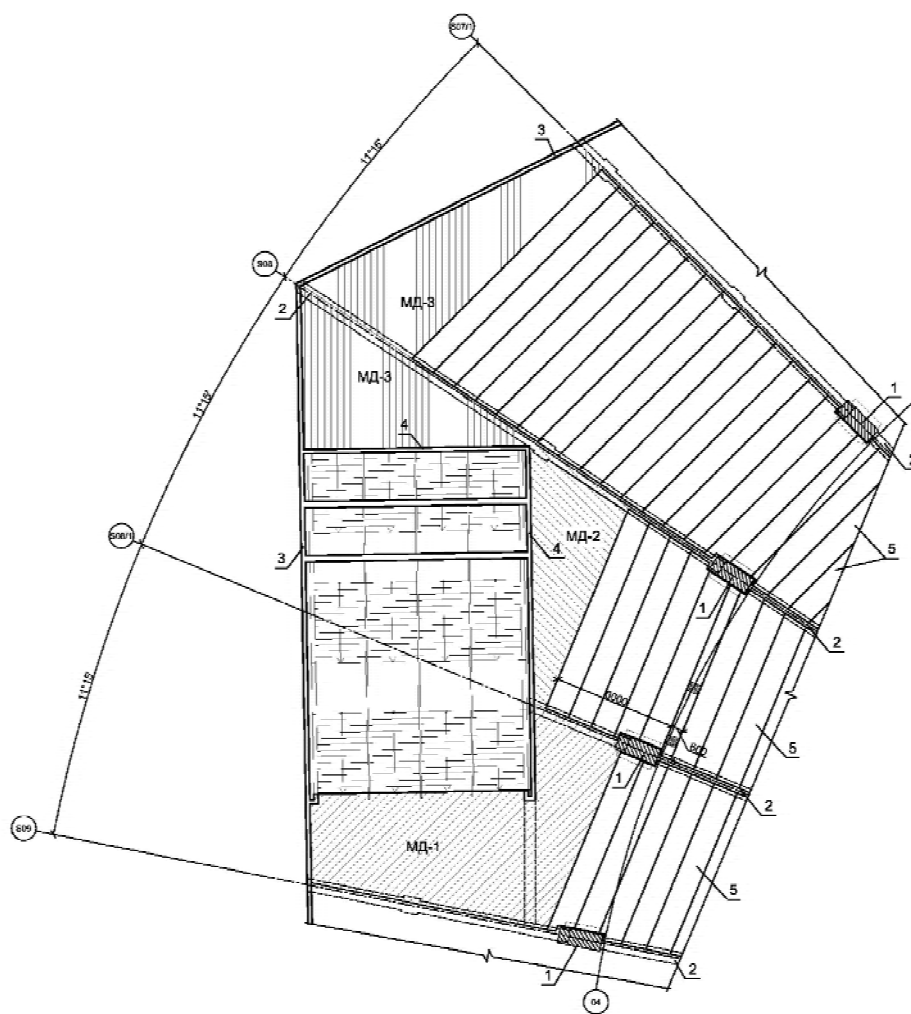


Рисунок 8 — Схема розташування монолітних залізобетонних ділянок південно-західної частини перекриття: 1, 2 — відповідно залізобетонні колони і балки основного каркасу будівлі стадіону; 3 — контурні залізобетонні балки; 4 — залізобетонні балки сходової клітки; 5 — збірні плоскі залізобетонні плити перекриття.

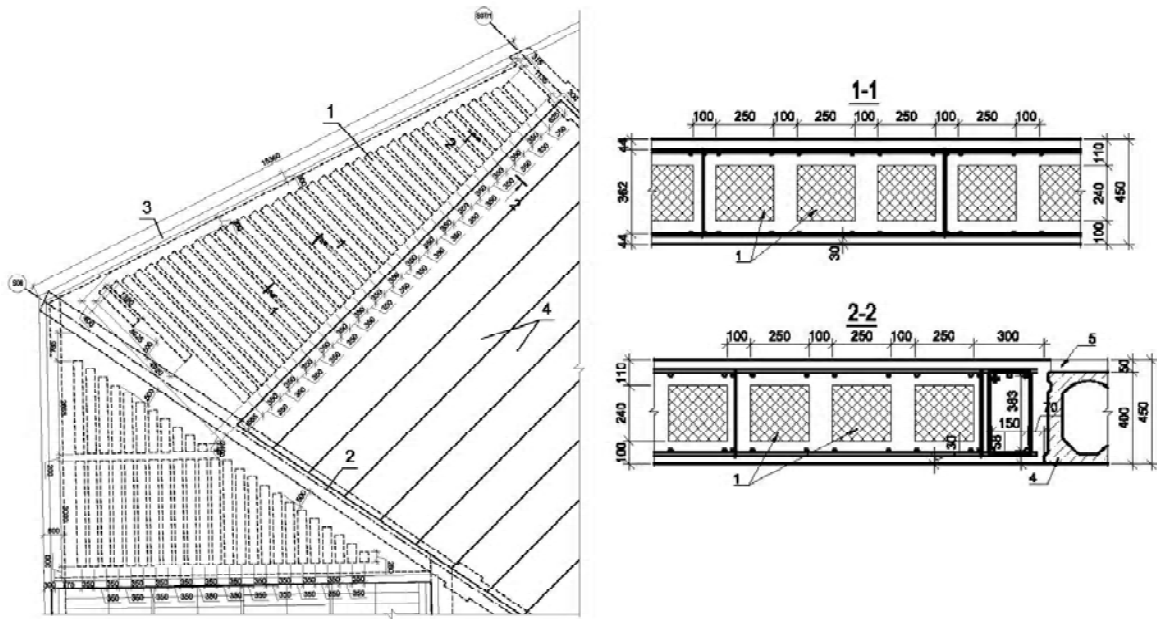


Рисунок 9 — Схема розташування пінополістирольних вставок і характерні перерізи монолітної ділянки МД–3:
1 — пінополістирольні вставки; 2 — залізобетонна балка; 3 — контурні залізобетонні балки; 4 — збірні плоскі залізобетонні плити перекриття вставки; 5 — армована стяжка.

Використання вставок дозволило суттєво зменшити витрати бетону при улаштуванні монолітного перекриття. Загальна економія бетону на окремих монолітних ділянках становить від 20,5 до 28,9 %. У середній частині перерізу перекриття (поза межами опорних балок і проміжних балок-ребер) об'єм вставок і, відповідно, об'єм зекономленого бетону, становить 38,1 %.

Висновки

1. Використання вставок в монолітних залізобетонних плоских перекриттях є ефективним конструктивно-технологічним засобом суттєвого зменшення власної ваги перекриттів і витрати бетону при їх виготовленні; особливо це важливо при значних прольотах перекриттів. Улаштування монолітних перекриттів з вставками стає все частішим як за кордоном, так і в Україні.

2. Проведені експериментальні дослідження фрагментів залізобетонних перекриттів виявили особливості їх роботи, що необхідно враховувати у подальших дослідженнях і в практиці проектування.

3. Натурні випробування монолітного залізобетонного перекриття значних розмірів в плані підтвердили його надійність, значну жорсткість і можливість ще більшої оптимізації.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Мельник І.В. Конструктивно-технологічні особливості бетонних і залізобетонних конструкцій з ефективними вставками / І.В. Мельник // Міжвідомчий наук.-техн. зб.: Київ: 1999. — Вип. 50. — С. 164–171.
2. Мельник І.В. Спосіб виготовлення пустотілих бетонних і залізобетонних виробів / І.В. Мельник // Деклараційний патент на винахід. - Державний департамент інтелектуальної власності. Бюл. № 7—II від 15.12.2000 р.
3. Мельник І.В. Оптимізація залізобетонних конструкцій з допомогою ефективних вставок / І.В. Мельник // Збірник наукових статей: Проблеми теорії і практики будівництва, том IV. — Львів: 1997. — С.89-90.
4. Мельник І.В. Конструктивні рішення плоских монолітних залізобетонних перекриттів з ефективними вставками і експериментальне дослідження їх фрагментів / В.М. Сорохтей // Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць, Вип. 14. — Рівне: 2006. — С. 253–260.
5. Мельник І.В. Конструювання і дослідження плоских монолітних перекриттів з ефективними вставками / О.Ю. Царинник, В.М. Сорохтей // Будівельні конструкції: Міжвідомчий наук.-техн. зб., Вип. 67. — Київ, НДІБК: 2007. — С. 794–801.
6. Мельник І.В. Монолітні залізобетонні перекриття складної конфігурації в плані / В.М. Сорохтей, Б.В. Яремко // Проблеми теорії і практики будівництва. Вісник НУ «Львівська політехніка», 2007. — № 600. — С. 230–235.
7. Маштаков С.О. Напружено-деформований стан монолітного залізобетонного перекриття з трубчастими порожнинами // Магістерська робота, НУ «Львівська політехніка»: Львів: 2002.
8. Яловенко В.І. Цилиндрические пустообразователи для применения в монолитных железобетонных плитах перекрытий / И. В. Санников // Будівельні конструкції. — Київ: НДІБК. — 2005.

9. Артюх В. Г. Досвід проектування та будівництва монолітних залізобетонних плит з циліндричними порожнинами в перекриттях цивільних будинків / І. В. Санников // Будівництво України. — Київ : 2007. — Вип. 4. — С. 13—15.
10. Артюх В.Г. Экспериментальное исследование монолитной железобетонной плиты с цилиндрическими пустотами / И. В. Санников // Научно-технические проблемы современного железобетона: Міжвід. наук.-техн. зб. — Київ : 2007.
11. Євстаф'єв В.І. Полегшені багатошарові перекриття для архітектурно-будівельних систем з широким кроком несучих конструкцій / В. І. Євстаф'єв // Автореферат дис. к.т.н. — Київ : 2004. — С. 18
12. Естафьев В. И. Опыт внедрения большепролетных трехслойных монолитных перекрытий / В. И. Естафьев // 36. наук. праць. Будівельні конструкції: Київ : 2003. — Вип. 59. — С. 241—247.
13. Тонкачев Г.Н. Технологичность конструкций монолитных плит перекрытий гражданских зданий / В.В. Таран // Збірник наукових праць КНУБА. — Київ : 2008. — Вип. 29.
14. Югов А. М. Опыт надстройки при реконструкции здания за счет уменьшения веса монолитной плиты перекрытия / В.В.Таран, Г.Н Тонкачев., В.И. Сопельник // Научный вестник строительства. — Харьков : 2009. — Вип. 52.
15. Інформаційні матеріали системи IGLU.
16. Martina Schnellenbach-Held, Biaxial hollow slabs, theory and tests / Markus Aldejohnann // Betonwerk Fertigteil-Technik, 10/2005, Seiten 50—59.

Отримано 18.05.2011

И. В. МЕЛЬНИК, В. М. СОРОХТЕЙ
ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ И ИСПОЛЬЗОВАНИЯ НА ПРАКТИКЕ ПЛОСКИХ МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ С ЭФФЕКТИВНЫМИ ВКЛАДЫШАМИ
 Национальный университет «Львовская политехника»

В статье приведены результаты экспериментальных исследований фрагментов железобетонных плоских монолитных перекрытий с трубчатыми вкладышами на прочность, жесткость и трещиностойкость и результаты натурных испытаний монолитного перекрытия с пенополистирольных вкладышами, показаны примеры использования пенополистирольных вкладышей в перекрытиях разного типа, в том числе сложной конфигурации; сделан обзор монолитных железобетонных перекрытий с вкладышами различных типов, которые использованные в практике строительства в Украине и за рубежом.

монолитные плоские перекрытия, облегчающие вкладыши, оптимизация, исследования, использование на практике

I. V. MELNYK, V. M. SOROKHTEY
EXPERIMENTAL STUDIES ON THE USE AND PRACTICE OF PLANE MONOLITHIC CONCRETE FLOOR SLABS WITH EFFECTIVE INSERTS
 National University «Lviv polytechnics»

The paper presents results of experimental studies of fragments of flat concrete slabscast with tubular inserts for durability, hardness and fracture toughness and the results of field tests of monolithic floor with polystyrene foam inserts are shown examples of using polystyrene boxes in the ceilings of various types, including complex configuration, an overview of monolithic concrete floors with inlays of various types, in the practice of building in Ukraine and abroad.

monolithic flat floor, facilitating insertion, optimization, research use in practice

Мельник Ігор Володимирович — кандидат технічних наук, доцент кафедри «Мости і будівельна механіка» інституту будівництва та інженерії доквілля Національного університету «Львівська політехніка». Науковий керівник галузевої науково-дослідної лабораторії з оптимізації, дослідження, обстеження і проектування конструкцій будівель і споруд (ГНДЛ — 112 НУ «Львівська політехніка»); наукові інтереси: оптимізація бетонних і залізобетонних конструкцій порожниноутворенням, у тому числі з використанням ефективних вставок; комплексні залізобетонні конструкції; підсилення будівельних конструкцій композитними матеріалами.

Сорохтей Василь Михайлович — аспірант кафедри «Мости і будівельна механіка» інституту будівництва та інженерії доквілля Національного університету «Львівська політехніка». Науковий співробітник галузевої науково-дослідної лабораторії з оптимізації, дослідження, обстеження і проектування конструкцій будівель і споруд, (ГНДЛ—112 НУ «Львівська політехніка»); наукові інтереси: оптимізація бетонних і залізобетонних конструкцій порожниноутворенням, комплексні залізобетонні конструкції.

Мельник Игорь Владимирович — кандидат технических наук, доцент кафедры «Мосты и строительная механика» института строительства и инженерии окружающей среды Национального университета «Львовская политехника». Научный руководитель отраслевой научно-исследовательской лаборатории по оптимизации, исследованию, обследованию и проектированию конструкций зданий и сооружений, (ОНИЛ — 112 НУ «Львовская политехника»); научные интересы: оптимизация бетонных и железобетонных конструкций пустотообразованием, в том числе с использованием эффективных вкладышей; комплексные железобетонные конструкции; усиление строительных конструкций композитными материалами.

Сорохтей Василий Михайлович — аспирант кафедры «Мосты и строительная механика» института строительства и инженерии окружающей среды Национального университета «Львовская политехника». Научный сотрудник отраслевой научно-исследовательской лаборатории по оптимизации, исследованию, обследованию и проектировании конструкций зданий и сооружений, (ОНИЛ — 112 НУ «Львовская политехника»); научные интересы: оптимизация бетонных и железобетонных конструкций пустотообразованием, комплексные железобетонные конструкции.

Melnyk Igor — Ph.D., assistant professor of «Bridges and Structural Mechanics» Institute of Civil and Environmental Engineering National University «Lviv Polytechnic». Supervisor of an industrial research laboratory to optimize, research, survey and design of buildings and structures. (GNDL — 112 NU «Lviv Polytechnic»). Scientific interests: optimization of concrete and reinforced concrete structures cavity formation including effective use of inserts, complex concrete structures, reinforcement of building structures with composite materials.

Sorokhtey Vasyl — postgraduate student of «Bridges and Structural Mechanics» Institute of Civil and Environmental Engineering National University «Lviv Polytechnic». Researcher of industrial research laboratories to optimize, research, survey and design of buildings and structures. (GNDL — 112 NU «Lviv Polytechnic»). Scientific interests: include optimization of concrete and reinforced concrete structures cavity formation, complex concrete structures.

УДК 624.97.014.2

В. П. СИНЦОВ, В. А. МИТРОФАНОВ, А. В. СИНЦОВ

Крымская академия природоохранного и курортного строительства

К ВОПРОСУ ОБ УСИЛЕНИИ БАШЕН СВЯЗИ ПРИ УВЕЛИЧЕНИИ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ НАГРУЗОК

Статья посвящена вопросу усиления сооружений связи при возрастании технологических нагрузок и изменении нормативных документов. Рассмотрен случай установки системы растяжек в пространственной башне на распределение и снижение усилий в поясах сооружения.
башня, антенна, отправочная марка, метод конечного элемента, расчетная модель

За последние 5 лет на территории Украины в связи с введением новых нормативных документов и увеличением технологических нагрузок, связанных с ростом темпов развития мобильной связи, возникла необходимость во внеочередном обследовании конструкций башен, установленных на территории АРК [8–9].

Данная статья посвящена результатам обследования башни РТПЦ высотой $H = 87,6$ метра, расположенной в г. Джанкое АРК. Для определения усилий в элементах башни была создана пространственная расчетная модель, работа которой исследовалась в ПК «Лира-Windows 9.6» для следующих эксплуатационных условий: — 3-й ветровой район; — 1-й снеговой район; — 2-й гололедный район; — тип местности Б; — сейсмичность 7 баллов. При создании расчетной модели учитывались уточненные фактические технологические нагрузки [1–5, 10–11].

В соответствии с предоставленными заказчиком чертежами создана расчетная модель башни, которая представляет собой пространственную четырехгранную стержневую систему. В качестве основного элемента системы принят стержень общего положения. Жесткостные характеристики задавались в соответствии с профилями по предоставленным чертежам: трубы от 89×5 по 168×14 по ГОСТ 8732–78* из стали 20 по ГОСТ 3731–74* [7, 12].

Общий вид расчетной модели представлен на рис. 1. Сбор нагрузок осуществлен в соответствии с требованиями [4]. Учет пульсационной ветровой составляющей проведен в соответствии [3, 6].

В результате расчета с учетом пульсационной ветровой составляющей были получены основные динамические характеристики расчетной модели и представлены в таблице 1.

Таблица 1 — Основные динамические характеристики расчетной модели

№ загруз	№ формы	Собст. значения	Частоты		Период
			Круг. частота	Частота	
4	1	0.148	6.749	1.074	0.931
4	2	0.148	6.773	1.078	0.928
4	3	0.038	26.390	4.200	0.238
6	1	0.148	6.749	1.074	0.931
6	2	0.148	6.773	1.078	0.928
6	3	0.038	26.390	4.200	0.238

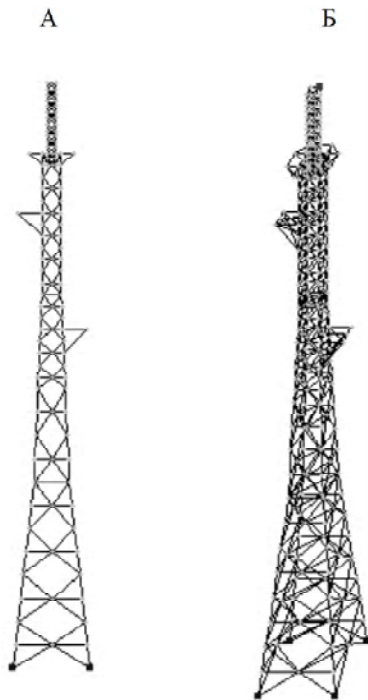


Рисунок 1 — Общий вид расчетной модели башни: А — вид спереди; Б — аксонометрия.

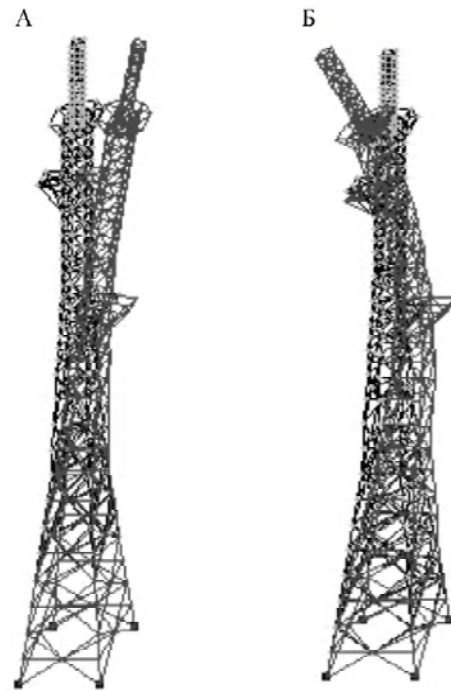


Рисунок 2 — Формы колебаний расчетной модели башни при различных нагрузках: А — загрузка 3 (составляющая 3) ветер пульсация по X; Б — загрузка 6 (составляющая 3) ветер пульсация по XY.

Статический и динамический расчет позволил получить усилия в элементах башни. Наиболее напряженными по результатам расчета модели башни явились пояса башни при ветровом пульсационном воздействии. Результаты статического и динамического расчета в виде форм колебаний и мозаик продольных усилий в элементах пространственной стержневой модели башни представлены на рис. 3, 4, 5. Величина продольного усилия составила -63 тн и $+143$ тн при расчетном сочетании нагрузок, включающем постоянную, технологическую нагрузки и ветер — пульсация на ребро по XY.

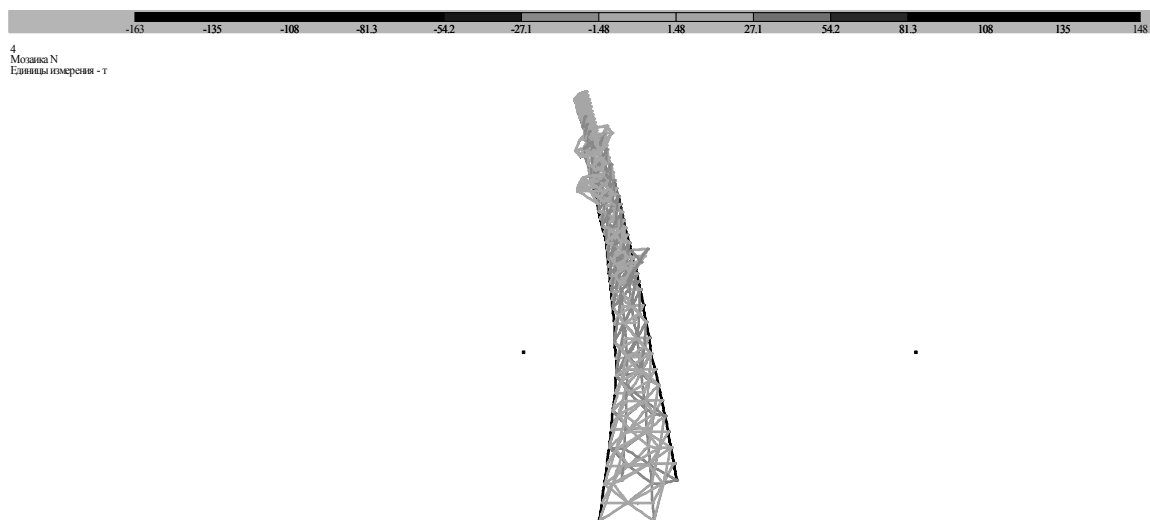


Рисунок 3 — Мозаика максимальных продольных усилий в элементах расчетной модели башни при расчетном сочетании нагрузок, включающем постоянную, технологическую нагрузки и ветер — пульсация на ребро по XY.

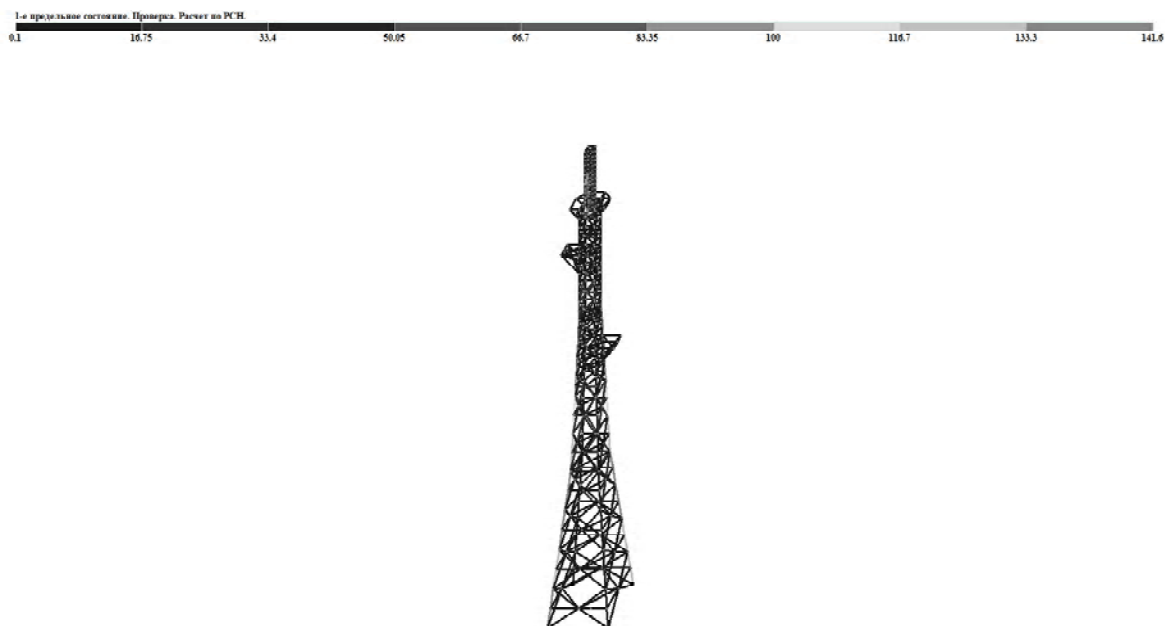


Рисунок 4 — Результат проверки по 1-ому предельному состоянию при расчетном сочетании нагрузок, включающем постоянную, технологическую нагрузки и ветер — пульсация на ребро по ХУ.

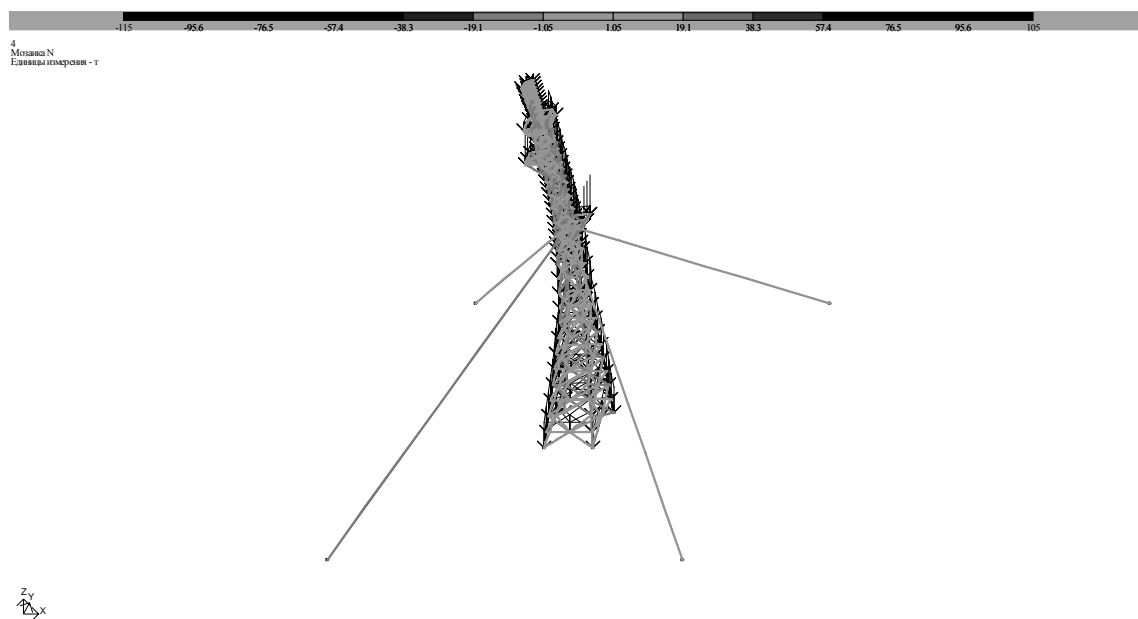


Рисунок 5 — Мозаика максимальных продольных усилий в элементах расчетной модели башни при расчетном сочетании нагрузок, включающем постоянную, технологическую нагрузки и ветер - пульсация на ребро по ХУ.

Прочностной расчет выполнен с применением приложения «Лира—СТК», которое позволяет проверить элементы расчетной модели по двум группам предельных состояний. Результаты представленные на рис. 4, показывают, что элементы поясов расчетной модели башни при расчетном сочетании нагрузок, включающем постоянную, технологическую нагрузки и ветер — пульсация на ребро по ХУ, перенапряжены на 30–40 %.

Анализ данных проведенных расчетов позволил выявить следующее:

- отдельные элементы имеют значительные превышения расчетных сопротивлений по пределу текучести, превышения составляют до 30–40 %, даже учитывая, что сталь конструкций — сталь 20 полуспокойная и имеет достаточно широкие деформационные характеристики;

— на данном этапе работы руководству компании РТПЦ необходимо пересмотреть перечень технологического оборудования, желательно демонтировать часть неиспользуемого оборудования и снизить, таким образом, расчетные нагрузки на сооружение.

— необходимо провести усиление башни, которое возможно выполнить двумя путями:

— усиление поясов путем увеличения сечения приваркой равнополочных уголков, однако, при данном варианте особо тщательно необходимо проверить несущую способность фланцевых соединений поясных элементов;

— путем изменения расчетной схемы установить растяжки их стальных тросов, результаты такого решения представлены на рис. 6, которые показывают, что без изменения технологических нагрузок возможно снижение продольных усилий в поясах башни — мачты на 30–45 %.

Вывод:

Изменение конструктивного решения башни путем устройства системы растяжек в пространственных сооружениях связи позволяет перераспределить усилия в элементах конструкции и обеспечить прочность и устойчивость сооружения в целом.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Стальные конструкции. Нормы проектирования : СНиП–23–81*. — [Действует с 1982–01–01] . — М. : Стройиздат, 1990. — 162 с. (Строительные нормы и правила).
2. СНиП III–18–75. Металлические конструкции. Правила производства и приемки работ. — М. : Стройиздат, 1979. (Строительные нормы и правила).
3. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования : СНиП 2.01.07–85*. — М. : Стройиздат, 1985. — 36 с. (Строительные нормы и правила).
4. Нагрузки и воздействия : ДБН В.1.2–2:2006. — К. : ГП «Укрархбудинформ», 2006. — 65 с. (Национальный стандарт Украины).
5. ДБН В.1.1–12:2006 «Строительство в сейсмических районах Украины». Минстрой Украины. — К. : ГП «Укрархбудинформ», 2006. — 52 с. (Национальный стандарт Украины).
6. Металлические конструкции. В 3-х т. Т. 3. «Стальные сооружения, конструкции из алюминиевых сплавов. Реконструкция, обследование, усиление и испытание конструкций зданий и сооружений». Справочник проектировщика. Под общей редакцией В. В. Кузнецова. — М. : Издательство АСВ, 1998.
7. Рабочие чертежи на строительство РТС в г. Джанкое. Металлоконструкции башни Н = 87,6 м. ГСПИ Минсвязи СССР.
8. Инструкция по эксплуатации металлических антенных опор радиоцентров и радиотелевизионных передающих станций. ГСПИ Минсвязи СССР. — М. : ГСПИ, 1979.
9. Инструкция по эксплуатации антенных сооружений радиорелейных линий связи. ГСПИ Минсвязи СССР. — М. : ГСПИ, 1980.
10. Соколов А.Г. Металлические конструкции антенных устройств. — М., Стройиздат, 1971.
11. Савицкий Г.А. Расчет антенных сооружений. — М., Связь, 1973.
12. Пакет прикладных программ «Лира W. 9.6». — К., НИИАС, 2009.

Получено 16.05.2011

В. П. СИНЦОВ, В. О. МІТРОФАНОВ, О. В. СИНЦОВ
ДО ПИТАННЯ ПРО ПОСИЛЕННЯ БАШТ ЗВ'ЯЗКУ ПРИ ЗБІЛЬШЕННІ ТЕХНО-
ЛОГІЧНИХ НАВАНТАЖЕНЬ

Кримська академія природоохоронного і курортного будівництва

Стаття присвячена питанню посилення споруд зв'язку при зростанні технологічних навантажень і зміні нормативних документів. Розглянутий випадок установки системи розтяжок в просторовій башті на розподіл і зниження зусиль в поясах споруди.

башта, антена, відправна марка, метод кінцевого елементу, розрахункова модель

V. P. SINTSOV, V. A. MITROFANOV, A. V. SINTSOV
STRENGTHENING OF TOWERS OF CONNECTION WITH INCREASE OF
TECHNOLOGICAL LOADINGS

Crimean Academy of Nature Protection and Resort Building

The article is devoted to the question of strengthening of buildings of connection at growth of the technological loadings and change of normative documents. The case of setting of the system of stretching is considered in a spatial tower on distributing and decline of efforts in the belts of building.

tower, aerial, опрочная башня, метод натяжения элементов, расчетная модель

Синцов Владимир Петрович — доцент кафедры металлических и деревянных конструкций Крымской академии природоохранного и курортного строительства. Научные интересы: металлические конструкции высотных сооружений связи и нетрадиционных источников энергии (башни и мачты); металлические каркасы многоэтажных зданий при сейсмостойком строительстве; опорные конструкции морских стальных стационарных платформ.

Митрофанов Владимир Алексеевич — доцент кафедры металлических и деревянных конструкций Крымской академии природоохранного и курортного строительства. Научные интересы: металлические конструкции высотных сооружений связи и нетрадиционных источников энергии (башни и мачты); металлические каркасы многоэтажных зданий при сейсмостойком строительстве; опорные конструкции морских стальных стационарных платформ.

Синцов Александр Владимирович — ассистент кафедры металлических и деревянных конструкций Крымской академии природоохранного и курортного строительства. Научные интересы: составные балки; металлические каркасы многоэтажных зданий при сейсмостойком строительстве.

Синцов Владимир Петрович — доцент кафедры «Металлические и деревянные конструкции» Крымской академии природоохранного и курортного строительства. Научные интересы: металлические конструкции высотных сооружений связи и нетрадиционных источников энергии (башни и мачты); металлические каркасы многоэтажных зданий при сейсмостойком строительстве; опорные конструкции морских стальных стационарных платформ.

Митрофанов Владимир Алексеевич — доцент кафедры «Металлические и деревянные конструкции» Крымской академии природоохранного и курортного строительства. Научные интересы: металлические конструкции высотных сооружений связи и нетрадиционных источников энергии (башни и мачты); металлические каркасы многоэтажных зданий при сейсмостойком строительстве; опорные конструкции морских стальных стационарных платформ.

Синцов Александр Владимирович — ассистент кафедры «Металлические и деревянные конструкции» Крымской академии природоохранного и курортного строительства. Научные интересы: составные балки; металлические каркасы многоэтажных зданий при сейсмостойком строительстве.

Sintsov Vladimir — an associate professor of department of metallic and wooden constructions of the Crimean Academy of Nature Protection and Resort Building. Scientific interests: metallic constructions of high structures of connection and untraditional energy sources (towers and masts); metallic frameworks of multi-storey buildings at seismic resistant building; entablatures of marine steel stationary platforms.

Mitrofanov Vladimir — an associate professor of department of metallic and wooden constructions of the Crimean Academy of Nature Protection and Resort Building. Scientific interests: metallic constructions of high structures of connection and untraditional energy sources (towers and masts); metallic frameworks of multi-storey buildings at seismic resistant building; entablatures of marine steel stationary platforms.

Sintsov Alexander — an assistant of department of metallic and wooden constructions of the Crimean Academy of Nature Protection and Resort Building. Scientific interests: component beams; metallic frameworks of multi-storey buildings at seismic resistant building.

УДК 624.072

Ю. Г. ПЕРЕТЯТЬКО, В. В. РЮМИН, И. Ю. ПЕРЕТЯТЬКО

Харьковский государственный технический университет строительства и архитектуры

ЛОКАЛЬНЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ В СТЕНКЕ СВАРНОЙ БАЛКИ

Исследовано влияние наличия двустороннего поперечного ребра на местные напряжения в стенке под локально распределенной нагрузкой посредине двутавровой балки, а также способа приложения нагрузки: в первом случае — нагрузка локализована на верхнем поясе только над участком стенки; во втором случае — нагрузка действует на участке верхнего пояса шириною b перпендикулярно стенке балки. Расчеты напряженно-деформированного состояния балки проведены методом конечных элементов. Расчетная модель балки создана с использованием прямоугольных объемных конечных элементов. Нагружение доведено практически до полного исчерпания несущей способности балки. Материал конструкции — сталь, деформирование которой описывается диаграммой Прандтля. Условие текучести принято по критерию пластичности Мизеса. На основании результатов исследований сделан вывод о том, что постановка поперечных ребер жесткости под локально распределенной нагрузкой, приложенной к верхнему поясу балки, не повышает несущую способность стенки, за исключением зон, непосредственно примыкающих к ребрам.

стенка двутавровой балки, локальные напряжения, полное исчерпание несущей способности, диаграмма Прандтля, критерий пластичности Мизеса

Состояние вопроса. Постановка проблемы. Наличие поперечных ребер в балках изучалось по двум взаимосвязанным направлениям: определялись прочность и характер распределения местных напряжений в стенке [1–8, 14]; исследовалась местная потеря устойчивости стенки [9–13].

В действующих нормах по проектированию стальных конструкций [1] оценка прочности стенки балки при наличии в ней местных напряжений выполняется по приведенным напряжениям с учетом повышающего коэффициента 1.15, допускающим локальное развитие в ней пластических деформаций. Локально распределенная нагрузка, приложенная к верхнему поясу балки согласно рис. 5 [1], действует по поверхности полосы шириною b , перпендикулярно пересекающей верхний пояс балки, а соответствующие локальные напряжения определяются для случая отсутствия поперечного ребра под данной нагрузкой. Другие случаи приложения локальной нагрузки к верхнему поясу балки, а также укрепление стенки на участке действия нагрузки поперечным ребром (односторонним, двусторонним) в [1] не отмечены.

Цель работы состоит в проведении исследования влияния наличия двустороннего поперечного ребра под локально распределенной нагрузкой, приложенной к верхнему поясу двутавровой балки в ее середине, а также способа приложения этой нагрузки на местные напряжения в стенке при доведении нагружения до практически полного исчерпания несущей способности конструкции.

Объект исследования — однопролетная двутавровая балка пролетом 6 м с размерами поперечного сечения: поясов — 180×16 мм; стенки — 600×10 мм из стали с $\sigma_T = 240$ МПа.

Решение задачи. Расчеты напряженно-деформированного состояния (НДС) балки проведены методом конечных элементов (МКЭ) с использованием диаграммы Прандтля и критерия пластичности Мизеса. НДС определено для 2-х видов локально распределенной и приложенной посредине балки нагрузки:

1 — нагрузка локализована на верхнем поясе только над участком стенки размером $l \times t_w$, где $l = 206$ мм — длина участка, а $t_w = 10$ мм — толщина стенки балки (этот случай возможен при передаче нагрузки на балку через центрирующую подкладку соответствующих размеров);

2 — нагрузка действует на пояс по поверхности полосы шириною $b = 206$ мм, перпендикулярно пересекающей верхний пояс балки (этот случай приведен в [1]).

Результаты исследования. Предельные значения интенсивности локально распределенной нагрузки вычислены по значению предельного изгибающего момента $M_{lim} = 641,78$ кНм, соответствующего

случаю чистого изгиба балки: $g_{lim} = 214 \text{ МПа} = 0,214 \text{ кН/мм}^2$ — для 1-го вида нагрузки и $g_{lim} = 11,9 \text{ МПа} = 0,0119 \text{ кН/мм}^2$ — для 2-го вида нагрузки. Графики распределения напряжений были построены для сечений стенки 1–1...4–4, рис. 1. Сечение 1–1 смещено на 24 мм от центра балки, т. е. находится рядом с поперечным ребром (толщина ребра — 6 мм), сечение 2–2 проведено в месте наибольшего распространения области максимальных локальных напряжений $\sigma_{loc} = \sigma_y$ (рис. 2). На рис. 2 изображены поля локальных напряжений σ_{loc} на центральном участке стенки для 1-го вида нагрузки при ее значении $g = 0,95 \cdot g_{lim} = 0,2033 \text{ кН/мм}^2$.

Для 2-го вида нагрузки имеют место практически аналогичные изображения.

На рис. 3 представлены поля приведенных напряжений σ_{red} на центральном участке стенки балки для 2-го вида нагрузки, равной: $g = 0,9 \cdot g_{lim}$ — при отсутствии (а) и $g = 0,95 \cdot g_{lim}$ наличии (б) двустороннего поперечного ребра. Темные области в стенке под поясами соответствуют пластическим деформациям.

На рис. 4, 5 для 1-го вида нагрузки при различных ее значениях и наличии двустороннего поперечного ребра приведены эпюры напряжений по высоте стенки балки на ее центральном участке соответственно в сечениях 1–1 и 2–2 (рис. 1). На рис. 6, 7 приведены эпюры напряжений на том же участке стенки, но по ее длине, соответственно в сечениях 3–3 и 4–4 (рис. 1).

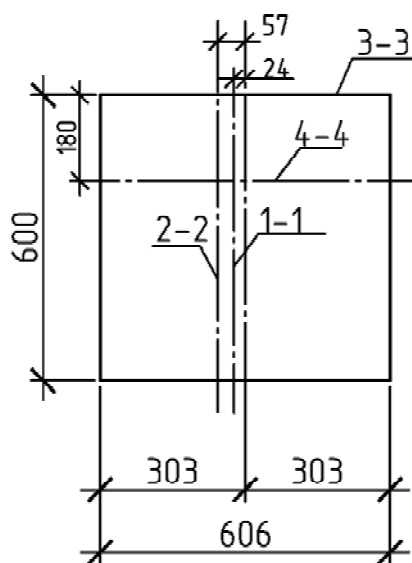


Рисунок 1 — Маркировка сечений при отсутствии и наличии двустороннего в стенке середины балки поперечного ребра жесткости.

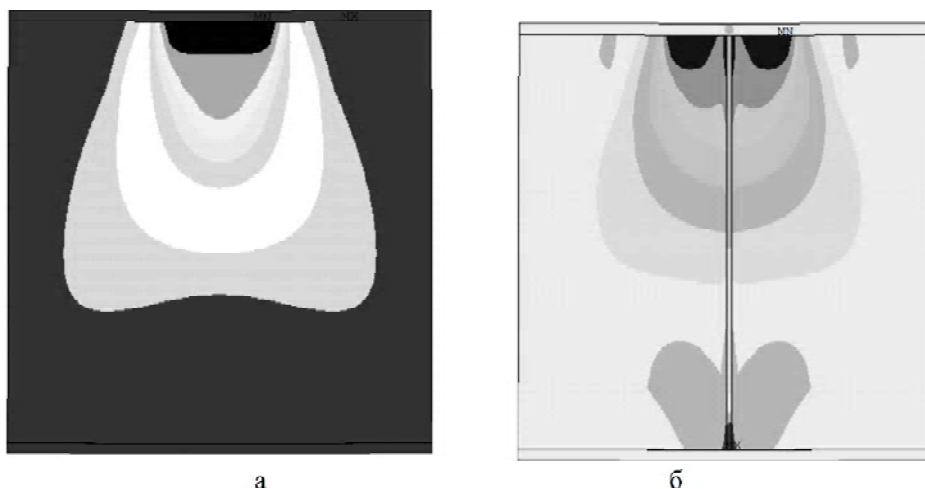


Рисунок 2 — Поля локальных напряжений σ_{loc} на центральном участке стенки для 1-го вида нагрузки $g = 0,95 \cdot g_{lim}$: а — при отсутствии и б — наличии двустороннего поперечного ребра.

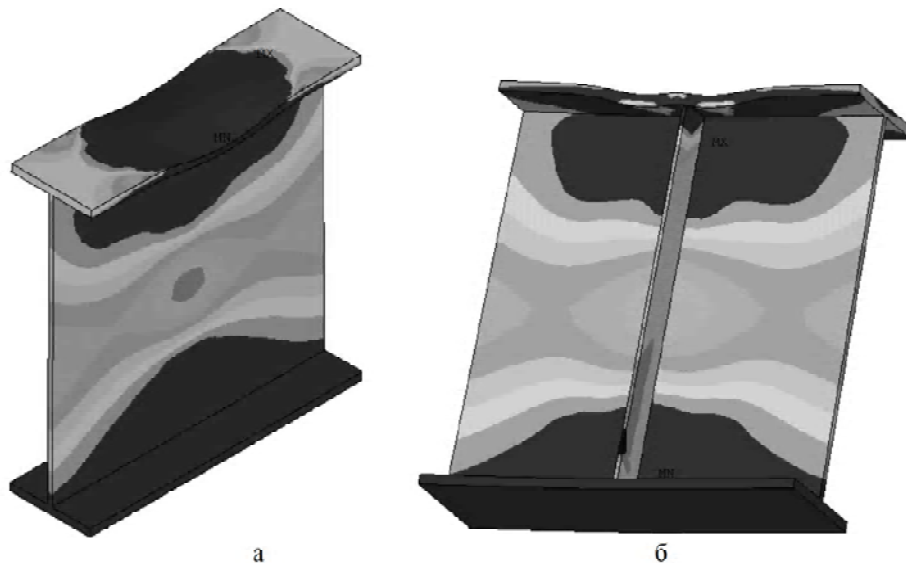


Рисунок 3 — Поля приведенных напряжений σ_{red} на центральном участке стенки для 2-го вида нагрузки, равной: $g = 0,95 \cdot g_{lim}$ — при отсутствии (а) и $g = 0,9 \cdot g_{lim}$ наличии (б) двустороннего поперечного ребра.

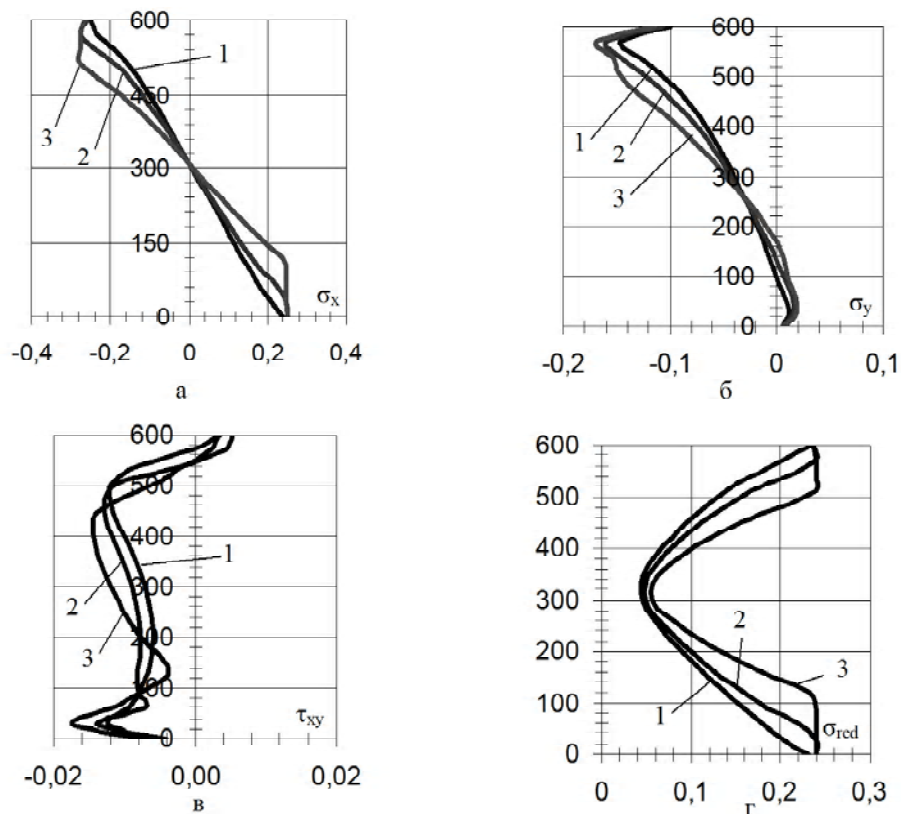


Рисунок 4 — Эпюры напряжений (кН/мм²) по высоте стенки балки (мм) на ее центральном участке в сечении 1—1 для 1-го вида нагрузки при ее значениях: 1 — $g / g_{lim} = 0,85$ (предел упругой работы балки); 2 — $g / g_{lim} = 0,9$; 3 — $g / g_{lim} = 0,95$ и наличии поперечного ребра: а — σ_x ; б — $\sigma_{loc} = \sigma_y$; в — τ_{xy} ; г — σ_{red} .

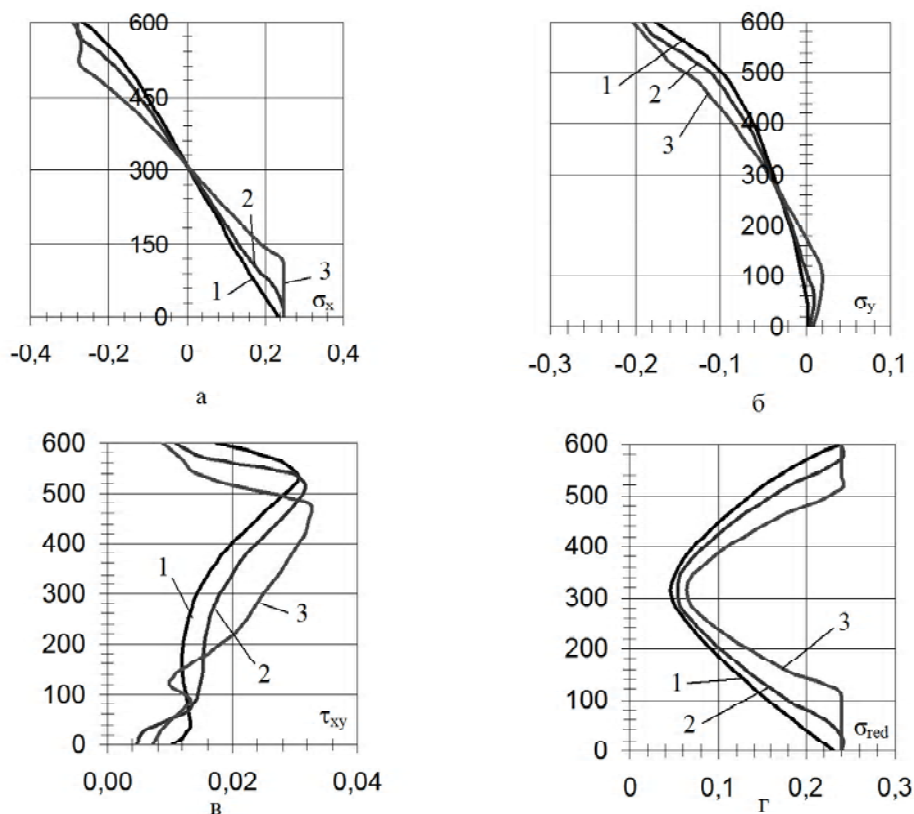


Рисунок 5 — Эпюры напряжений (κН/мм²) по высоте стенки балки (мм) на ее центральном участке в сечении 2–2 для 1-го вида нагрузки при ее значениях: 1 — $g/g_{lim} = 0,85$; 2 — $g/g_{lim} = 0,9$; 3 — $g/g_{lim} = 0,95$ и наличии поперечного ребра: а — σ_x ; б — $\sigma_{loc} = \sigma_y$; в — τ_{xy} ; г — σ_{red} .

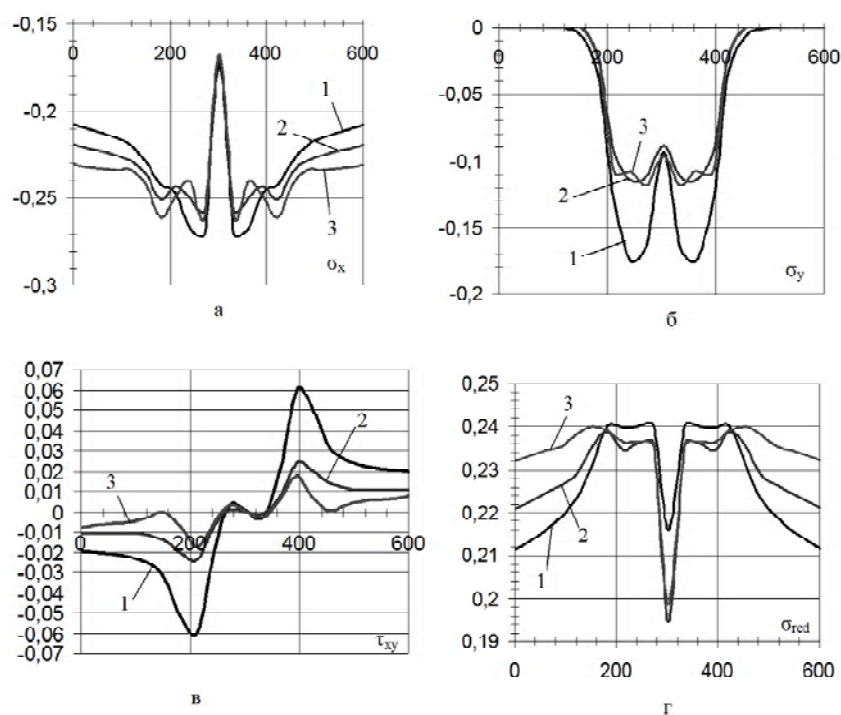


Рисунок 6 — Эпюры напряжений (κН/мм²) по длине стенки (мм) на ее центральном участке в сечении 3–3 для 1-го вида нагрузки при ее значениях: 1 — $g/g_{lim} = 0,85$; 2 — $g/g_{lim} = 0,9$; 3 — $g/g_{lim} = 0,95$ и наличии поперечного ребра: а — σ_x ; б — $\sigma_{loc} = \sigma_y$; в — τ_{xy} ; г — σ_{red} .

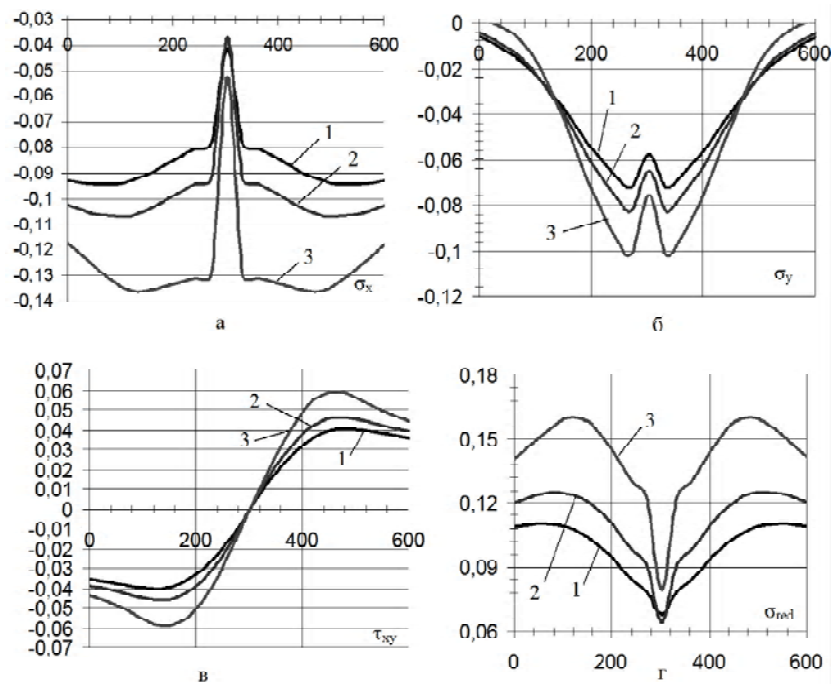


Рисунок 7 — Эпюры напряжений (кН/мм²) по длине стенки (мм) на ее центральном участке в сечении 4—4 для 1-го вида нагрузки при ее значениях: 1 — $g / g_{\text{lim}} = 0,85$; 2 — $g / g_{\text{lim}} = 0,9$; 3 — $g / g_{\text{lim}} = 0,95$ и наличии поперечного ребра: а — σ_x ; б — $\sigma_{\text{loc}} = \sigma_y$; в — τ_{xy} ; г — σ_{red} .

На рис. 8, 9 для 1-го вида нагрузки при различных ее значениях и отсутствии двустороннего поперечного ребра приведены эпюры напряжений по высоте стенки балки на ее центральном участке соответственно в сечениях 1—1 и 2—2 (рис. 1). На рис. 10, 11, 12 в сечении 3—3 приведены эпюры напряжений на том же участке стенки, но по ее длине.

В сечениях 1—1, 2—2 эпюры напряжений σ_x и σ_{red} остались такими же, как и при наличии двустороннего поперечного ребра жесткости. Аналогичная картина получена в сечении 3—3 для эпюры напряжений τ_{xy} (рис. 6, в).

Сравнивая эпюры напряжений по высоте стенки в центральной части балки для 1-го вида нагрузки в случаях наличия и отсутствия 2-х стороннего поперечного ребра жесткости, видим, что при тех же значениях нагрузки локальные напряжения $\sigma_{\text{loc}} = \sigma_y$ уменьшаются при наличии ребра непосредственно у самого ребра (сечение 1—1), особенно у верхнего пояса. Однако при удалении от ребра (сечение 2—2) локальные напряжения изменяют свою эпюру, достигая максимума у верхнего пояса балки. При отсутствии ребра максимум этих напряжений находится несколько ниже от верхнего пояса, хотя по значению не отличается от предыдущего случая. Касательные напряжения в обоих случаях имеют похожие эпюры, отличные от распределения Д.И. Журавского, и различаются своими значениями, хотя ввиду малости последних эти различия практического интереса не представляют. Хотя в сечениях 1—1, 2—2 эпюры напряжений σ_x и σ_{red} не зависят от наличия ребра, в сечении 3—3 ребро оказывает влияние на характер их распределения по длине стенки. У ребра напряжения σ_x и σ_{red} в пределах их упругих значений резко снижаются, а по мере удаления от последнего выравниваются, превышая по значениям те же напряжения при отсутствии ребра. В пластической стадии разница в напряжениях за пределами ребра исчезает. Заметим, что в обоих случаях напряжения σ_x даже при $g = 0,85 \cdot g_{\text{lim}}$ превышают предел текучести стали.

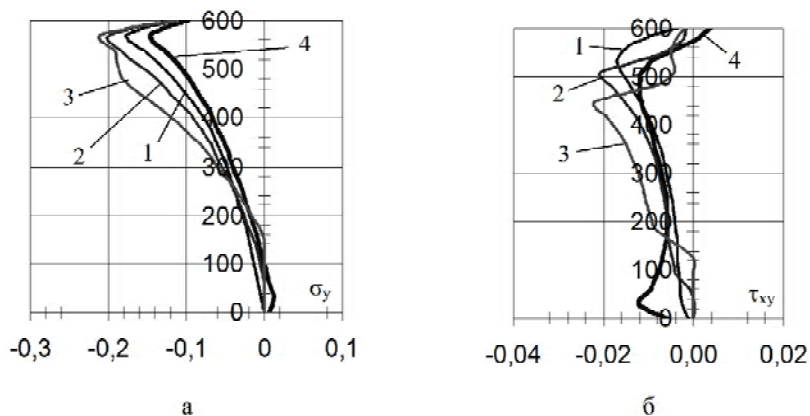


Рисунок 8 — Эпюры напряжений: а — σ_y и б — τ_{xy} (кН/мм²) по высоте стенки (мм) на ее центральном участке в сечении 1—1 для 1-го вида нагрузки, 1 — $g / g_{lim} = 0,85$; 2 — $g / g_{lim} = 0,9$; 3 — $g / g_{lim} = 0,95$ и отсутствии поперечного ребра; 4 — $g / g_{lim} = 0,85$ при наличии двустороннего поперечного ребра жесткости (см. рис. 4, б, в).

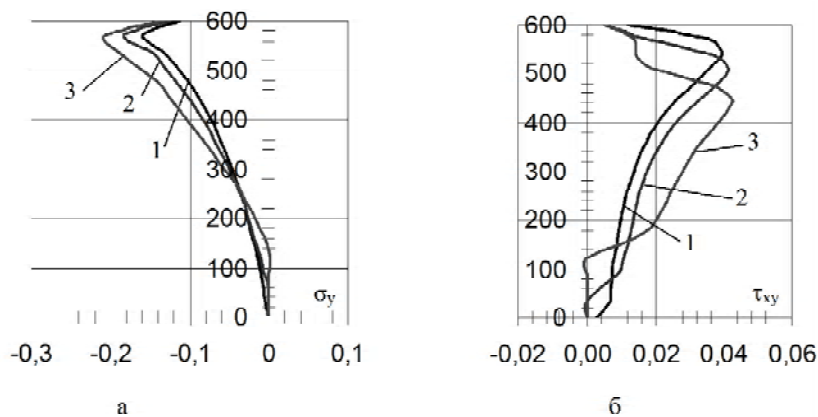


Рисунок 9 — Эпюры напряжений: а — σ_y и б — τ_{xy} (кН/мм²) по высоте стенки (мм) на ее центральном участке в сечении 2—2 для 1-го вида нагрузки, 1 — $g / g_{lim} = 0,85$; 2 — $g / g_{lim} = 0,9$; 3 — $g / g_{lim} = 0,95$ и отсутствии поперечного ребра.

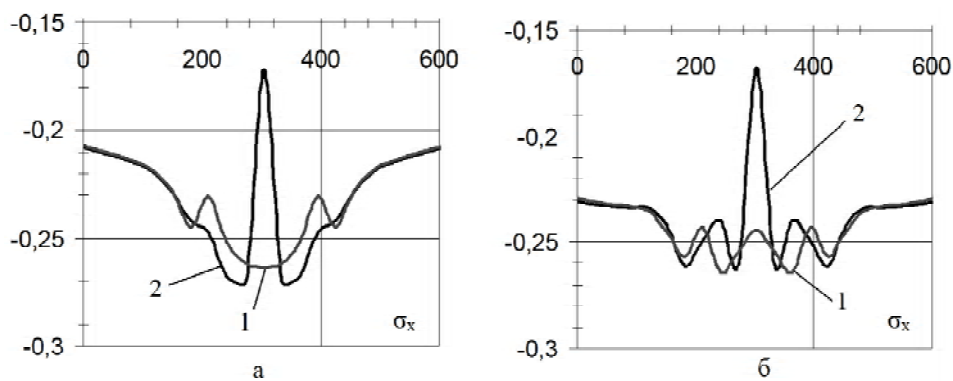


Рисунок 10 — Эпюры напряжений σ_x (кН/мм²) по длине стенки (мм) на ее центральном участке в сечении 3—3 для 1-го вида нагрузки: а — $g / g_{lim} = 0,85$; б — $g / g_{lim} = 0,95$; 1 — при отсутствии двустороннего поперечного ребра; 2 — при наличии ребра.

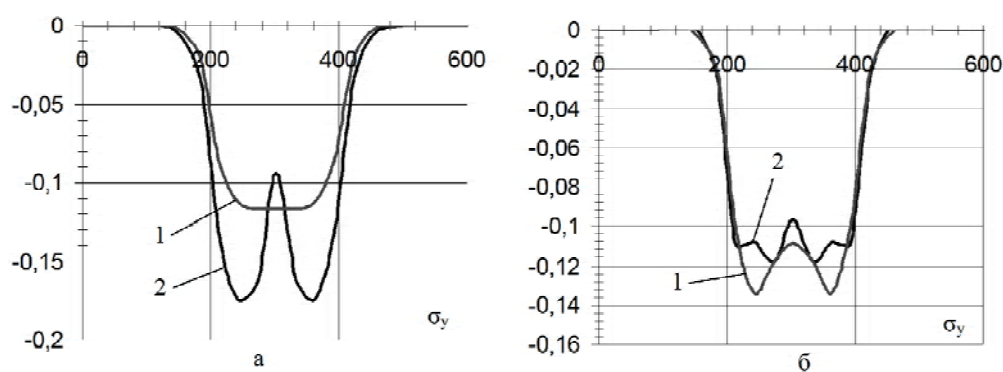


Рисунок 11 — Эпюры напряжений σ_y (кН/мм²) по длине стенки (мм) на ее центральном участке в сечении 3—3 для 1-го вида нагрузки: а — $g / g_{\text{lim}} = 0,85$; б — $g / g_{\text{lim}} = 0,95$; 1 — при отсутствии двустороннего поперечного ребра; 2 — при наличии ребра.

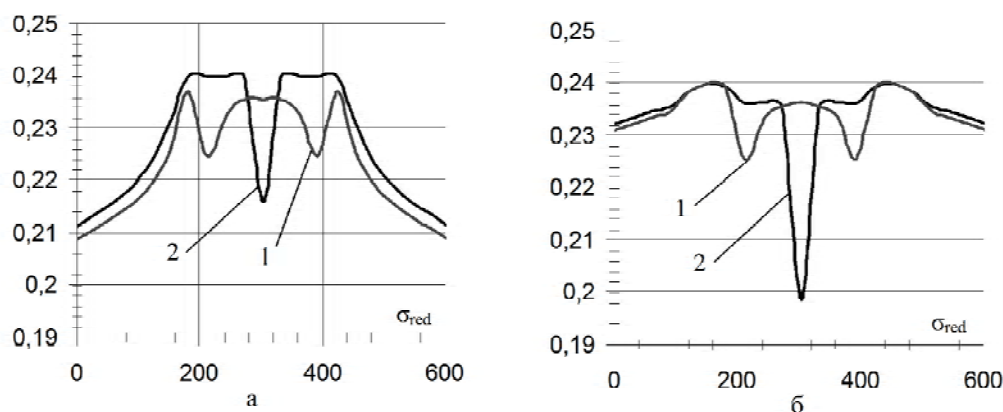


Рисунок 12 — Эпюры напряжений σ_{red} (кН/мм²) по длине стенки (мм) на ее центральном участке в сечении 3—3 для 1-го вида нагрузки: а — $g / g_{\text{lim}} = 0,85$; б — $g / g_{\text{lim}} = 0,95$; 1 — при отсутствии двустороннего поперечного ребра; 2 — при наличии ребра.

В таблице 1 можно видеть степень влияния на распределение напряжений в стенке в сечении 1-1 наличия двухстороннего поперечного ребра по центру балки под локальной нагрузкой, заданной 2-мя видами, а также видов нагрузки. Так, при отсутствии ребра при значении нагрузки $g / g_{\text{lim}} = 0,85$ $\sigma_{\text{loc,max}}$ для 2-го вида нагрузки в 1,29 раза больше, чем для 1-го вида нагрузки $(-0,2281)/(-0,17674)$. При наличии ребра имеет место обратная картина: $\sigma_{\text{loc,max}}$ для 2-го вида нагрузки в 1,26 раза меньше, чем для 1-го вида нагрузки $[(-0,11559)/(-0,14565)]$.

При этом, для 1-го вида нагрузки ребро практически не оказывает влияния на распределение по высоте стенки приведенных напряжений σ_{red} , максимум которых находится под верхней полкой $\sigma_{\text{red}} \approx \sigma_{\text{т}}$.

При 2-ом виде нагрузки ребро также локализует максимальные значения σ_{red} под верхней полкой балки, а при его отсутствии эти значения распространяются по высоте стенки на значительно большее расстояние (до 120 мм). При увеличении нагрузки различие в рассмотренных случаях практически исчезает. Особенно это относится к напряжениям σ_{red} .

Выводы. Исследования показали, что области распределения локальных напряжений σ_{loc} и их максимальные значения зависят от наличия поперечных ребер жесткости, а также от способа приложения локальной нагрузки к верхнему поясу. Наличие ребер на участках стенки, непосредственно примыкающих к ребру, приводит к снижению напряжений σ_{loc} . Однако по мере удаления от ребра на незначительное расстояние по длине балки картина распределения локальных напряжений аналогична той, которая получена в случае отсутствия ребер жесткости. Что касается приведенных напряжений σ_{red} , то их максимальные значения практически остаются неизменными, независимо от наличия, либо отсутствия поперечных ребер, а также от способа приложения локальной нагрузки. Поскольку условие прочности стенки оценивается по приведенным напряжениям, то из выше

Таблица 1 — Влияние наличия двухстороннего поперечного ребра по центру балки под локальной нагрузкой, заданной 2-мя видами, на распределение напряжений в ее стенке в сечении 1–1 (рис. 1)

Относительное значение нагрузки g / g_{lim}	Расстояние от низа стенки, мм	1-ый вид локальной нагрузки				2-ой вид локальной нагрузки			
		σ_y , кН/мм ²		σ_{red} , кН/мм ²		σ_y , кН/мм ²		σ_{red} , кН/мм ²	
		без ребра	с ребром	без ребра	с ребром	без ребра	с ребром	без ребра	с ребром
0,85	600	-0,11686	-9,90E-02	0,23566	0,23607	-6,37E-02	-4,13E-02	0,22332	0,23002
	570	-0,17674	-0,14565	0,21462	0,20379	-0,2281	-0,10319	0,23867	0,23979
	540	-0,015459	-0,1273	0,17552	0,16503	-0,16878	-0,11559	0,23998	0,21708
	510	-0,1343	-0,11077	0,14631	0,13858	-0,17031	-0,11524	0,23999	0,16945
	480	-0,1158	-9,61E-02	0,12228	0,11585	-0,16799	-0,10554	0,23054	0,13829
	450	-1,00E-01	-8,36E-02	0,10154	9,58E-02	-0,15215	-9,44E-02	0,17621	0,11313
	420	-8,65E-02	-7,28E-02	8,36E-02	7,79E-02	-0,13366	-8,33E-02	0,14105	9,19E-02
	600	-0,12042	-0,107	0,23523	0,2362	-2,00E-02	-4,97E-02	0,22855	0,22977
0,9	570	-0,1973	-0,15935	0,23995	0,23999	-0,26331	-0,11198	0,23899	0,23993
	540	-0,18472	-0,14537	0,23179	0,2075	-0,16183	-0,12765	0,23994	0,23997
	510	-0,1618	-0,12757	0,18347	0,16572	-0,17374	-0,14446	0,24	0,2371
	480	-0,139	-0,11076	0,14963	0,13719	-0,16899	-0,13055	0,24	0,18057
	450	-0,11904	-9,60E-02	0,12239	0,11223	-0,16693	-0,11526	0,24	0,1435
	420	-0,10191	-8,30E-02	9,96E-02	9,05E-02	-0,16492	-0,10042	0,24	0,11459
	600	-0,11462	-0,11441	0,23586	0,23518	-	-5,37E-02	-	0,23048
	570	-0,20984	-0,16789	0,23996	0,23997	-	-0,12534	-	0,23994
0,95	540	-0,19288	-0,15391	0,24	0,23999	-	-0,11316	-	0,23999
	510	-0,18804	-0,14954	0,24	0,24	-	-0,12977	-	0,23999
	480	-0,18125	-0,13846	0,23567	0,19982	-	-0,14254	-	0,24
	450	-0,15723	-0,11915	0,17974	0,15555	-	-0,15583	-	0,23996
	420	-0,13338	-0,10254	0,13964	0,12134	-	-0,14028	-	0,18658

сказанного следует главный вывод о том, что постановка поперечных ребер жесткости под локально распределенной нагрузкой, приложенной к верхнему поясу балки, не повышает несущую способность стенки, за исключением зон, непосредственно примыкающих к ребру.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Стальные конструкции : СНиП П-23-81*. — М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1991. — 96 с.
2. Беленя Е. И. Экспериментальное исследование местных напряжений в стенках двутавровых балок / Беленя Е. И., Рывкин Э. А // Известия Высших Учебных Заведений. Строительство и Архитектура. — 1974. — № 4. — С. 7–12.
3. Броуде Б. М. Предельные состояния стальных балок / Броуде Б. М. — М. — Л.: Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре. — 1953. — 216 с.
4. Броуде Б. М. Распределение сосредоточенного давления в металлических балках / Броуде Б. М. — М. — Л. : Стройиздат, тип. Гизлегпрома в Лгр., 1950. — 84 с.
5. Броуде Б. М., Моисеев В. И. К расчету балок с гибкими неподкрепленными стенками // Строительная механика и расчет сооружений. — 1978. — № 1. — С. 60–61.
6. Погадаев И. К. Особенности работы и расчета ребер жесткости тонкостенных стальных балок / Погадаев И. К // Известия Высших Учебных Заведений. Строительство и Архитектура. — 1978. — № 2. — С. 19–24.
7. Ширманов В. С. К вопросу распределения местного давления на стенку в металлических балках / Ширманов В. С // Известия Высших Учебных Заведений. Строительство и Архитектура. — 1990. — № 4. — С. 13–15.
8. Ширманов В. С. Несущая способность сжатой зоны стальных балок при воздействии местной нагрузки / Ширманов В. С., Пестряков И. В // Известия Высших Учебных Заведений. Строительство и Архитектура. — 1996. — № 12. — С. 9–11.
9. Броуде Б. М. Об устойчивости за пределом упругости стенки двутавровой балки / Броуде Б. М., Моисеев В. И // Строительная механика и расчет сооружений. — 1978. — № 4. — С. 55–57.
10. Евстратов А. А. Об устойчивости поперечных ребер жесткости подкрановых балок / Евстратов А. А., Шемшуров Б. А., Ведянов И. И // Строительная механика и расчет сооружений. — 1988. — № 3. — С. 30–32.
11. Лампси Б. Б. Устойчивость стенки двутавровой балки при действии сосредоточенного груза / Лампси Б. Б., Ширманов В. С., Юдников С. Г // Строительная механика и расчет сооружений. — 1983. — № 5. — С. 22–24.
12. Тимошенко С. П. Устойчивость стержней, пластин и оболочек / Тимошенко С. П. — М., 1971. — 808 с.
13. Brown E. I. Elastic stability of plates subjected to concentrated loads / Brown E. I // Comput. and Struct. — 1989, 33. — № 5. — P. 1325–1327.
14. Mohammad Reza Khedmati. A comparative study on three different construction methods of stiffened plates-strength behaviour and ductility characteristics / Mohammad Reza Khedmati, Khosrow Ghavami, Mehran Rastani // Rev. Esc. Minas. — 2007. — vol. 60, № 2. — P. 365–379.

Получено 06.04.2011

Ю. Г. ПЕРЕТЯТКО, В. В. РЮМИН, И. Ю. ПЕРЕТЯТКО ЛОКАЛЬНІ НАПРУЖЕННЯ У СТІНЦІ ЗВАРНОЇ БАЛКИ

Харківський державний технічний університет будівництва та архітектури

Досліджено вплив наявності двохстороннього поперечного ребра на місцеві напруження в стінці під локально розподіленим навантаженням посередині балки, а також способу прикладання навантаження: у першому випадку — навантаження локалізоване на верхньому поясі тільки над ділянкою стінки; у другому випадку — навантаження діє на ділянці верхнього поясу шириною b перпендикулярно до стінки балки. Розрахунки напружено-деформованого стану балки проведені методом кінцевих елементів. Розрахункову модель балки створено з використанням прямокутних об'ємних кінцевих елементів. Навантаження доведено практично до повного вичерпання несучої здатності балки. Матеріал конструкції — сталь, деформування якої описується діаграмою Прандтля. Умова текучості прийнята за критерієм пластичності Мізеса. За результатами досліджень зроблено висновок про те, що улаштування поперечних ребер жорсткості під локально розподіленим навантаженням, прикладеним до верхнього поясу балки, не підвищує несучу здатність стінки, за виключенням зон, безпосередньо прилягаючих до ребер.

стінка двотаврової балки, локальні напруження, повне вичерпання несучої здатності, діаграма Прандтля, критерій пластичності Мізеса

YU. G. PERETYATKO, V. V. RUMIN, I. YU. PERETYATKO
LOCAL STRESSES IN WEB OF WELDED BEAM
Kharkov State University of Building and Architecture

Influence of stiffeners on local stresses in the web under locally distributed loads in the middle of I shaped beam are studied as well as the influence of loading cases are studied: the first load case is load is localized at the top flange only on part of the web; the second load case is load acted on part of the top flange at right angle to the web. Evaluation of deflected mode of beam has been carried out with the help of Finite Elements Method (FEM). With the help of solid rectangular finite elements beam model has been built. Loading is nearly up to ultimate limit state which is determined by formation of plastic hinge. Deformation of material of the beam is described by Prandtl diagram. Material yield condition is accepted by von Mises criterion. On the basis of carried out investigation it is assumed that stiffeners in the beam under locally distributed loads acted on top flange do not increase capacity of the web except the zones directly attached to them.
web of the I shaped beam, local stresses, Prandtl diagram, to ultimate limit state, von Mises criterion

Перетятко Юрій Григорович — к.т.н., професор, завідувач кафедри «Металеві та дерев'яні конструкції» Харківського державного технічного університету будівництва і архітектури. Член-кореспондент Академії Будівництва України. Наукові інтереси: теорія складених стержнів і її вживання для розрахунку напружено-деформованого стану, стійкості і коливань будівельних конструкцій; облік пружної роботи зварних швів в розрахунках сталевих конструкцій; розрахунок і проектування сталевих конструкцій з переривистими зварними швами.

Рюмін Володимир Володимирович — к.т.н., доцент кафедри «Металеві та дерев'яні конструкції» Харківського державного технічного університету будівництва і архітектури. Наукові інтереси: проектування елементів сталевих конструкцій та їх з'єднань. Дослідження сталевих конструкцій методом кінцевих елементів.

Перетятко Ірина Юріївна — к.т.н., доцент кафедри «Металеві та дерев'яні конструкції» Харківського державного технічного університету будівництва і архітектури. Наукові інтереси: теорія складених стержнів і її вживання в розрахунок напружено-деформованого стану посиленних сталевих балок і колон.

Перетятко Юрий Григорьевич — к.т.н., профессор, заведующий кафедрой «Металлические и деревянные конструкции» Харьковского государственного технического университета строительства и архитектуры. Член-корреспондент Академии Строительства Украины. Научные интересы: теория составных стержней и ее применение для расчета напряженно-деформированного состояния, устойчивости и колебаний строительных конструкций; учет упругой работы сварных швов в расчетах стальных конструкций; расчет и проектирование стальных конструкций с прерывистыми сварными швами.

Рюмин Владимир Владимирович — к.т.н., доцент кафедры «Металлические и деревянные конструкции» Харьковского государственного технического университета строительства и архитектуры. Научные интересы: проектирование элементов стальных конструкций и их соединений. Исследование стальных конструкций методом конечных элементов.

Перетятко Ирина Юрьевна — к.т.н., доцент кафедры «Металлические и деревянные конструкции» Харьковского государственного технического университета строительства и архитектуры. Научные интересы: теория составных стержней и ее применение в расчете напряженно-деформированного состояния усиленных стальных балок и колонн.

Peretyatko Yuri — Professor, Head of the Department of «Metal and wooden constructions» Kharkiv State Technical University of Architecture and Construction. Corresponding member of Academy of Building of Ukraine. Scientific interests: theory of component bars and its application for the calculation of the tense-deformed state, stability and vibrations of build constructions; an account of resilient work of the weld-fabricated guy-sutures is in the designs of steel constructions; design and planning of steel constructions with the irregular weld-fabricated guy-sutures.

Rumin Vladimir — Assistant Professor of the Department of «Metal and wooden constructions» Kharkiv State Technical University of Architecture and Construction. Scientific interests: planning of elements of steel constructions and their connections. Research of steel constructions with the method of eventual elements.

Peretyatko Irene — Assistant Professor of the Department of «Metal and wooden constructions» Kharkiv State Technical University of Architecture and Construction. Scientific interests: a theory of component bars and its application in the evaluation of the tense-deformed state of the increased steel beams and columns.

УДК 642.014.2.004.15:624.042

С. Ф. ПІЧУГІН, Ю. Е. ПАТЕНКО

Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка

ПИТАННЯ НАДІЙНОСТІ СТАЛЕВИХ КАРКАСІВ ВИРОБНИЧИХ БУДІВЕЛЬ

В статті наведений аналіз факторів, які визначають надійність сталевих каркасів одноповерхових виробничих будівель (ОВБ), що обладнані мостовими кранами. Виконано ймовірнісний розрахунок 52 варіантів колон будівель із мостовими кранами вантажопідйомністю від 5 до 10 тс та різними режимами роботи. Проведено порівняння величин кранових навантажень, регламентованих різними нормами проектування. Розглянуто норми СНиП 2.01.07–85, ДБН В.1.2–2:2006 та європейські норми Eurocode 1 – Actions on structures. Для нейтралізації можливого підвищення металоємності конструкцій при переході до проектування за ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи» враховано ефект просторової роботи каркасів, відомості про які були розширені на основі натурного експерименту. Підготовлені пропозиції щодо корегування розділу 7 «Кранові навантаження» ДБН В.1.2–2:2006. Для застосування звичних передумов розрахунку кранових цехів, тобто виділення однієї плоскої поперечної рами, запропоновано внести в проект норм «Навантаження і впливи» понижуючий коефіцієнт. **навантаження мостових кранів, просторова робота каркасів, ймовірнісний розрахунок, колони виробничих будівель**

Стан питання. Надійність каркасів ОВБ, які обладнані мостовими кранами, обумовлена саме впливом на конструкції будівель мостових кранів. Для адекватної оцінки надійності таких каркасів величини кранових навантажень мають відповідати значенням дійсних навантажень мостових кранів, визначення яких регламентують ДБН В.1.2–2:2006 «Навантаження і впливи» [1]. Підвищення в даних нормах величин горизонтальної складової кранового навантаження, у порівнянні зі СНиП 2.01.07–85 «Нагрузки и воздействия» [2], вимагає пошуку резервів каркасів для уникнення необґрунтованих перевитрат сталі. Таким резервом, на наш погляд, є просторова робота каркасів. Дослідження особливостей роботи каркасів не проводилися 20–30 років і потребують доповнення і уточнення.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Вивченню природи кранових навантажень на основі експериментальних даних присвячені роботи [3, 4], де висвітлені проблеми нормування навантажень та обґрунтовано методику визначення горизонтальної складової кранового навантаження, яка увійшла в норми ДБН [1]. Питанням визначення та порівняння навантажень від чотириколісних мостових кранів із різними параметрами й зусиль у поперечних рамах та підкранових балках від цих навантажень присвячені роботи [5, 6]. Порівняльному аналізу впливу на конструкції ОВБ багатоколісних кранів (з кількістю коліс 8 і більше) присвячена робота [7]. В даній праці виконано аналіз навантажень та зусиль у конструкціях ОВБ від впливу мостових кранів вантажопідйомністю від 80 до 160 тс та наведено порівняння поперечних перерізів колон та підкранових балок ОВБ.

З означеними питаннями кранових силових впливів тісно пов'язані особливості дійсної роботи сталевих каркасів ОВБ, насамперед врахування роботи каркасу як просторової системи. Просторова робота каркасу ОВБ розглядалася багатьма дослідниками, причому роботи минулих років [9,10,11] доповнені новими даними (дослідження д.т.н. Єрмака Є.М. [12]). Проведені дослідження виявили значний ефект просторової роботи, який виражається в суттєвому зниженні зусиль в елементах поперечної рами каркасу та просядок основи від дії мостових кранів.

Введенню ДБН В.1.2–2:2006 «Навантаження і впливи» [1], в яких змінено порядок визначення снігового та горизонтального кранового навантаження та закладено поняття надійності, передував багатий дослідницький досвід, а також наробітки в напрямку ймовірнісних розрахунків конструкцій.

Зокрема, в роботах [13,14] акцентується увага на невідповідності значень навантажень реальним навантаженням та недосконалості отриманих раніше оцінок надійності конструкцій, що розходяться із особливостями роботи реальних конструкцій. Тому оцінка надійності конструкцій, які підібрані на навантаження, регламентовані ДБН, розкриє дійсні параметри надійності конструкцій.

Завдання дослідження — порівняльний аналіз державних та зарубіжних норм, які регламентують визначення кранових навантажень на конструкції будівель; наближення розрахункових схем каркасів до дійсної роботи конструкцій та поглиблення знань про просторову роботу каркасів на основі натурного експерименту; оцінка надійності сталевих колон ОБВ із мостовими кранами.

Виклад основного матеріалу. На відміну від багатоколісних мостових кранів, чотириколісні крани більш схильні до перекосів при русі. Аналіз впливу кранових навантажень на конструкції ОБВ підтвердив передумови про збільшення в нових ДБН значень горизонтальних навантажень для таких мостових кранів. Характеристичне значення горизонтального навантаження на колесо мостового крана середнього режиму роботи, визначене за ДБН, перевищує нормативне горизонтальне навантаження, визначене згідно зі СНиП, у 5...8 разів, важкого режиму роботи — в 1,5...5 разів. Горизонтальні навантаження на поперечну раму ОБВ, визначені згідно з ДБН від впливу мостового крана при середньому режимі роботи, переважають значення навантажень, отримані за СНиП, у 2,8...5 разів, при важкому режимі роботи — в 2,3...4,5 разів. Значення згинальних моментів у опорному перерізі колони поперечної рами від бічних сил, визначених за ДБН, у 2...6 разів, перевищують зусилля від гальмівної сили, яка визначена згідно зі СНиП.

Підбір поперечних перерізів колони ОБВ із урахуванням навантажень мостових кранів ($Q=50/12,5$ тс, тип приводу — центральний), визначених за СНиП та ДБН показав наступне. При урахуванні кранових навантажень, визначених за методикою ДБН, порівняно із поперечними перерізами, підібраними на навантаження за СНиП відбувається перевантаження нижніх частин колон до 24 %. Результати розрахунку внутрішніх зусиль у конструкціях ОБВ одержані для спрощеної плоскої поперечної рами.

Зусилля у підкранових балках за ДБН від дії вертикального навантаження залишаються незмінними, від дії горизонтального навантаження збільшуються в середньому на 45 %, проте площі підібраних перерізів підкранових балок за ДБН лише на 2...5 % перевищують значення, отримані згідно СНиП. При важкому режимі та роздільному приводі крана перерізи балок не змінюються.

Проведені чисельні дослідження впливу кранових навантажень на конструкції ОБВ від багатоколісних мостових кранів показали зростання (до 1,4...1,6 разів) горизонтальних навантажень на колеса таких мостових кранів, які визначені за ДБН, порівняно зі СНиП (для кранів середнього режиму роботи). Разом з тим виявлено зростання горизонтальних навантажень (в 1,8...2,1 разів) багатоколісних кранів на поперечну раму, що не спричиняє збільшення зусиль у колонах ОБВ за рахунок характеру бічних сил, які прикладені до стійок поперечної рами і направлені у протилежні сторони [1].

Розбіжність методик нормування горизонтальної складової кранового навантаження в СНиП та ДБН потребує детального порівняння державних норм із закордонними. Для порівняння вибрано Європейські норми Єврокод—1 [15]. Аналіз європейських норм показав більш широкую диференціацію горизонтальних кранових навантажень у порівнянні із методиками ДБН та СНиП. Підвищені порівняно зі СНиП величини бічних сил, визначення яких регламентують ДБН, за своїми значеннями близькі до рекомендованих Єврокодом величин горизонтальних сил від перекосу крана [15]. Єврокод дає більш широкую класифікацію горизонтальних кранових навантажень, ніж СНиП (рис. 1,а) та ДБН (рис. 1,б). Розрізняються навантаження від прискорення (гальмування) моста крана під час руху та навантаження від перекосу моста (рис 1,в), навантаження від гальмування візка крана, а також від удару буфера візка або підвісної каретки об упор (у СНиП [2] регламентується таке навантаження тільки від удару моста крана).

Найбільші величини горизонтальних навантажень на окреме колесо мостового крана, обчислені за СНиП, ДБН та Єврокодом, наведені в табл. 1. Порівняння величин кранових навантажень на поперечну раму виробничої будівлі (прольотом 24 м, відмітка верху кранової рейки 12,4 м) демонструє значне перевищення навантаженнями, визначеними згідно з рекомендаціями Єврокод [15], навантажень на поперечну раму, визначених за методикою СНиП [2] та ДБН [1] (табл. 2).

Очевидно, для уникнення перевитрат сталі при переході до проектування за ДБН, особливо гостро стоїть питання розкриття додаткових резервів несучої здатності каркасів виробничих будівель. На наш погляд, таким резервом являється врахування просторової роботи каркасів ОБВ. Дійсну роботу, у тому числі просторову роботу одноповерхових виробничих будівель, досліджували

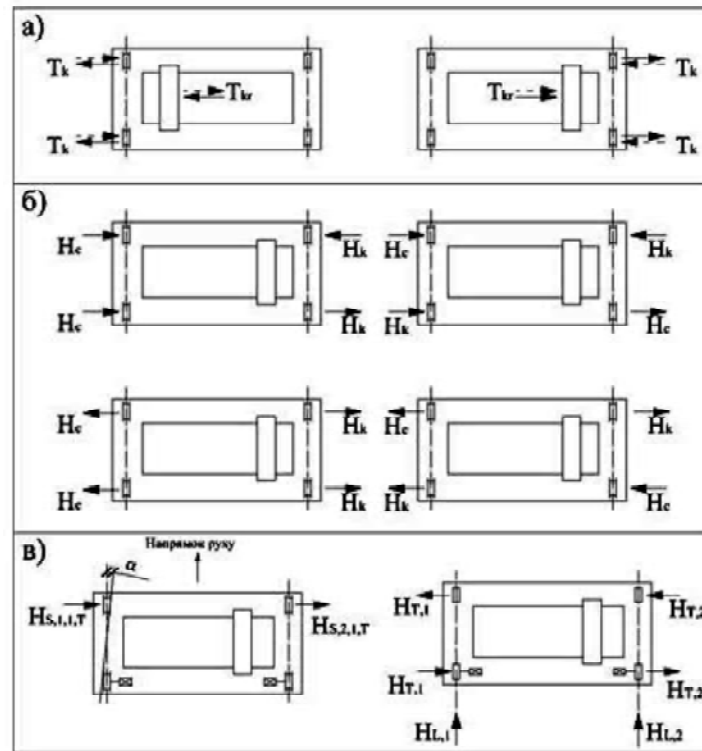


Рисунок 1 — Схеми прикладання горизонтальних кранових навантажень, відповідно до різних норм проектування: а) гальмівні сили за СНиП; б) бічні сили за ДБН; в) сили від перекосу та гальмування моста крану за Єврокод.

Таблиця 1 — Порівняння горизонтальних навантажень на колесо мостового крана

Норми	Горизонтальне навантаження	Позначення	Вантажопідйомність кранів, кН				
			15тс	15/3тс	20/5тс	32/5тс	50/12,5тс
СНиП	Гальмівна сила	T_k	5,1	5,5	7,1	10,1	15,8
	Бічна сила	H_k	18,5	19,0	22,0	26,0	38,0
ДБН	Бічна сила	H_{ol}	40,5	40,2	46,1	50,9	70,8
Єврокод-1	Навантаження від прискорення крана	$H_{T,2}$	33,9	38,0	46,4	48,5	66,3
	Навантаження від перекосу крана	$H_{S,T}$	43,4	46,4	55,0	65,6	95,2
	Гальмівна сила	$H_{T,3}$	10,2	11,0	14,3	20,3	31,6

Таблиця 2 — Горизонтальні навантаження на поперечну раму

Норми	Позначення	Вантажопідйомність кранів, кН			
		15/3тс	20/5тс	32/5тс	50/12,5тс
СНиП	T	10,0	22,6	18,5	27,4
ДБН	$H_R; H_L$	45,8; 9,1	41,3; 20,1	57,2; 20,2	78,7; 36,6
Єврокод-1	$H_{T,R}; H_{T,L}$	39,9; 37,8	45,9; 44,4	52,5; 50,7	75,6; 68,6
	$H_{S,1,1,T}; H_{S,2,1,T}$	46,4; 19,6	55,7; 20,5	65,6; 19,0	95,2; 24,9
	$H_{T,3}$	16,5	22,0	30,4	47,4

Шапіро Г.О., Генієв А.Н., Беленя Є.І. та ін. Із розвитком програмних комплексів стало можливим розширення досліджень просторової роботи каркасів. Єрмак Є.М. розвинув врахування просторової роботи шляхом доповнення розрахункових схем плоских поперечних рам пружними в'язями, які моделюють зв'язки плоскої рами з іншими елементами каркасу [12].

В роботі [5] для зменшення необґрунтованих перевитрат сталі (для нижньої частини колони до 24 %) враховано ефект просторової роботи каркаса будівлі, який дозволив значно знизити величини

внутрішніх зусиль плоскої поперечної рами від кранових навантажень і таким чином уникнути перевитрат сталі при переході до проектування за ДБН.

В сучасних умовах проектування можливо відійти від спрощеного розрахунку однієї поперечної рами до розгляду усієї будівлі в цілому. Натурний експеримент, проведений авторами даної статті, дозволив виявити особливості дійсної роботи досліджуваної будівлі (рис. 2).

На сталевому каркасі будівлі проведено багатоетапний експеримент при випробуванні каркаса без повного горизонтального в'язевого диска у рівні нижнього поясу ферм та у подальших випробуваннях після закінчення монтажу в'язей. Часткові зміни конструкцій шляхом додавання допоміжних елементів — в'язей дали можливість вивчити роботу споруди в цілому і його частин, що відбуваються при включенні в роботу окремих елементів

Результати випробувань показали включення в роботу усіх поперечних рам каркасу при навантаженнях однієї рами та значний вплив додатково змонтованих в'язей на поперечну жорсткість каркасу (рис.3) та сприйняття кранових навантажень [16].



Рисунок 2 — Загальний вигляд випробуваного каркасу.

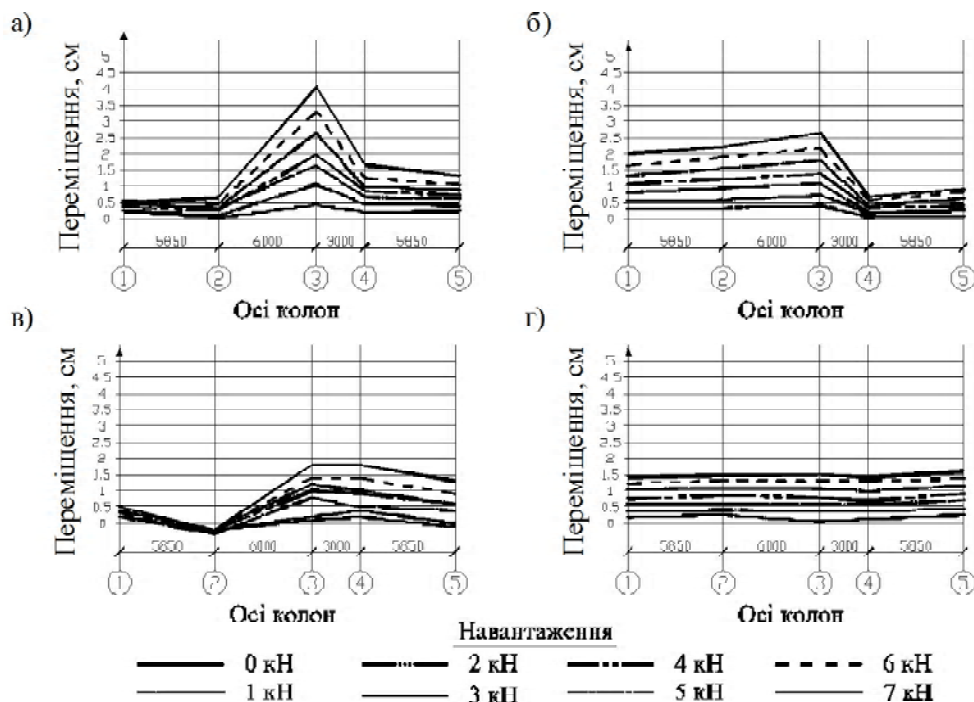


Рисунок 3 — Графіки зміщень колон каркаса: а) на першому етапі випробувань; б) на другому етапі, в'язі в осях 2–3; в) на другому етапі, в'язі в осях 3–4; г) на другому етапі, повний в'язевий диск.

Питання оцінки надійності із урахуванням фактору часу, стохастичних особливостей реальних навантажень та міцності сталі, особливостей роботи та відмов елементів каркасів одноповерхових виробничих будівель (ОВБ) на даний момент є недостатньо вивченими. Частково це пов'язано із недоліками нормування навантажень за СНиП 2.01.07–85 [2] стосовно снігового та горизонтального кранового навантажень, які були занижені та не відповідали реальним навантаженням [3]. Зокрема, в роботах Пічугіна С.Ф. [13, 14] акцентується увага на невідповідності значень навантажень дійсним навантаженням та недосконалості отриманих раніше оцінок надійності конструкцій, що розходяться із особливостями роботи реальних конструкцій. Нижче представлені результати (табл. 3) ймовірного розрахунку стійок постійного перерізу трипролітного каркаса ОВБ (рис. 4), який обладнаний мостовими кранами. З метою визначення впливу на параметри надійності різних факторів проведено розрахунок 52 варіантів колон.

Для проведення масового розрахунку складена програма, яка дозволила оцінити надійність колон, запроєктованих по діючим нормам ДБН [1]. Розглянуто колони виробничих будівель, які обладнані мостовими кранами вантажопідйомністю 5, 10 та 15 тс середнього (6К) та важкого (7К) режимів роботи. При розрахунку варіювався крок колон (6 та 12 м), тип покриття будівлі (із збірних залізобетонних плит та профнастилу), а також тип вузла з'єднання колони з ригелем (жорсткий та шарнірний).

Згідно із ДБН [1] визначені навантаження на колони ОВБ та підібрані без запасу [17] поперечні перерізи у вигляді прокатних двотаврів. Отримані результати (деякі варіанти наведені в табл. 3) показали, що в основному колони мають достатню надійність, ймовірність відмови колон протягом 50 років становить $Q(t = 50 \text{ років}) = 0,0006\text{--}0,6$. Проте виявлено, що окремі колони мають недостатню надійність. До таких колон відносяться деякі колони будівель із кранами вантажопідйомністю 5 тс та окремі крайні колони будівель. Початкова надійність сталевих колон, підібраних на навантаження за ДБН, виявилася достатньою для усіх варіантів проведених розрахунків. Урахування фактору часу в оцінках надійності виявило недостатню надійність деяких колон, для яких визначальним є кранове навантаження, частотні характеристики якого значно перевищують характеристики інших навантажень.

Таблиця 3 – Результати розрахунку надійності колон

№ варіанта	Конструкція стійки	З'єднання ригеля з колоною	L/B , м	Кран Q , тс	Режим	Постійне q_k , кПа	Сніговий район	Вітровий район	σ , МПа	Профіль	$Q(\beta)$	$p = \frac{\hat{y}_s}{\hat{y}_d}$	ω , 1/до б	$K = \frac{\hat{y}_s}{\hat{y}_c}$	β_ω	$N(t=50 \text{ років})$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1	середня	шарнір	24/12	10	6К	3,9	VI	-	215,6	50Ш2	$8,1 \cdot 10^{-7}$	2,524	469,2	0,286	10,9	0,065
2	середня	шарнір	24/12	15	6К	3,9	VI	-	215,1	50Ш2	$3,0 \cdot 10^{-7}$	2,754	494,9	0,304	10,3	0,028
3	середня	жорст	24/12	10	6К	3,9	VI	-	215,3	40Ш2	$1,7 \cdot 10^{-7}$	2,545	390,1	0,235	13,1	0,010
4	середня	шарнір	24/12	10	7К	0,9	VI	-	215,2	40Ш2	$1,1 \cdot 10^{-7}$	1,718	760,7	0,311	10,1	0,026
5	середня	шарнір	24/12	5	6К	3,9	V	-	215,5	40Ш2	$1,1 \cdot 10^{-5}$	2,191	472,3	0,288	10,8	0,783
6	середня	шарнір	24/6	5	7К	3,9	VI	-	215,9	35Ш2	$4,5 \cdot 10^{-6}$	2,554	862,9	0,358	8,9	> 1
7	середня	шарнір	24/6	10	6К	3,9	II	-	215,1	35Ш3	$8,0 \cdot 10^{-7}$	5,941	651,5	0,414	7,8	0,124
8	крайня	шарнір	24/12	5	6К	0,9	VI	II	215,5	35Ш1	$1,2 \cdot 10^{-6}$	2,013	661,0	0,421	7,7	0,196
9	крайня	шарнір	24/6	15	6К	0,9	II	III	215,4	30Ш3	$6,9 \cdot 10^{-6}$	10,73	1053	0,786	4,9	> 1
10	крайня	шарнір	24/12	10	6К	3,9	VI	II	215,2	40Ш1	$6,4 \cdot 10^{-7}$	3,267	602,9	0,378	8,5	0,086
11	крайня	шарнір	24/12	5	7К	3,9	VI	II	215,3	35Ш2	$1,6 \cdot 10^{-6}$	2,927	868,6	0,360	8,9	0,428
12	крайня	шарнір	24/6	5	6К	3,9	II	II	216,0	40Ш2	$1,9 \cdot 10^{-5}$	6,120	819,9	0,543	6,3	> 1

Позначення: L , B – відповідно проліт будівлі та крок колон; h_2 , h_1 – довжина верхньої та нижньої частин колони, σ – внутрішні напруження у колоні, $Q(\beta)$ – початкова надійність конструкцій, p – відношення стандарту нормальної складової резерву стійкості до складової резерву стійкості, яка відрізняється від нормальної, ω – ефективна частота суми навантажень, K – відношення стандарту високочастотної складової резерву стійкості до низькочастотної, $N(t=50 \text{ років})$ – кількість викидів за нормований рівень протягом 50 р.

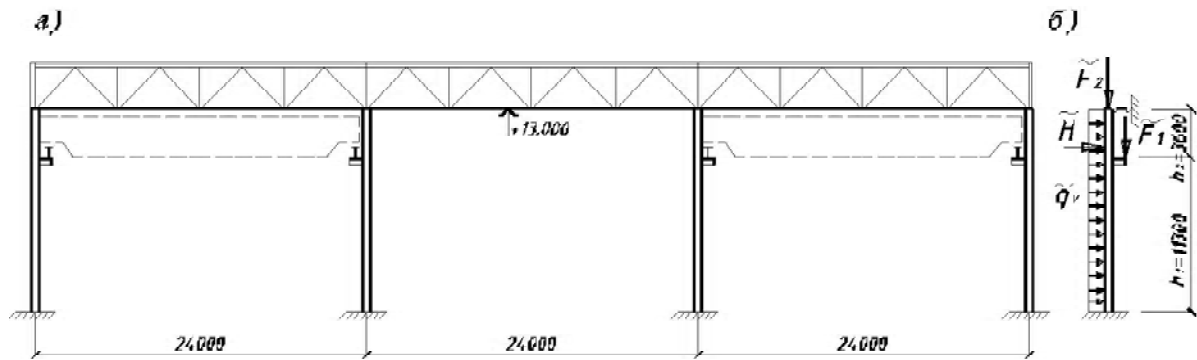


Рисунок 4 — До розрахунку колон ОВБ: а) схема поперечної рами ОВБ; б) розрахункова схема колони.

На основі отриманих результатів чисельних експериментів по визначенню навантажень на конструкції ОВБ від впливу мостових кранів, відповідно до державних та зарубіжних норм проектування, а також на основі оцінок надійності сталевих колон ОВБ і натурного експерименту, проведеного авторами, підготовлені пропозиції щодо коригування розділу 7 «Кранові навантаження» ДБН В.1.2—2:2006. Запропоновано, як найбільш не вигідні, для розрахунку колон та підкранових балок, приймати наступні схеми прикладання бічних сил до коліс мостового крана (рис. 5).

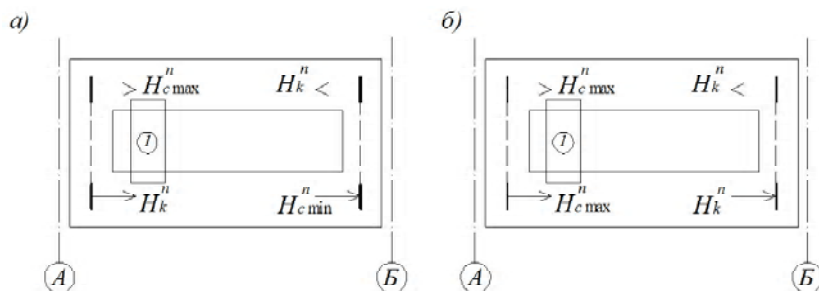


Рисунок 5 — Варіанти поперечних впливів одного чотириколісного крана на каркас споруди (для колон ряду А поперечної рами): а — для мостових кранів із центральним приводом; б — для мостових кранів із роздільним приводом; 1 — положення візка з вантажем.

При розрахунку плоскої поперечної рами ОВБ навантаження на колеса кранів (H_k^n та H_c^n) допускається множити на понижуючий коефіцієнт γ_{pp} (табл. 4).

Таблиця 4 — Коефіцієнти γ_{pp} зниження бічних сил чотириколісних кранів у розрахунках колон і фундаментів

Вантажопідйомність крана Q, тс	Привід механізму руху моста крана	
	Центральний	Роздільний
5	0,7	0,8
10		
15/3	0,6	
20/5		
32/5	0,5	0,6
50/12,5		

Висновки. Із підвищенням в ДБН В.1.2—2:2006 основних навантажень, які діють на виробничі будівлі із мостовими кранами, можливими засобами уникнення невиправданих перевитрат сталі є перехід від спрощеного розрахунку однієї поперечної рами будівлі до розрахунку каркасів будівель як просторових систем. Таким розрахунком підтверджено нейтралізацію підвищення металоємності конструкції ОВБ при визначенні кранових навантажень відповідно до ДБН [1]. Вирішення питань, пов'язаних із характером впливу окремих елементів каркасів на забезпечення сумісної роботи конструкцій ОВБ, було задачею натурних випробувань каркасу ОВБ. Результати підтвердили значний вплив в'язей на забезпечення сумісної роботи поперечних рам каркасу будівлі. Для застосування

звичних передумов розрахунку кранових цехів, тобто виділення однієї плоскої поперечної рами, запропоновано внести в проект норм «Навантаження і впливи» понижуючий коефіцієнт γ_{pp} .

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Норми проектування. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи : ДБН В.1.2–2:2006. [Чинний від 2007–01–01]. — К. : 2006. — 60 с. (Нормативний документ Мінбуд України).
2. Нагрузки и воздействия : СНиП 2.01.07–85 / Госстрой СССР. — М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1987. — 36 с.
3. Гордеев В.Н., Лантух-Лященко А.И., Пашинский В.А., Перельмутер А.В., Пичугин С.Ф.; Под общей ред. А.В.Перельмутера. — М. : Издательство Ассоциации строительных вузов, 2006. — 482 С.
4. Пічугін С.Ф. Кранові навантаження в ДБН В.1.2–2:2006 «Навантаження і впливи» // Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону: Зб. наук. пр. — К. : НДІБК, 2007. — Вип. 67. — С. 691–702.
5. Пічугін С.Ф. Порівняльний аналіз зусиль у поперечних рамах від горизонтальних навантажень, визначених за різними нормами / С.Ф. Пічугін, Ю.Е. Маслова // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво) / Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка. — Вип. 20. — Полтава : ПолтНТУ, 2007. — С.107–113.
6. Пічугін С.Ф. Аналіз зусиль в підкранових балках і поперечних рамах від навантажень мостових кранів / С.Ф. Пічугін, Ю.Е. Маслова, О.О. Бражник // Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. пр. — Рівне : НУВГП, 2008. — Вип. 17 — С. 217–225.
7. Пічугін С.Ф. Аналіз силового впливу багатокілісних мостових кранів на конструкції виробничих будівель / С.Ф. Пічугін, Ю.Е. Маслова // Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. пр. — Рівне : НУВГП, 2009. — Вип. 18 — С. 280–288.
8. Пічугін С.Ф. Кранові навантаження у вітчизняних та європейських нормах / С.Ф. Пічугін, Ю. Е. Маслова // Галузеве машинобудування, будівництво: зб. наук. пр. — Полтава : ПолтНТУ, 2009. — Вип. 3(25). — С. 144–148.
9. Шапиро Г.А. Действительная работа стальных конструкций промышленных цехов. — М. : Госстрой-издат, 1952. — 288 с.
10. Исследование действительной работы стальных конструкций промышленных цехов // Сб. трудов под ред. С. А. Бернштейна. — 1938. — 196 с.
11. Расчет поперечных рам стального каркаса одноэтажных промышленных зданий с учетом пространственной работы конструкций. — М. : Государственный проектный институт Проектстальконструкция, 1957. — 47 с.
12. Ермак Е.М. Совершенствование расчетных моделей и конструкций для продления сроков эксплуатации промышленных зданий: автореф. дис...докт.техн.наук / ХГАЖТ. — Харьков, 2003. — 36 с.
13. Пичугин С.Ф. Надежность стальных конструкций производственных зданий: Монография. — Полтава: ООО «АсмиR, 2009. — 452 с.
14. Пичугин С.Ф. Оценка надежности стальных колонн производственных зданий // Соврем. стр. констр. из металла и древесины: Сборн. докл. Междунар. симпозиума. — Одесса. 1995. — С. 47–52.
15. EN 1991–1–3. Eurocode 1 — Actions on structures. Part 3: Actions induced by cranes and machinery — Brussels: CEN, 2003. — 43 p.
16. Пічугін С.Ф. Натурні випробування сталевих каркасів / Пічугін С.Ф., Семко О.В., Патенко Ю.Е., Дунаєв В.Г., Крикля В.О., Маслов Е.М. // Инновационные технологии жизненного цикла объектов жилищно-гражданского, промышленного и транспортного назначения: Сб. науч. тр. — Днепропетровск: ПГАСиА. — Вип. 56. — С. 320–324.
17. Стальные конструкции : СНиП II–23–81* / Госстрой СССР. — М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1990. — 96 с.

Отримано 24.05.2011

С. Ф. ПИЧУГИН, Ю. Э. ПАТЕНКО

ВОПРОСЫ НАДЕЖНОСТИ СТАЛЬНЫХ КАРКАСОВ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ

Полтавский национальный технический университет имени Юрия Кондратюка

В статье приводится анализ факторов, определяющих надежность стальных каркасов одноэтажных промышленных зданий, оснащенных мостовыми кранами. Выполнен вероятностный расчет 52 вариантов колонн зданий с мостовыми кранами грузоподъемностью от 5 до 15 тс. Проведено сравнение величин крановых нагрузок, регламентированных разными нормами. Рассмотрены нормы СНиП 2.01.07–85, ДБН В.1.2–2:2006, а также Eurocode 1 — Actions on structures. Для нейтрализации возможного повышения металлоемкости конструкций при переходе на нормы ДБН В.1.2–2:2006 «Нагрузки и воздействия» применен эффект пространственной работы каркасов, сведения об особенностях которого были расширены результатами натурного эксперимента. Подготовлены предложения по корректированию раздела 7 «Крановые нагрузки» ДБН В.1.2–2:2006. Для использования

привычных предпосылок расчета крановых цехов, то есть выделения одной плоской поперечной рамы, предложено внести в проект норм ДБН «Нагрузки и воздействия» понижающий коэффициент.
нагрузки мостовых кранов, пространственная работа каркасов, вероятностный расчет, колонны промышленных здания

S. F. PICHUGIN, YU. E. PATENKO

STRUCTURAL RELIABILITY OF STEEL FRAMEWORKS OF INDUSTRIAL BUILDINGS

Poltava National Technical University named after Yuriy Kondratuk

The article represents the analysis of factors which specify the structural reliability of industrial buildings. The probability calculation of 52 variants of columns of industrial buildings with travelling cranes has been performed. The overhead travelling cranes with carrying capacity from 5 to 15 ton-forces and cranes from different classification groups were considered. The comparative analysis of crane loads according to different design standards is presented. National codes SNP 2.01.07–85, DBN V.1.2–2:2006 and European codes Eurocode 1 – Actions on structures have been considered. To avoid possible rising of steel constructions mass the spatial behaviour of steel framework has been applied. The knowledge of spatial behaviour has been extended by results of full-scale investigations of steel framework. The modification proposals to part 7 «Crane loads» in DBN V.1.2–2:2006 have been formulated. To apply common design prerequisites for workshops with travelling cranes the decreasing factor has been offered.

probabilistic computation, columns of industrial buildings, reliability parameters of columns, crane loads

Пічугін Сергій Федорович — доктор технічних наук, професор кафедри «Конструкції із металу, дерева та пластмас» Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка, академік Академії будівництва України. Наукові інтереси: удосконалення моделей навантажень, які діють на будівельні конструкції. Розвиток ймовірнісних підходів до розрахунків будівельних конструкцій, конструктивних систем, а також підземних магістральних трубопроводів на надійність. Оцінка технічного стану і проектування металевих конструкцій. Розробка нормативних документів.

Патенко Юлія Едуардівна — аспірантка кафедри «Конструкції із металу, дерева та пластмас» Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка. Наукові інтереси: оцінка надійності каркасів виробничих будівель, обладнаних мостовими кранами. Дослідження дійсної роботи сталевих каркасів. Порівняльний аналіз державних та закордонних нормативних документів, які регламентують визначення величин кранових навантажень. Участь в розробці норм проектування.

Пичугин Сергей Федорович — доктор технических наук, профессор кафедры «Конструкции из металла, дерева и пластмасс» Полтавского национального технического университета имени Юрия Кондратюка, академик Академии строительства Украины. Научные интересы: усовершенствование моделей нагрузок, действующих на строительные конструкции. Развитие вероятностных подходов к расчетам строительных конструкций, конструктивных систем, а также подземных магистральных трубопроводов на надежность. Оценка технического состояния и проектирования металлических конструкций. Разработка нормативных документов.

Патенко Юлия Эдуардовна — аспирантка кафедры «Конструкции из металла, дерева и пластмасс» Полтавского национального технического университета имени Юрия Кондратюка. Научные интересы: оценка надежности каркасов производственных зданий с мостовыми кранами. Исследование действительной работы стальных каркасов. Сравнительный анализ государственных и зарубежных нормативных документов, регламентирующих определение величин крановых нагрузок. Участие в разработке норм проектирования.

Pichugin Sergii — D. Sc. (Technical), Professor, Head of the Department of «Metal, Wooden and Plastic Structures» of the Poltava National Technical University named after Yuriy Kondratuk. Academician of Ukrainian Construction Engineering Academy. Scientific interests: improvement of probabilistic models of loads which influence on building structures. Development of probabilistic methods to design building structures, redundant structures and underground pipe lines. Estimation of the technical state and design of steel structures.

Patenko Yuliya — postgraduate student of «Metal, Wooden and Plastic Structures» department of the Poltava National Technical University named after Yuriy Kondratuk. Scientific interests: reliability evaluation of the frameworks of industrial buildings with overhead travelling cranes. Investigation of steel frameworks actual behaviour. Comparison analysis of national and foreign design codes. Participation in development of design codes.

УДК 624.21

М. И. КАЗАКЕВИЧ

Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта

КЛАССИФИКАЦИЯ АЭРОДИНАМИЧЕСКИХ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

Приведены основные концептуальные соображения о критериях и мотивах осуществления аэродинамических экспериментальных исследований конструкций и сооружений различного типа и назначения. Дана условная классификация существующих методов. Представлены основные аргументы, обуславливающие необходимость выполнения таких исследований: уникальность и ответственность зданий и сооружений, состояния нормативной базы их расчета для различных этапов существования, в т.ч. при транспортировании, монтаже и в эксплуатации.

вычислительный эксперимент, моделирование в аэродинамических трубах, натурные измерения

Для объективной оценки необходимости проведения аэродинамических экспериментальных исследований служат состояние нормативной базы, цели и задачи таких исследований, а также их объемы, сроки и финансовое обеспечение.

Вместе с тем, многообразие именно аэродинамических экспериментальных исследований требует дать их классификацию. Она должна отражать существующие методы исследований и служить определенным критерием в зависимости от цели возникающих инженерных проблем на различных стадиях существования сооружений, т. е. при транспортировании, монтаже и в эксплуатации, включающей в себя ремонтно-восстановительные работы.

Основными аргументами, обуславливающими необходимость выполнения аэродинамических экспериментальных исследований, можно считать:

1. Уникальность и ответственность сооружения.
2. Чрезвычайная гибкость и, следовательно, чувствительность сооружений к ветровым воздействиям.
3. Нетривиальная топография окружающей местности, ландшафта.
4. Оригинальная архитектурная форма сооружения.
5. Наличие оригинальных деталей внешнего декора, кровли с технологическим оборудованием различного назначения.
6. Наличие зон повышенного локального (местного) давления:
 - карнизов;
 - внутренних и внешних углов;
 - навесов;
 - проемов;
7. Наличие галерей, ограждений, переходных мостов и путепроводов:
 - в групповых застройках зданий и сооружений;
 - на метро- и железнодорожных магистралях.
8. Чувствительность тонкостенных несущих и ограждающих конструкций больших поверхностей на действие локального ветрового давления;
9. Отсутствие аналогов формы поперечного сечения элементов пролетных строений мостов в современных нормах, ГОСТах и Стандартах:
 - балок (ферм) жесткости;
 - пилонов;
 - арок;

— надарочных строений;

10. Обеспечение безопасности разводных, поворотных и подъемных мостов на различных стадиях их эксплуатации;

11. Большая вероятность сочетания нескольких метеорологических факторов одновременно:

- ветер + дождь;
- ветер + снег;
- ветер + наледь

в случае отсутствия соответствующих рекомендаций по их учету при расчетах сооружений различного назначения в современных Нормах, ГОСТах и Стандартах.

12. Обеспечение надежности и потребительских качеств подвижных и изменяемых в процессе эксплуатации конструкций в поле ветровых нагрузок и воздействий:

- антенных полей;
- радиотелескопов;
- ракет мобильного старта (морского, на пневмоходу);
- гибких шлангов для заправки летательных аппаратов в воздухе;
- пневмооболочек.

Аэродинамические экспериментальные исследования с учетом современных достижений аэродинамики и компьютерных технологий, успешно применяемые в пространстве перечисленных выше основных аргументов, можно разделить на следующие виды:

- компьютерное моделирование, или вычислительный эксперимент;
- моделирование в аэродинамических трубах;
- инструментальные исследования реакции натурных сооружений и их отдельных элементов в реальном турбулентном ветровом потоке в приземном слое атмосферы.

Вычислительный эксперимент

Многообразие этого вида аэродинамических экспериментальных исследований основано на современных приближениях решений уравнения Навье — Стокса методом дискретных вихрей, методом Рейнольдса и рядом других методов на основе более высокого уровня программного обеспечения.

В то же время ограничения распространения этого метода вызваны сложностью математического моделирования таких аэродинамических качеств конструкций, как шероховатость поверхности, наличие мелких, но важных деталей перильного, барьерного и шумового ограждений на проезжей части мостов и многих других. Проблемы возникают при анализе напряженно-деформированного состояния конструкций, при учете измерений углов атаки, углов скольжения ветрового потока по высоте в приземном слое атмосферы, трехмерности обтекания, средств динамической или аэродинамической стабилизации конструкций.

Тем не менее, этим методом можно очень эффективно выполнить очень важный этап оценки режимов обтекания (автомодельность), возможности и условий возникновения ряда явлений аэроупругой неустойчивости, статических аэродинамических характеристик поперечных сечений элементов: лобового сопротивления (c_x), поперечной силы (c_y) и продольного момента (m_z). На этом этапе аэродинамических исследований можно получить достоверную информацию об аэродинамических качествах конструкций для анализа принятых проектных решений, для минимизации объемов и стоимости экспериментальных исследований следующего этапа.

Моделирование в аэродинамических трубах

В зависимости от размеров и основных целей испытаний в аэродинамических трубах модели бывают:

- секционные;
- полномасштабные.

Испытания моделей разделяют на:

- весовые (статические);
- дренажные (локальное давление);
- визуальные (визуализация течений, обтеканий);
- аэроупругие (динамическое поведение в потоке).

Свойство потока воздуха в аэродинамической трубе может быть:

- равномерным (ламинарным);

- турбулентным (пульсационным);
- профильным, градиентным (переменным по высоте);
- порывистым (кратковременные порывы);
- периодическим (моно- или полигармонический поток).

Секционные испытания жестких геометрически подобных моделей с тремя степенями свободы в шестикоординатной системе подвешивания в аэродинамической трубе позволяют воспроизвести не только ламинарное, но и турбулентное их обтекание, а также:

- градиент скорости потока по высоте;
- заданный уровень интенсивности турбулентности;
- горизонтальные и вертикальные порывы;
- углы атаки и углы скольжения потока в реально необходимых диапазонах;
- визуализация течений, особенно вокруг таких важных элементов и деталей конструкций, существенно влияющих не столько на уровень статических нагрузок, сколько на возможность / невозможность возникновения явлений аэроупругой неустойчивости, как перильные, барьерные и шумовые ограждения на проезжей части мостов, на карнизы, козырьки, внутренние и внешние углы, проемы, арки зданий и сооружений и многие другие.

Полномасштабное моделирование в аэродинамических трубах обладает рядом серьезных недостатков:

1. высокая стоимость и значительные сроки исследований ввиду трудоемкости изготовления моделей и энергетических затрат на создание потока в воздухе в аэродинамических трубах больших размеров [*];

2. эффектно для рекламно-представительских, демонстрационных целей, однако очень редко предоставляет авторам проекта достоверную научную информацию о фактических критериях возникновения и условиях существования явлений аэроупругой неустойчивости сооружения в целом, а также об аэроупругом взаимодействии между пролетным строением, пилоном и вантами мостов в поле подвижных нагрузок и ветровых воздействий;

3. требует соблюдения одновременно целого ряда фундаментальных критериев подобия, что при значительных параметрах реальных сооружений для моделей чрезвычайно затруднительно, а в большинстве случаев невозможно осуществить физически ввиду противоположных эффектов их влияния;

4. чрезвычайно сложно варьировать или корректировать основные массовые, жесткостные и диссипативные свойства модели при возможных изменениях конструктивных решений в процессе проектирования, что весьма реально для современных сложных сооружений.

Все перечисленные выше виды аэродинамических экспериментальных исследований имеют вполне определенные сферы их рационального применения в зависимости от целей и задач, сроков и стоимости работ.

Инструментальные исследования натурных сооружений

Этот вид аэродинамических экспериментальных исследований, связанный с изучением реакции натурального сооружения в реальном турбулентном ветровом потоке в приземном слое атмосферы, является важным фактором обеспечения его надежности и расчетной долговечности.

Как правило, данный вид исследований является одной из составных частей программ динамических испытаний при сдаче сооружения в эксплуатацию, но, что гораздо более важно, основным компонентом мониторинга состояния сооружения в процессе эксплуатации, особенно, в первые два — три года.

При разработке Технического Задания и Рабочей Программы аэродинамических экспериментальных исследований особого внимания заслуживает анализ возможностей их исполнителей в части состояния инструментальной базы, технологий регистрации параметров статических и динамических реакций объектов исследований (моделей, натурных сооружений), программного обеспечения обработки результатов исследований и на их основе прогноза напряженно-деформированного состояния и аэроупругой устойчивости сооружений.

[*] К настоящему времени известны две большие аэродинамические трубы, которые удовлетворяют всем критериям подобия потока в трубе и в реальных условиях приземного слоя атмосферы и позволяют обеспечить полное подобие моделей и натурных сооружений: в ЦАГИ им. проф. Н.Е. Жуковского (Т—101) и в «Боинге» США.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Аэродинамика электросетевых конструкций [Горохов Е.В., Казакевич М.И., Шаповалов С.Н., Назим Я.В.] ; под ред. Е.В. Горохова, М.И. Казакевича. — Донецк : [б. и.], 2000. — 336 с. — (Монография).
2. Ветровые и гололедные воздействия на воздушные линии электропередачи / [Горохов Е.В., Казакевич М.И., Турбин С.В., Назим Я.В.] ; под ред. Е. В. Горохова. — Донецк : [б. и.], 2005. — 348 с. — (Монография).
3. Казакевич М.И. Аэродинамика мостов. - М., Транспорт, 1987. — 240 с. — (Монография).
4. Казакевич М.И. Аэродинамическая устойчивость надземных и висячих трубопроводов. — М., Надра. — 200 с. — (Монография).
5. Eurocode 1: Action on Structures — Part 1–4: General Actions — Wind Actions. Brussels: CEN TC 250, 2002. — 155 p.
6. Simiu, E., and Scanlan R.H. (1986). Wind effects on structures: an introduction to wind engineering, 2nd Ed., John Wiley & Sons, Inc., New York, N.Y.

Получено 27.04.2011

М. І. КАЗАКЕВИЧ

КЛАСИФІКАЦІЯ АЕРОДИНАМІЧНИХ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту

Наведені основні концептуальні міркування про критерії і мотиви здійснення аеродинамічних експериментальних досліджень конструкцій і споруд різного типу і призначення. Дана умовна класифікація існуючих методів. Представлені основні аргументи, що обумовлюють необхідність виконання таких досліджень: унікальність і відповідальність будівель і споруд, стани нормативної бази їх розрахунку для різних етапів існування, в т. ч. при транспортуванні, монтажу і в експлуатації.

обчислювальний експеримент, моделювання в аеродинамічних трубах, натурні вимірювання

M. I. KAZAKEVITCH

CLASSIFICATION OF AERODYNAMIC EXPERIMENTAL INVESTIGATION

Dnipropetrovsk National Railway Transport University

The major concepts of the aerodynamic experimental investigation criteria and reasons concerning the structures of different types and purposes are presented here. The conventional classification of the existing methods is also given in this paper. The main reasons are presented here, which condition the necessity of such investigations. They are: the unique and responsible buildings and structures, the state of the norms and standards of their design and calculation for the different stages of their existence, including transportation, erection and exploitation.

computing experiment, modelling in the wind tunnel, real measurements

Казакевич Михайло Ісаакович — заслуженний діяч науки і техніки України, професор кафедри «Мости» Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту. Дійсний член Транспортної академії України. Член Української Асоціації з металевих конструкцій. Наукові інтереси: експлуатаційна надійність будівельних металевих конструкцій, динаміка і аеродинаміка будівельних конструкцій.

Казакевич Михаил Исаакович — заслуженный деятель науки и техники Украины, профессор кафедры «Мосты» Днепропетровского национального университета железнодорожного транспорта. Действительный член Транспортной академии Украины. Член Украинской Ассоциации по металлическим конструкциям. Научные интересы: эксплуатационная надежность строительных металлических конструкций, динамика и аэродинамика строительных конструкций.

Kazakevitch Mykhaylo — an Honored worker of science and engineering of Ukraine, professor of the «Bridges» Department at Dnipropetrovsk National University of Railway Transport. He is a member of the Transport academy of Ukraine, a member of the Ukrainian Association of Metal Structures. Scientific interests: operating reliability of metal structures, dynamics and aerodynamics of structures.

УДК 621.315+624.042

Я. В. НАЗИМ, И. А. ТКАЛЕНКО

Донбасская национальная академия строительства и архитектуры

ОПРЕДЕЛЕНИЕ КЛИМАТИЧЕСКИХ НАГРУЗОК НА ВОЗДУШНЫЕ ЛИНИИ ЭЛЕКТРОПЕРЕДАЧИ ЮГА УКРАИНЫ С УЧЕТОМ ИЗМЕНЕНИЙ КЛИМАТА

В статье рассмотрены вопросы регрессионного анализа ветровых нагрузок на воздушные линии электропередачи для территории юга Украины. В качестве источников информации использованы данные 23 метеостанций за 50-летний период наблюдений. Наблюдаемое уменьшение ветровой нагрузки на юге Украины связано с изменением аэродинамики поверхности, что требует развития собственной сети метеопостов энергокомпаний в непосредственной близости к ВЛ. Построение математической модели изменения ветрового давления позволяет с высокой точностью предсказать значение климатического фактора на следующий период. Дальнейшим развитием работы будет ее продолжение по статистическому анализу гололедно-ветровых данных и изучению явления аэродинамической неустойчивости проводов.

воздушные линии электропередачи (ВЛ), гололедно-ветровые нагрузки, метеорологические данные, регрессионный анализ, прогноз

Введение

Электроэнергетическая система АР Крым связана с объединенной электроэнергетической системой Украины 4-мя воздушными линиями электропередачи (ВЛ), 3 из которых проходят по Перекопскому перешейку и являются стратегически важными магистральными объектами, обеспечивающими совместную работу энергосистем юга Украины. В связи с масштабными авариями на территории Крымского полуострова осенне-зимнего периода 2009/2010 гг. [9] требования обеспечения надежности электроснабжения обусловили рассмотрение вопросов, связанных с применением существующих методик определения климатических нагрузок на ВЛ в различных микроклиматических условиях местности, а также их рассмотрение в общем контексте изменений климата. Проблема определения климатических нагрузок на строительные сооружения [1–3] всегда была в кругу вопросов, которые обсуждались научными работниками Украины [7–8, 11–17]. Характер воздействия нагрузок на сооружения ВЛ в последние годы востребовал разработки специализированных методик [4–6] с учетом мирового опыта [18–19]. Участвовавшие аварии на ВЛ в современной Украине заставляют ученых вести активную работу по уточнению нагрузок на провода и тросы, конструкции опор, совершенствованию методов их расчета, изучению климатических условий их эксплуатации [8, 10]. В то же время, в современном мире уже более 50 лет обсуждается вопрос об необратимых изменениях климата.

Объект и предмет исследования

В ходе анализа причин аварий ВЛ на юге Украины, которые произошли за последнее десятилетие, рассматривалась климатическая картина Николаевской, Херсонской области и степной части АР Крым на севере Крымского полуострова (рис. 1) за период с 1948 по 2006 годы на основании данных с 23 метеостанций государственной метеорологической сети.

Рассматривались следующие расчетные климатические нагрузки:

- максимальное ветровое давление;
- максимальный гололед;
- максимальное ветровое давление при гололеде;
- максимальная ветровая сила на провод, покрытый гололедом.



Рисунок 1 — Схема Украины с указанием рассматриваемой территории.

Анализ климатических данных

Для анализа применялся метод линейной аппроксимации. Пример изменения максимального ветрового давления на территории северной части Крымского полуострова с течением времени представлен на диаграмме (рис. 2).

Усредненная кривая, построенная путем линейной аппроксимации, убывает с тангенсом угла равным $-0,597$:

$$y = -0,597x + 2579,24;$$

$$\operatorname{tg} \alpha = -0,597,$$

где y — максимальное ветровое давление, Па; x — год в формате XXXX.

Аналогичным образом получены результаты по трем рассматриваемым территориям юга Украины (табл. 1).

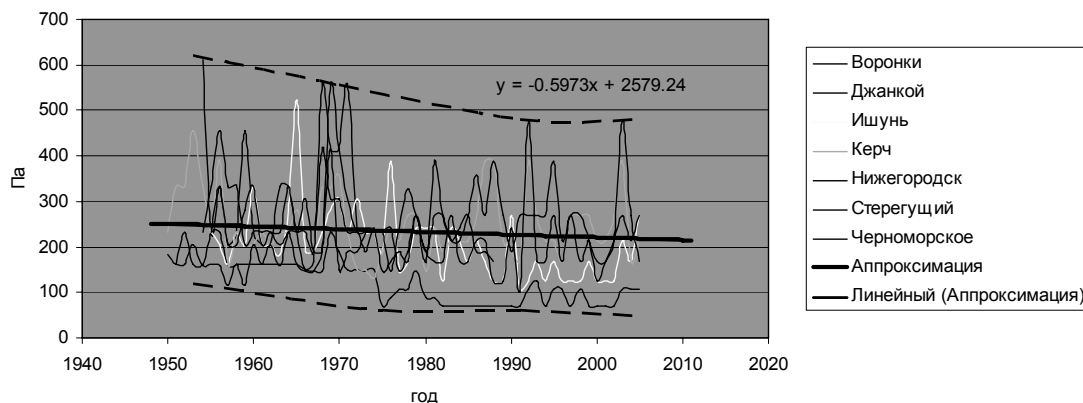


Рисунок 2 — Максимальное ветровое давление на территории северной части АР Крым.

Таблица 1 — Аппроксимация максимального ветрового давления на юге Украины

	Максимальное ветровое давление, Па	Итоговое уравнение
Сев. Крым Николаев Херсон	$y = -0,597x + 1415,73$ $y = -1,7262x + 3200,83$ $y = -0,328x + 1040,12$	$y = -0,884x + 1885,56$
	Максимальный гололед, Н/м	
Сев. Крым Николаев Херсон	$y = 0,0220x - 40,59$ $y = -0,0089x + 21,06$ $y = -0,0139x + 32,21$	$y = -0,00024x + 4,22$
	Макс. ветровое давление при гололеде, Па	
Сев. Крым Николаев Херсон	$y = -1,84x + 3713,97$ $y = -1,42x + 2895,11$ $y = -0,88345x + 1839,08$	$y = -1,38x + 2816,05$
	Макс. ветровая сила на провод покрытый гололедом, Н/м	
Сев. Крым Николаев Херсон	$y = -0,077x + 154,16$ $y = -0,043x + 87,63$ $y = -0,028x + 58,57$	$y = -0,049x + 100,12$

Как видно из таблицы 1, все функции убывают, что свидетельствует об уменьшении климатических нагрузок на опоры ВЛ в рассматриваемом регионе.

В последние годы подобный анализ скорости ветра применялся для изучения климатической картины по всему Северному полушарию за прошедшие 50 лет. Исследования проводились для нужд ветроэнергетики. Результатом стал вывод об уменьшении ветровых нагрузок практически во всех регионах этой части планеты. Уменьшение, как и в нашем случае, наблюдалось в приземном слое атмосферы. Выше же средняя скорость ветра осталась неизменной, что связывают с усиленной застройкой и увеличением аэродинамического сопротивления земной поверхности вокруг метеостанций.

Обработывая данные о ветровом давлении для станции «Керчь» за период с 1950 по 2005 год, удалось построить линейную и экспоненциальную модели явления, которые дают адекватные прогнозы на последующие года. Для заданной выборки построена модель парной линейной регрессии с точностью до 4-х знаков.

Уравнение линейной регрессии будем искать в виде $\hat{Y} = b_0 + b_1 X$,

$$\text{где } b_1 = \frac{\overline{XY} - \overline{X}\overline{Y}}{\overline{X^2} - (\overline{X})^2}; \quad b_0 = \overline{Y} - b_1 \overline{X}.$$

Путем математических преобразований линейное уравнение регрессии принимает вид:

$$Y = -0,6128x + 1461,27$$

На рис. 3 изображено корреляционное поле ветрового давления для станции «Керчь».

Теперь проверим качество выборочного уравнения регрессии. Для этого вычислим коэффициенты корреляции r и детерминации R^2

$$r = \frac{\overline{XY} - \overline{X}\overline{Y}}{\sqrt{(\overline{X^2} - (\overline{X})^2)(\overline{Y^2} - (\overline{Y})^2)}} = -0,1352 \quad R^2 = 1 - \frac{\sum e_i^2}{n(\overline{Y^2} - (\overline{Y})^2)} = 0,0183$$

Очевидно, что близкий к 0 коэффициент корреляции свидетельствует о слабой связи между временем и ветровой нагрузкой и математически подтверждает незначительность изменений климата. Заметим, однако, что $r^2 = R^2$ ($r^2 = 0,0183$). Это, в свою очередь, свидетельствует о возможной линейной связи. Поэтому для установления адекватности применим F — критерий Фишера.

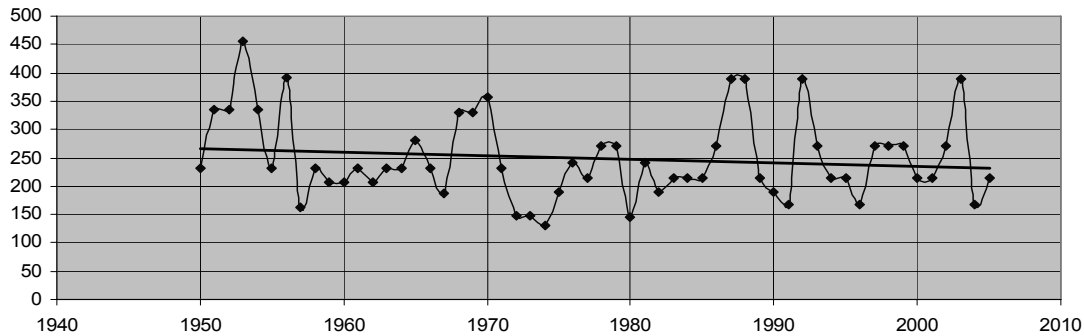


Рисунок 3 — Корреляционное поле ветрового давления для станции «Керчь».

Выберем уровень значимости $\alpha = 1 - \gamma = 0,05$ (95 %)

$$F_{\text{набл}} = \frac{\sum (\hat{Y}_i - \bar{Y})^2}{\sum e_i^2} (n - 2) = 1,0054$$

$$F_{\alpha}(1, n - 2) = F_{0,05}(1, 54) = 2,9$$

$F_{\text{набл}} > F_{\alpha}(1, n - 2) \Rightarrow$ из этого следует, что модель адекватна.

Проверим значимость параметров b_0 и b_1 .

Проверим гипотезы: $H_0: b_0 = 0$;

$H_1: b_0 \neq 0$.

Пусть $\alpha = 0,05$, тогда $t(b_0) = \frac{b_0}{Sb_0} = 2,12$, $t_{\text{крит}} = t_{0,05;54} = 2,04$,

т. к. $t(b_0) > t_{\text{крит}}$, следовательно, параметр b_0 является значимым (гипотеза $H_0: b_0 = 0$ отвергается).

Теперь проверим гипотезы: $H_0: b_1 = 0$;

$H_1: b_1 \neq 0$.

Пусть $\alpha = 0,05$, тогда $t(b_1) = \frac{b_1}{Sb_1} = 2,35$, $t_{\text{крит}} = t_{0,05;54} = 2,04$,

т. к. $t(b_1) > t_{\text{крит}}$, следовательно, параметр b_1 является значимым (гипотеза $H_0: b_1 = 0$ отвергается).

Параметры b_0 и b_1 являются значимыми с уровнем надежности 95 %.

Построим 95 % доверительные интервалы для параметров b_0 и b_1

$$P\{b_0 - t_{\alpha, n-2} S(b_0) < \beta_0 < b_0 + t_{\alpha, n-2} S(b_0)\} = 1 - \alpha$$

$$P\{b_1 - t_{\alpha, n-2} S(b_1) < \beta_1 < b_1 + t_{\alpha, n-2} S(b_1)\} = 1 - \alpha$$

В таком случае 95 % доверительные интервалы для коэффициентов будут следующими:

для b_0 (−1131,2177; 4053,75245) и для b_1 (−1,9238; 0,6981).

Построим доверительные интервалы для прогноза.

Будем строить 95 % доверительные интервалы для прогноза значения Y_{n+1} и среднего значения Y_{n+1} :

$$P\left\{b_0 + b_1 x_{n+1} - t_{\alpha, n-2} S \sqrt{1 + \frac{1}{n} + \frac{(x_{n+1} - \bar{x})^2}{\sum (x_i - \bar{x})^2}} < Y_{n+1} < b_0 + b_1 x_{n+1} + t_{\alpha, n-2} S \sqrt{1 + \frac{1}{n} + \frac{(x_{n+1} - \bar{x})^2}{\sum (x_i - \bar{x})^2}}\right\} = 0,95$$

$$P\left\{b_0 + b_1 x_{n+1} - t_{\alpha, n-2} S \sqrt{\frac{1}{n} + \frac{(x_{n+1} - \bar{x})^2}{\sum (x_i - \bar{x})^2}} < E[Y_{n+1}] < b_0 + b_1 x_{n+1} + t_{\alpha, n-2} S \sqrt{\frac{1}{n} + \frac{(x_{n+1} - \bar{x})^2}{\sum (x_i - \bar{x})^2}}\right\} = 0,95$$

Предположим, что $X_{n+1} = \bar{X}$, тогда получим

$$85,9758 < Y_{n+1} < 412,866$$

$$209,78 < EY_{n+1} < 289,062 \text{ (мат. ожидание)}$$

примут такие значения с заданной вероятностью 95 %.

Данный этап является подготовительным и лишь математически подтвердил очевидные факты, определив интервал значений ветрового давления (Па) в пределах [85,9758; 412,866].

На следующем этапе обработки предложена модель явления и прогнозы значения максимального ветрового давления (рис. 4).

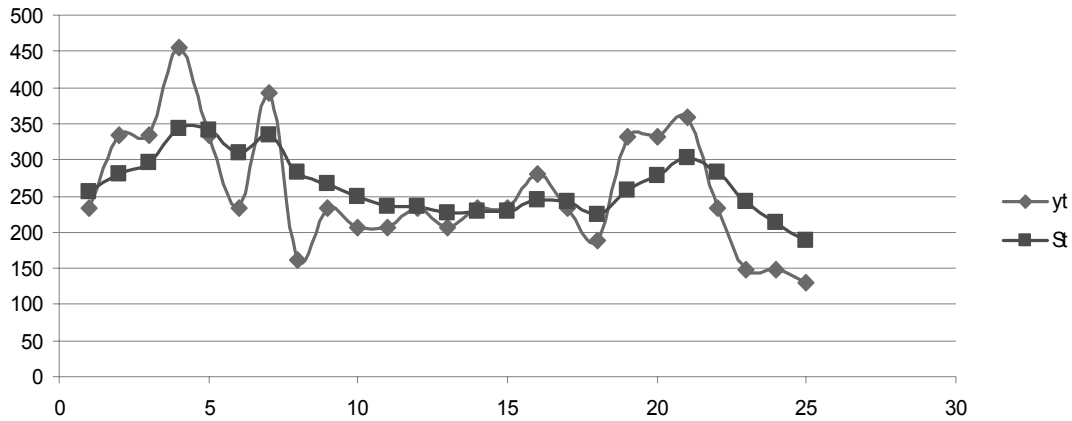


Рисунок 4 — Точечный и интервальный прогнозы максимального ветрового давления (экспоненциальная модель).

Среднеквадратическая ошибка
оценки прогнозируемого
показателя

$$S_{\hat{y}} = \sqrt{\frac{\sum (y_t - \hat{y}_t)^2}{n - k}} = 21,956$$

$$U_y = \hat{y}_{n+L} \pm t_{\alpha} S_{\hat{y}} \sqrt{1 + \frac{1}{n} + \frac{3 \cdot (n + 2L - 1)^2}{n \cdot (n^2 - 1)}}$$

Для y_{26} период упреждения $L = 1$, для y_{27} период упреждения $L = 2$ соответственно.

y_{n+L}^{\wedge} — точечный прогноз по модели

Интервальный прогноз

$y_{26}^{\wedge} =$	191,1	$t(\alpha, n-2) =$	$t(0,05,24) =$	2,0369	181,3	$<U_{y_{26}}<$	211,3
$y_{27}^{\wedge} =$	222,3	$t(\alpha, n-2) =$	$t(0,05,25) =$	2,0595	192,4	$<U_{y_{27}}<$	234,54

Прогноз проводился для данных за 1950–1975 годы на 1976, 1977 годы. Результаты представлены в таблице 2.

Всерьез говорить об уменьшении средней гололедной нагрузки (как и об ее увеличении) не приходится, т. к. значение тангенса наклона усредненной аппроксимированной функции стремится к нулю. Перерасчет опор ВЛ после событий декабрьской аварии 2009 года [8, 9], когда имело место каскадное разрушение опор ВЛ 330 кВ «Каховская — Джанкой» и отказы других линий, показал достаточную обеспеченность характеристических нагрузок на провода ВЛ в соответствии с требованиями ДБН и УкрПУЭ [1, 3].

Таблица 2 — Пример сравнения фактических и прогнозных значений максимального ветрового давления

Год	Фактическое значение, Па	Прогноз, Па	Отклонение, %
1976	189,9	191,1	0,62
1977	240,3	222,3	7,49

В УкрПУЭ 2006 года динамическое воздействие на провода учитывается в пункте 2.5.50 коэффициентом динамичности C_{dc} , который учитывает пульсацию ветрового потока, колебания проводов и тросов, длину пролета участка линии. Однако, несмотря на учет C_{dc} , разрушение линий произошло. Причину аварий ВЛ следует искать в динамических нагрузках на провода, узлы подвеса гирлянды изоляторов, траверсы. Однако на сегодняшний день нет гарантированно эффективных способов предотвращения «пляски» или борьбы с ней. Решение возможно за счет комплексных подходов, реализация которых затрагивает вопросы как проектирования, так и эксплуатации. Изучение явления «пляски» проводов актуально для территории Перекопского перешейка в виду ее расположения между двумя морями, степной частью Крымского полуострова и Украины. Как показывает опыт эксплуатации ВЛ, эта зона наиболее благоприятна для возникновения «пляски».

Что касается определения гололедно-ветровых нагрузок, то существующей официальной статистики достаточно для проведения ее статистического анализа, что является предметом дальнейших исследований.

Выводы

На основании статистического анализа данных метеорологической сети были сделаны следующие выводы:

1. Наблюдаемое уменьшение ветровой нагрузки на юге Украины связано с изменением аэродинамики поверхности в околостанционной зоне, что требует развития собственной сети метеопостов энергокомпаний в непосредственной близости к ВЛ.
2. Разрушение опор ВЛ в последнее десятилетие в большей части случаев не связано с работой при сверхрасчетных нагрузках, а, очевидно, — с явлениями аэродинамической неустойчивости проводов и недостаточным применением средств защиты.
3. Построение математической модели изменения ветрового давления позволяет с высокой точностью предсказать значение климатического фактора на следующий период.
4. Продолжение работы по статистическому анализу климатических данных и изучение явления аэродинамической неустойчивости проводов является перспективным. Необходимо проведение экспериментальных исследований по фиксации перемещений участков проводов и уточнение существующих математических моделей аэродинамической неустойчивости.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Норми проектування. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи : ДБН В.1.2—2:2006. [Чинний від 2007—01—01]. — К. : 2006. — 78 с. (Нормативний документ Мінбуд України).
2. Руководство по строительной климатологии (пособие по проектированию). — М. : Стройиздат, 1977. — 328 с.
3. Правила улаштування електроустановок. Глава 2.5 «Повітряні лінії електропередачі напругою вище 1 кВ до 750 кВ». — Офіц. вид. — К. : ГРІФРЕ : М-во палива та енергетики України, 2006. — III, 125 с. — (Нормативний документ Мінпаливенерго України).
4. Кліматичні навантаження на повітряні лінії електропередавання з урахуванням топографічних особливостей. Методика. / СОУ—Н ЕЕ 20.667:2007. — К. : НТСЕУ, ОЕП «ГРІФРЕ», 2007. — 39 с. — (Нормативний документ Мінпаливенерго України).
5. Кліматичне забезпечення будівництва та експлуатації електричних мереж. / СОУ—НН 21.262:2008. — К.: ОЕП «ГРІФРЕ». — 2008. — 35 с. — (Нормативний документ Мінпаливенерго України).
6. Кліматичні дані для визначення навантажень на повітряні лінії електропередавання. Методика опрацювання / СОУ—Н ЕЕ 20.579: 2009. — К. : НТСЕУ, ОЕП «ГРІФРЕ», 2008. — 94 с. — (Нормативний документ Мінпаливенерго України).
7. Ветровые и гололедные воздействия на воздушные линии электропередачи / [Горохов Е. В., Казакевич М. И., Турбин С. В., Назим Я. В.] ; под ред. Е. В. Горохова. — Донецк: [б. и.], 2005. — 348 с. — (Монография).
8. Назим Я. В. Внедрение новых разработок нормативной документации в сфере климатического обеспечения электросетей в практические расчеты / Я. В. Назим, А. А. Лещенко, В. В. Костин // Вісник Донбаської нац. академії будівництва і архітектури : зб. наук. праць. — 2009. — Вип. 2009—5(79). — С. 22-25.
9. Анализ причин и последствий аварий на участках ВЛ 330 кВ Джанкойских МЭС Крымской электроэнергетической системы НЭК «Укрэнерго» / Е. В. Горохов, С. Н. Бакаев, Я. В. Назим та [ін.] // Металеві конструкції. — 2010. — Т. 16, № 2. — С. 81—97.
10. Назим Я. В. Сравнительный анализ подходов к определению климатических нагрузок на ВЛ на примере Крымской ЭС / Я. В. Назим, А. А. Лещенко, В. В. Костин // Металеві конструкції. — 2010. — Т. 16, № 1. — С. 61—74.
11. Пашинський В. А. Атмосферні навантаження на будівельні конструкції для території України. — К. : УкрНДІПСК, 1999. — 185 с. — (Монографія).
12. Кінаш Р. І. Вітрове навантаження і вітроенергетичні ресурси в Україні / Р. І. Кінаш, О. М. Бурнаєв — Львів : Вид-во наук.-техн. літ., 1998. — 1152 с. — (Монографія).

13. Гук М.І. Клімат Української РСР / Гук М.І., Половко І.К., Прихотько Г.Ф. — К. : Радянська школа, 1958. — 72 с.
14. Кінаш Р.І. Методика розрахунку параметрів вітру для населених пунктів Закарпатської області, вершин і перевалів Карпат / Кінаш Р.І., Гук Я.С. — Макіївка : Металеві конструкції. — № 3. — 2006. — С. 209—216.
15. Кінаш Р.І. Методика визначення параметрів будівельної кліматології для населених пунктів, вершин і перевалів Закарпатської області / Кінаш Р.І., Гук Я.С. — Львів : Problems of the Technical Meteorology, 22—26 may, 2006. — 2006. — Р. 50—56.
16. Нагрузки и воздействия на здания и сооружения / [В. Н. Гордеев, А. И. Лантух-Лященко, В. А. Пашинский та ін.]; под ред. А. В. Перельмутера. — К. : ДМК—Пресс, 2009. — 528 с. — (Монографія).
17. Нарожний В. Б. Кліматичні навантаження на повітряні лінії електромереж / В. Б. Нарожний, С. Я. Княжевська, Л. В. Глей — К. : Енергопрогрес, 1994. — 212 с. — (Монографія).
18. Overhead lines — Meteorological data for assessing climatic loads: IEC/TS 61774. — Geneva, Switzerland, 2000. — TR 2. Ed. 1. — 91 p. — (Technical report).
19. Probabilistic design of overhead transmission lines : Companion document to «Improved design criteria of overhead transmission lines based on reliability concepts» // CIGRE Brochure No. 109, December 1996. — Final version, July 2000. — SC 22, WG 06. — 124 p.

Получено 24.05.2011

Я. В. НАЗИМ, І. А. ТКАЛЕНКО

ВИЗНАЧЕННЯ КЛІМАТИЧНИХ НАВАНТАЖЕНЬ НА ПОВІТРЯНІ ЛІНІЇ ЕЛЕКТРОПЕРЕДАВАННЯ ПІВДНЯ УКРАЇНИ З УРАХУВАННЯМ ЗМІН КЛІМАТУ

Донбаська національна академія будівництва і архітектури

У статті розглянуті питання регресійного аналізу вітрових навантажень на повітряні лінії електропередавання для території півдня України. В якості джерел інформації використано дані 23 метеостанцій за 50-річний період спостережень. Отримане зменшення вітрового навантаження на півдні України пов'язане зі зміною аеродинаміки поверхні, що вимагає розвитку власної мережі метеопостів енергокомпаній в безпосередній близькості до ПЛ. Побудова математичної моделі зміни вітрового тиску дозволяє з високою точністю передбачити значення кліматичного чинника на наступний період. Подальшим розвитком роботи буде її продовження по статистичному аналізу ожеледно-вітрових даних і вивченню явищ аеродинамічної нестійкості проводів.

повітряні лінії електропередачі (ПЛ), вітрові навантаження, метеорологічні дані, регресійний аналіз, прогноз

YA. V. NAZIM, I. A. TKALENKO

DETERMINATION OF THE CLIMATIC LOADINGS ON OVERHEAD POWER TRANSMISSION LINES OF SOUTH OF UKRAINE TAKING INTO ACCOUNT THE CHANGES OF CLIMATE

Donbas National Academy of Civil Engineering and Architecture

Regressive analysis of the wind loads for overhead power transmission lines in the south of Ukraine is given in the article. As sources of information data of 23 weather stations in the 50-years-old period of supervisions have been used. Diminishing of the wind loading is got for south of Ukraine. This is related to the change of aerodynamics of a surface, that requires development of own network of weather stations by the energetic companies in a direct closeness to OPTL. The mathematical model of wind pressure changing allows exactness to predict rather exactly the value of climatic factor for next period. Further development of work will be its continuation on the statistical analysis of ice and wind data and study of the phenomenon of aerodynamic instability of conductors.

overhead power transmission lines (OPTL), ice and wind loads, weather data, regressive analysis, prognosis

Назім Ярослав Вікторович — к.т.н., проректор з міжнародних зв'язків, доцент кафедри «Металеві конструкції» Донбаської національної академії будівництва і архітектури. Член Української асоціації з металевих конструкцій, Міжнародної асоціації з великих систем енергетики — CIGRE. Наукові інтереси: експлуатаційна надійність та довговічність електромережних конструкцій, динамічні впливи на будівельні конструкції електромереж.

Ткаленко Ілля Андрійович — студент Донбаської національної академії будівництва і архітектури. Наукові інтереси: особливості вітрових і ожеледних впливів на повітряні лінії електропередавання.

Назим Ярослав Викторович — к.т.н., проректор по международным связям, доцент кафедры «Металлические конструкции» Донбасской национальной академии строительства и архитектуры. Член Украинской ассоциации по металлическим конструкциям, Международной ассоциации по большим системам энергетики — CIGRE. Научные интересы: эксплуатационная надежность и долговечность электросетевых конструкций, динамические нагрузки на строительные конструкции электросетей.

Ткаленко Илья Андреевич — студент Донбасской национальной академии строительства и архитектуры. Научные интересы: особенности ветровых и гололедных воздействий на воздушные линии электропередачи.

Nazim Yaroslav — is a Ph.D. (Eng.), a Vice-rector in the International Relations, a Docent of Metal Structures department at Donbas National Academy of Civil Engineering and Architecture. He is a member of Ukrainian Association of Metal Construction, Member of the CIGRE. Scientific interests: include operational characteristics, the longevity and the reliability of power supply structures, dynamic loads on structures of overhead lines.

Tkalenko Illia — is a Student of Metal Structures department of the Donbas National Academy of Civil Engineering and Architecture. Scientific interests: include the wind and ice loadings and influences on the overhead power transmission lines.

УДК 624.016

Л. І. СТОРОЖЕНКО, Д. А. ЄРМОЛЕНКО, Ю. В. ТРЕТЯКОВА
Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНОГО СТАНУ ТРУБОБЕТОНУ ЗАЛЕЖНО ВІД ВИДУ КОНТАКТНОЇ ВЗАЄМОДІЇ КОМПОНЕНТІВ

В статті наведено результати експериментально-теоретичних досліджень впливу різних видів контактної взаємодії компонентів труобетону на напружений стан труобетону. Отримано теоретичним шляхом напружений стан компонентів труобетону за результатами вимірювання деформацій під час експериментальної частини досліджень. Встановлено вплив виду контактної взаємодії між компонентами труобетону на їх напружений стан при прикладанні осьового стискаючого зусилля через жорсткий штамп на комплексний переріз труобетон, деформації, напруження

Труобетон є комплексним елементом, який складений з двох компонентів — зовнішнього (оболонка) та внутрішнього (осердя). В якості оболонки використовуються прокатні профілі замкненого перерізу — труби. Матеріалом труб можуть бути: азбестоцемент; пластмаси; склопластики, алюміній тощо. Найбільшого поширення отримали оболонки зі сталевих труб кільцевого або квадратного поперечного перерізу. В якості осердя застосовують, як правило, важкі бетони. Суттєвий вплив на міцність такого комплексного елемента виявляють фізико-механічні характеристики матеріалів (модуль деформації, коефіцієнт поперечної деформації тощо) оболонки і осердя та спосіб передачі навантаження (на комплексний переріз або на окремі компоненти).

Поеднання сталеві оболонки і бетонного осердя в одному конструктивному елементі приводить до значного перевищення спільної несучої здатності над сумарною. Це обумовлено сумісною роботою компонентів при завантаженні. Сумісну роботу забезпечують зусилля, що виникають на межі компонентів — зусилля контакту. Так, для матеріалу осердя ці зусилля доповнюють зовнішні і створюють об'ємне стиснення, а для оболонки — затримують момент втрати місцевої стійкості стінкою. В залежності від способу передачі навантаження роль окремих компонентів контактної зусилля суттєво змінюється [1, 2, 3, 4]. Крім того, під час збільшення навантаження від нуля до руйнуючого в роботі труобетонного елемента можна виділити декілька стадій напруженого стану [5]. У відповідності до цього контактні зусилля виникають в наслідок структурних змін в матеріалі осердя. Таким чином, числові значення відповідних зусиль мають один знак. З метою з'ясувати впливу двозначних контактних зусиль на напружений стан компонентів стиснутих труобетонних елементів було проведено експериментальне дослідження.

Для виготовлення зразків було використано сталеві труби діаметром 102 мм із товщиною стінки 3 мм, що заповнювалися бетоном класу В20. Усі труобетонні зразки мали довжину 400 мм. Випробування зразків відбувалося при осьовому стисненні. Прикладання навантаження здійснювалося ступінчасто в 0,1—0,05 від граничного значення. На всіх етапах завантаження вимірювалися як поздовжні, так і поперечні значення деформацій. Вимірювання поздовжніх та поперечних деформацій здійснювалося трьома методами: тензометричним, фотограмметричним та за допомогою індикаторів годинникового типу. Більш детально опис експериментальної частини досліджень наведено у [7]. В табл. 1 наведена характеристика дослідних зразків.

На рисунку 1 наведена залежність узагальнених до середнього перерізу поздовжніх та поперечних відносних деформацій ($\times 10^{-5}$) для центрально стиснутих зразків від навантаження (κH), завантажених на комплексний переріз (ТБ—Б1, ТБ—К1, ТБ—С1). З рисунку 1 можна бачити, що розвиток по-

Таблиця 1 — Граничні зусилля та деформації дослідних зразків

Номер серії	Несуча здатність, кН		Поздовжні деформації ε_y^s при N_1 , $\times 10^{-5}$
	N_1	N_2	
ТБ-Б1	430	650	165
ТБ-К1	470	694	183
ТБ-С1	495	702	192

здовжніх деформацій має прямолінійний характер від початку завантаження аж до величини 0,7-0,9 від величини зусилля N_p . При поздовжніх відносних деформаціях, що дорівнюють, $200 \cdot 10^{-5}$ у середньому перерізі на лаковому покритті спостерігалась поява ліній Чернова по всьому периметру трубобетонного зразка. Навантаження, яке відповідає цим деформаціям занотовувалося як зусилля N_p в табл. 1, що фіксувалося за такими ознаками: стрілка зусиллевимірювальної апаратури «застигала» на певній величині, але при цьому зберігалася швидкість завантаження (подачі масла); спостерігалось активне відшарування лаку.

Далі після досягнення зусилля N_p , яке відповідає початку плинності матеріалу труби-оболонки, відбувався більш інтенсивний приріст деформацій як у поздовжньому, так і поперечному напрямках. Деформації вимірювались за допомогою електротензорезисторів із використанням приладу ВНП-8 (розробник — Харківський авіаційний університет).

На рис. 2 зображено залежність поздовжніх деформацій по трьох перерізах від навантаження центрально стиснутих трубобетонних елементів. Із даного графіка випливає, що найбільші деформації в зразку ТБ—Б1 і ТБ—С1 спостерігаються в перерізі 1—1, в зразку ТБ—К1 деформації по всій довжині майже однакові. Інтенсивний приріст поздовжніх деформацій у припорних перерізах спостерігається при наближенні до моменту початку плинності матеріалу оболонки.

На рисунку 3 наведено розподіл величини заміряних відносних поздовжніх та поперечних деформацій середнього за висотою перерізу дослідних зразків. З рисунку видно, що поперечні деформації

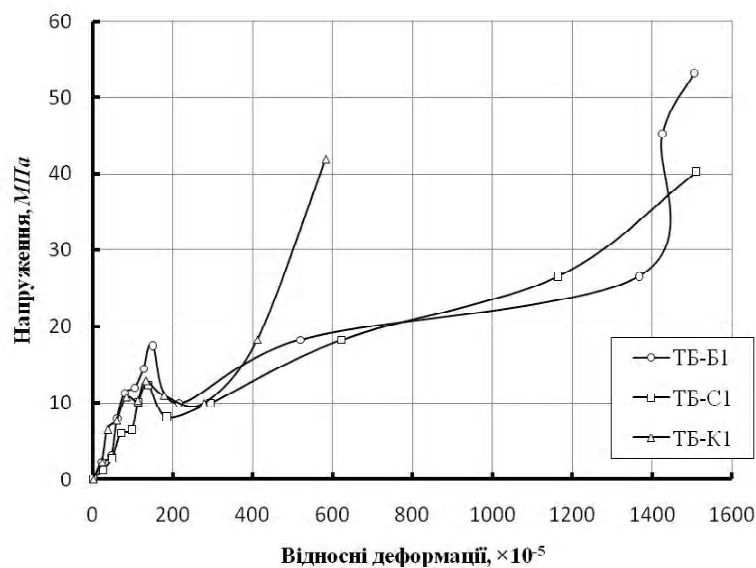


Рисунок 1 — Залежність поздовжніх та поперечних відносних деформацій від навантаження в середньому перерізі дослідних зразків.

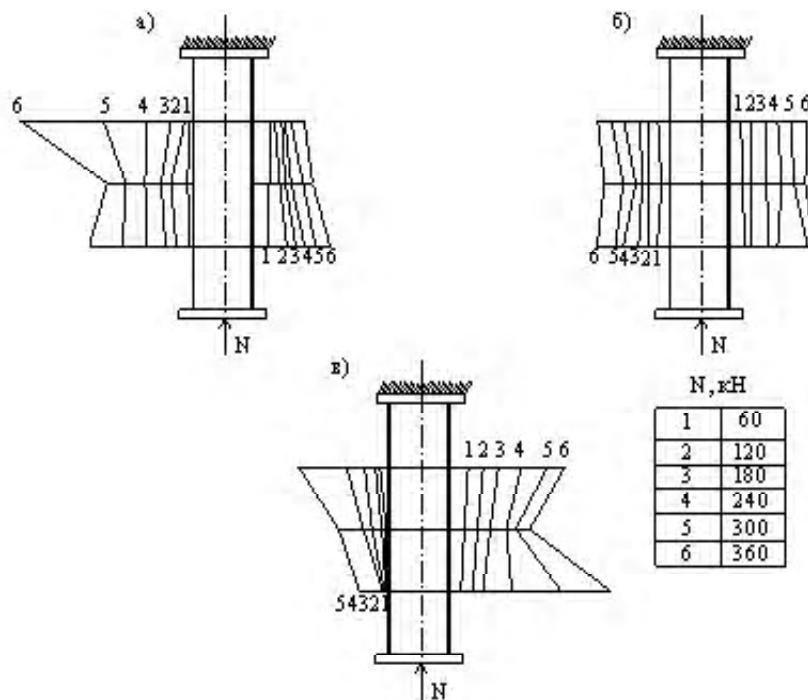


Рисунок 2 — Залежність поздовжніх деформацій від навантаження дослідних зразків:
а) ТБ–Б1; б) ТБ–К1; в) ТБ–С1.

розвиваються не так інтенсивно у порівнянні з поздовжніми, але після досягнення зусилля N , приріст поперечних деформацій дорівнює приросту поздовжніх деформацій. Це вказує на те, що при збільшенні навантаження в центрально стисненому зразку також збільшується напруження в поперечному напрямку. Найбільші поперечні деформації мав трубобетонний зразок з прошарком клею між бетонним ядром та трубою-оболонкою ТБ–К1.

За заміряними відносними деформаціями $\varepsilon_{прод}$ та $\varepsilon_{поп}$ у сталевій оболонці визначались її поздовжні напруження σ_s . Величина цих напружень дозволила визначити долю поздовжнього стискаючого зусилля, що сприймається оболонкою (N_s). Залишок поздовжнього зусилля сприймається бетонним осердям (N_b), тому що трубобетон є складеним стрижнем:

$$N_{sb} = \sigma_s A_s + \sigma_b A_b, \quad (1)$$

де A_s , A_b — площа поперечного перерізу оболонки і осердя відповідно.

Невідомими в (1) залишаються лише поздовжні напруження в бетоні σ_b . Визначались вони за формулою:

$$\sigma_b = \frac{N_{sb} - \sigma_s A_s}{A_b}. \quad (2)$$

Напруження в оболонці визначались із використання теорії малих пружно-пластичних деформацій. Ця теорія застосовується у випадку простого завантаження, коли всі складові тензору деформацій змінюються пропорційно одному параметру, що і мало місце при проведенні експериментальної частини досліджень. До того ж навантаження прикладалось через жорсткі штампи до основ дослідних зразків, тому вважаємо: поздовжні деформації у компонентів трубобетону однакові; оболонка знаходиться в умовах плоского напруженого стану. При подібному характеру роботи підтверджується закон узагальнених кривих. Залежність між окремими компонентами напружень і деформацій описується законом Гука, але із заміною модуля пружності на змінний модуль деформацій E' . Величина E' встановлюється за залежністю $\sigma_i^s - \varepsilon_i^s$ за формулою:

$$\sigma_i^s = E_0 [1 - \omega] \varepsilon_i^s, \quad (3)$$

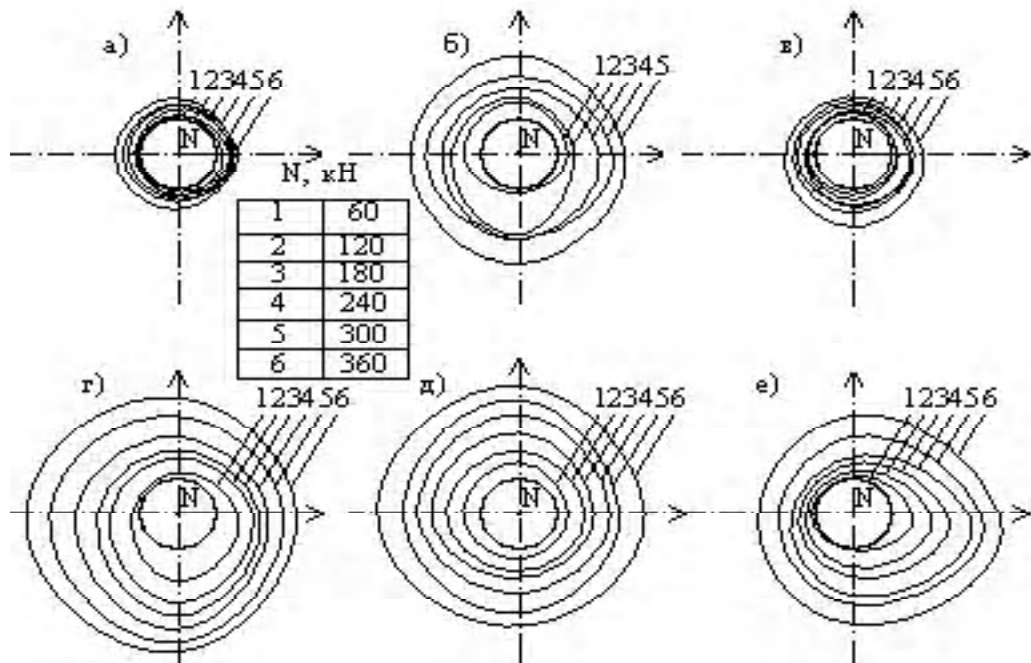


Рисунок 3 – Залежність поперечних та поздовжніх деформацій від навантаження в середньому перерізі дослідних зразків: а) та г) – ТБ–Б1; б) та д) – ТБ–С1; в) та е) – ТБ–К1.

де $\omega = f(\varepsilon)$ – функція інтенсивності деформацій, відмінною від нуля є лише при пластичних деформаціях.

Діаграму $\sigma_i^s - \varepsilon_i^s$ для металевої оболонки прийнято у вигляді ламаної лінії з двох ділянок: ділянка пружних деформацій; ділянка зміцнення. Позначивши тангенс кута нахилу першої ділянки $tg\alpha = E_0$ і другої $tg\beta = E''$, було отримано [7]:

$$\sigma_i^s = E_0 \left[1 - \lambda \left(1 - \frac{\varepsilon_y^s}{\varepsilon_i^s} \right) \right] \varepsilon_i^s, \quad (4)$$

$$\text{де } \lambda = 1 - E''/E_0, \quad \varepsilon_i^s = \frac{2}{3} \sqrt{\frac{1-\nu+\nu^2}{(1-\nu)^2} \left[\varepsilon_\varphi^2 + \varepsilon_z^2 + \varepsilon_\varphi \varepsilon_z \left(\frac{3\nu}{1-\nu+\nu^2} - 1 \right) \right]}.$$

На рисунку 4 наведено графіки зміни напруженого стану у бетоні від величини поздовжніх деформацій.

Графіки, які описують процес зміни напружень в бетоні, мають складний характер. Так, при деформаціях, що не перевищують межі плинності матеріалу оболонки, напруження у бетоні зростають майже пропорційно. При досягненні величини поздовжніх деформацій ε_y^s напруження в бетоні починають зменшуватись. Це можна пояснити тим, що оболонка перестає бути стримуючим фактором для руйнуючого бетону. Але потім, при деформаціях $(300-400) \times 10^{-5}$, напруження в бетоні починають зростати, і значно перевищують величину призової міцності (13,8 МПа). Інтенсивність приросту напружень в декілька разів менша, ніж на початку завантаження. Варто відмітити, що лише у зразку (ТБ–К1) із прошарком акрилового клею між бетоном та трубою ця інтенсивність відповідала початковій. В момент досягнення величини зусилля N_1 напруження в бетоні зразків ТБ–С1 та ТБ–К1 дорівнювали призовій міцності, а в зразку ТБ–Б1 перевищували призову міцність лише на 28 %.

Таким чином, за результатами проведених експериментальних досліджень можна зробити висновок, що труба-оболонка в трубобетонних елементах працює спільно з бетонним ядром і надійно виконує функції незнімної опалубки. На спільну роботу бетонного ядра й оболонки стан обробки

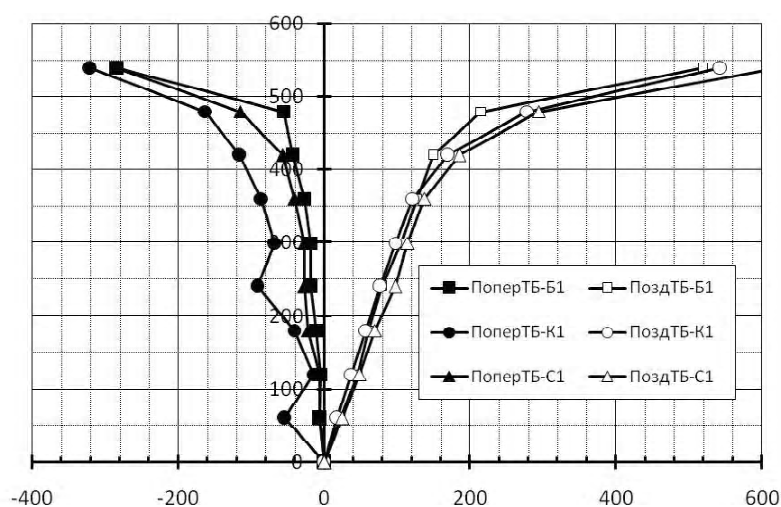


Рисунок 4 — Зміна величини обчислених напружень у бетонному осерді трубобетону при центральному стисненні в зразках із різними видами контактної взаємодії.

внутрішньої поверхні труби (змащування клеєм чи мастилом) суттєво не впливає. В усіх випадках бетон знаходиться в об'ємному напруженому стані, між ядром та оболонкою діють напруження стиску, тому додаткові анкерні засоби чи обробка внутрішньої поверхні труби, які забезпечували б сумісну роботу бетону й труби, є зайвими. Технологія виготовлення експериментальних зразків може застосовуватися і при виготовленні реальних трубобетонних конструкцій.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Чихладзе Э.Д., Вереви́чева М.А. Исследование напряженно-деформированного состояния сталебетонных колон с учетом пространственной работы бетонного ядра // 36. наук. праць «Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація». — Київ, НДІБК, 2006. — Вип. 65. — С.179–182.
2. Митрофанов В.П., Дергам Али Н. Пособие по расчету прочности трубобетонных элементов при осевом сжатии: Монография. — Полтава : ПолтНТУ им. Юрия Кондратюка, 2008. — 91 с.
3. Стороженко Л.І., Сурдін В.М., Єфіменко В.І., Вербицький В.І. Сталезалізобетонні конструкції. Дослідження, проектування, будівництво, експлуатація. — Кривий Ріг : КТУ, 2007. — 448 с.
4. Лукша Л.К. Прочность трубобетона. — Минск : Высшая школа, 1977. — 95 с.
5. Кикин А.И., Санжаровский Р.С., Трульв В.А. Конструкции из стальных труб заполненных бетоном. — М. : Стройиздат, 1974. — 145 с.
6. Стороженко Л.І., Ермоленко Д.А., Лапенко О.І. Трубобетон: Монографія. — Полтава : ПолтНТУ, 2009. — 306 с.
7. Ермоленко Д.А. Трубобетонные конструкции со стержневым армированием: дис. ... канд. техн. наук. / Ермоленко Дмитрий Адольфович. — Полтава, 1998. — 180 с.

Отримано 14.04.2011

Л. И. СТОРОЖЕНКО, Д. А. ЕРМОЛЕНКО, Ю. В. ТРЕТЬЯКОВА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ ТРУБОБЕТОНА В ЗАВИСИМОСТИ ОТ ВИДА КОНТАКТНОГО ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ КОМПОНЕНТОВ

Полтавский национальный технический университет имени Юрия Кондратюка

В статье приводятся результаты экспериментально-теоретических исследований влияния различных видов контактного взаимодействия компонентов трубобетона на их напряженное состояние. Оценено аналитическим путем напряженное состояние металлической оболочки и бетонного ядра по результатам измерения деформаций, которые получено при проведении экспериментальной части исследований. Установлено, что бетонное ядро на всех этапах ступенчатого нагружения находится в условиях объемного напряженного состояния. В момент достижения исследуемыми образцами пре-

дельного состояния величина продольных напряжений в бетоне превышает величину призмочной прочности. Установлено влияние вида контактного взаимодействия между компонентами трубобетона на их напруженное состояние при прикладывании осевого сжимающего усилия через жесткий штамп на комплексное сечение.

трубобетон, деформации, напряжения

L. I. STOROZENKO, D. A. YERMOLENKO, YU. V. TRETYAKOVA
EXPERIMENTAL RESEARCH OF STRESSING STATE OF CONCRETE FILLED
STEEL TUBE DEPENDING ON TYPES OF CONTACT INTERACTION OF
COMPONENTS

Poltava National Technical University named after Yuri Kondratyuk

The article gives the results of experimental theoretical study of the effect of different types of contact interaction of components on their stressed state. It is analytically defined the stressed state of metal shell and concrete core according to measurement of the deformations, that have been received at the experimental part of the researches. We have defined that the concrete core is in condition of volumetric stressed state at all stages of loading. At the point of obtaining the limit state the value of long stresses in concrete exceeds the value of prism strength. The effect of contact interaction type between the concrete filled steel tube components on their stressed state at the longitudinal compression through strict punch on composite section is determined.

concrete filled steel tube, strains, stresses

Стороженко Леонід Іванович — доктор технічних наук, професор кафедри конструкцій з металу, дерева та пластмас Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка. Наукові інтереси: розробка і дослідження міцності, деформативності, напружено-деформованого стану сталезалізобетонних конструкцій.

Єрмоленко Дмитро Адольфович — кандидат технічних наук, доцент, докторант кафедри конструкцій з металу, дерева та пластмас Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка. Наукові інтереси: оцінка напружено-деформованого стану складених конструкцій.

Третьякова Юлія Вікторівна — магістр будівництва. Наукові інтереси: дослідження напружено-деформованого стану трубобетонних елементів.

Стороженко Леонид Иванович — доктор технических наук, профессор кафедры конструкций из металла, дерева и пластмасс Полтавского национального технического университета имени Юрия Кондратюка. Научные интересы: разработка и исследование прочности, деформативности, напряженно-деформированного состояния сталежелезобетонных конструкций.

Ермоленко Дмитрий Адольфович — кандидат технических наук, доцент, докторант кафедры конструкций из металла, дерева и пластмасс Полтавского национального технического университета имени Юрия Кондратюка. Научные интересы: оценка напряженно-деформированного состояния составных конструкций.

Третьякова Юлия Викторовна — магистр строительства. Научные интересы: исследование напряженно-деформированного состояния трубобетонных элементов.

Storozenko Leonid — is D.Sc. (Technical), professor of the department of the metal, wood and plastic constructions of the Poltava National Technical University named after Yuri Kondratyuk. Scientific interests: the development and researches the strength, deformation properties and stress-straining states of steel reinforced concrete structures.

Yermolenko Dmytro — is D.Sc. (Philosophy of Technical Sciences), docent, doctoral candidate of the department of the metal, wood and plastic constructions of the Poltava National Technical University named after Yuri Kondratyuk. Scientific interests: include the value of stress-straining states of composite structures.

Tretyakova Yulia — Master of engineering. Scientific interests: include the value stress-straining states of the concrete filled steel tube structures.

УДК 624.97

В. В. ГУБАНОВ, В. Н. ВАСЫЛЕВ, А. В. ГОЛИКОВ

Донбасская национальная академия строительства и архитектуры

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ МЕСТНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ В ЦИЛИНДРИЧЕСКИХ ОБОЛОЧКАХ

Приведена методика проведения экспериментального исследования участков тонкостенных цилиндрических оболочек, испытывающих местные напряжения. Выполнен анализ НДС испытанных моделей. Проведено сопоставление результатов численных и экспериментальных исследований. Разработаны уточняющие коэффициенты для учета работы реальных оболочек, учитывающие случайные отклонения от идеальной геометрической формы.

экспериментальное исследование, модели, местные напряжения, экспериментальная установка

Формулировка проблемы. Данная работа является продолжением серии работ по исследованию НДС участков цилиндрических оболочек с местными напряжениями [4, 5, 6]. В упомянутых работах были проведены численные исследования работы узлов идеальных тонкостенных оболочек. При данном подходе не учитывалась высокая чувствительность напряженного состояния тонкостенных листовых конструкций к случайным несовершенствам геометрической формы, в том числе и к тем, которые находятся в пределах допусков на изготовление, транспортировку и монтаж.

Цель исследования. Уточнение характера работы узлов тонкостенных цилиндрических оболочек, испытывающих местные напряжения.

Задачи работы:

- провести численные исследования характера работы узлов тонкостенных цилиндрических оболочек — распределение напряжений в зоне концентраторов, определение величин максимумов и минимумов напряжений;
- разработать методику проведения экспериментального исследования моделей участков тонкостенных цилиндрических оболочек с местными напряжениями;
- создать масштабные модели исследуемых узлов на основании теоретических знаний о характере их работы;
- подготовить (оборудовать) модели для экспериментального исследования;
- настроить и выполнить тарировку оборудования;
- произвести нагружение моделей в заранее запланированном цикле;
- получить результаты на каждом этапе загрузки;
- обработать результаты эксперимента;
- сопоставить результаты теоретических исследований с данными, полученными в результате эксперимента.

Основной материал.

Экспериментальные исследования были произведены для следующих узлов тонкостенных цилиндрических оболочек:

- узел сопряжения цилиндрической оболочки с опорным ребром футеровки (применительно к металлическим дымовым трубам) — модель «цилиндр с ребром»;
- узел сопряжения цилиндрической оболочки с конической оболочкой — модель «цилиндр с конусом»;
- узел сопряжения цилиндрической оболочки с цилиндрической оболочкой меньшего диаметра под прямым углом — модель «цилиндр с патрубком».

Исследования НДС производилось в зоне концентраторов — зоны изменения геометрической формы оболочки — зоны всплеска местных напряжений.

По характеру приложения нагрузки экспериментальное исследование являлось статическим.

Экспериментальное исследование проводилось в 2 этапа.

На первом этапе было произведено качественное исследование характера распределения напряжений в зоне концентраторов. На втором этапе была произведена количественная оценка величины напряжений в исследуемых зонах — определены величины максимумов и минимумов напряжений.

Методика проведения экспериментального исследования включала несколько этапов.

Этап 1. На основании знаний о характере работы исследуемых узлов по результатам численных исследований были разработаны масштабные модели узлов для экспериментального исследования.

Этап 2. Разработка проектной документации и изготовление моделей на Макеевском ЗМК.

Этап 3. Обследование изготовленных конструкций и анализ соответствия конструкций проектным данным.

На данном этапе был произведен обмер конструкций линейно-измерительными средствами, выполнен контроль толщины оболочки, произведена тахеометрическая съемка.

Этап 4. Разработана принципиальная схемы экспериментальной установки (см. рис. 1). Предусмотрено приложение центральной нагрузки.

Этап 5. Подготовка поверхности моделей и оборудование моделей.

Подготовка поверхности металла моделей под наклейку датчиков деформаций производилась вручную при помощи наждачной бумаги.

В качестве датчиков деформаций применены фольговые и бумажные тензорезисторы с номинальной рабочей частью (базой) 5, 10 и 20 мм. Сопротивление 100 и 200 Ом. Датчики распаяны в общую цепь. Распайка производилась по схеме $\frac{1}{4}$ моста.

Этап 6. Центрирование моделей и обеспечение равномерного приложения нагрузки.

Нагрузка прикладывалась центрально. Для контроля центрального приложения нагрузки с четырех сторон на стойках пресса предусмотрены независимые от модели держатели, оборудованные индикаторами часового типа (см. рисунок 1 и рисунок 3).

Для передачи нагрузки от домкрата к оболочке изготовлена железобетонная плита высотой 150 мм.

Для равномерной передачи нагрузки предусмотрены подкладки как сверху (транспортная лента между железобетонной плитой и верхним ребром модели), так и снизу (линолеум в 2 слоя).

Этап 7. Создание испытательной нагрузки и снятие показаний.

Нагружение моделей производилось по принципу «нагрузка — разгрузка» с фиксацией показаний приборов на каждом цикле «нагружение-разгрузка».

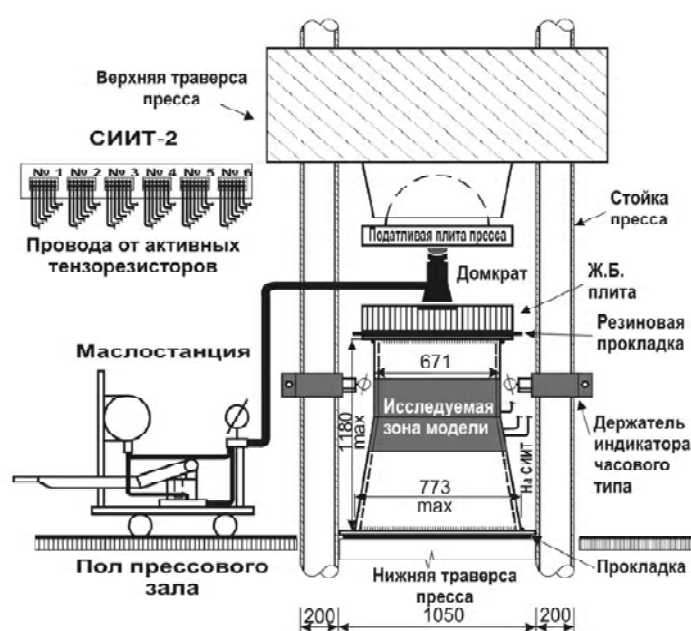


Рисунок 1 — Принципиальная схема экспериментальной установки.

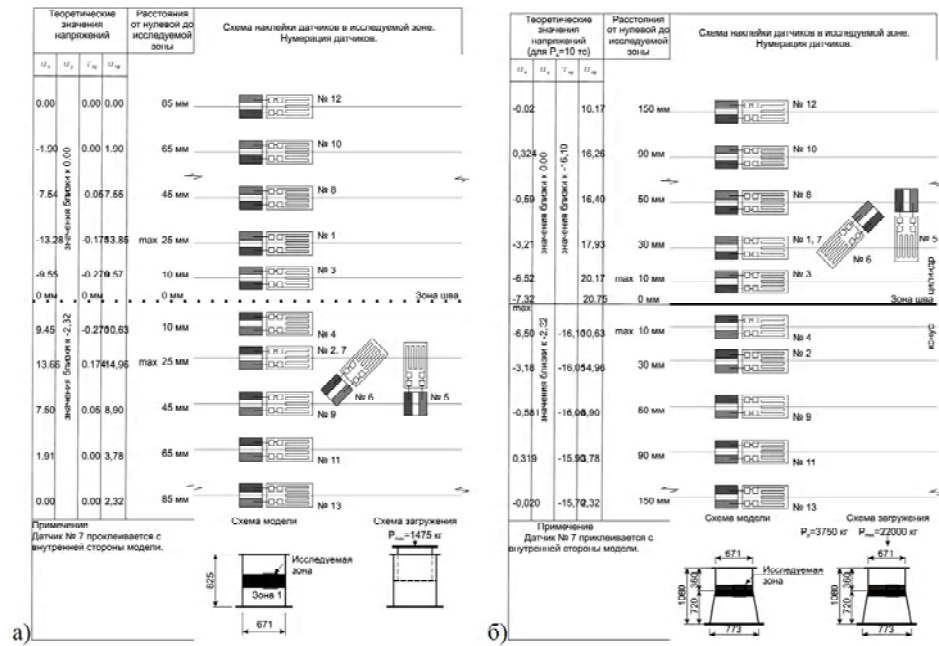


Рисунок 2 — Схема расклейки датчиков на моделях: (а — модель «цилиндр с ребром», б — модель «цилиндр с конусом»).

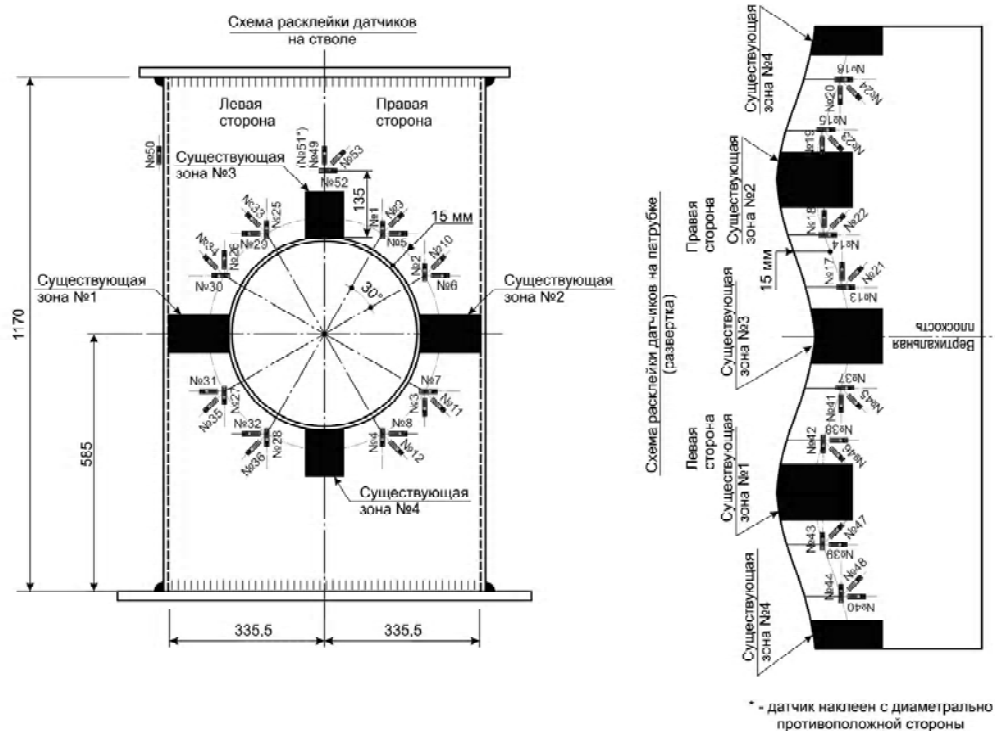


Рисунок 3 — Схема расклейки датчиков на модели «цилиндр с патрубком».

Для создания рабочей нагрузки применен домкрат в 25 тс. Давление в домкрате изменялось при помощи мобильной маслостанции. Величина нагрузки фиксировалась при помощи манометра.

Снятие показаний с тензорезисторов производилось при помощи СИИТ-2.

Этап 8. Обработка результатов эксперимента.

Этап 9. Анализ и сопоставление результатов лабораторного экспериментального исследования с результатами численных экспериментов.

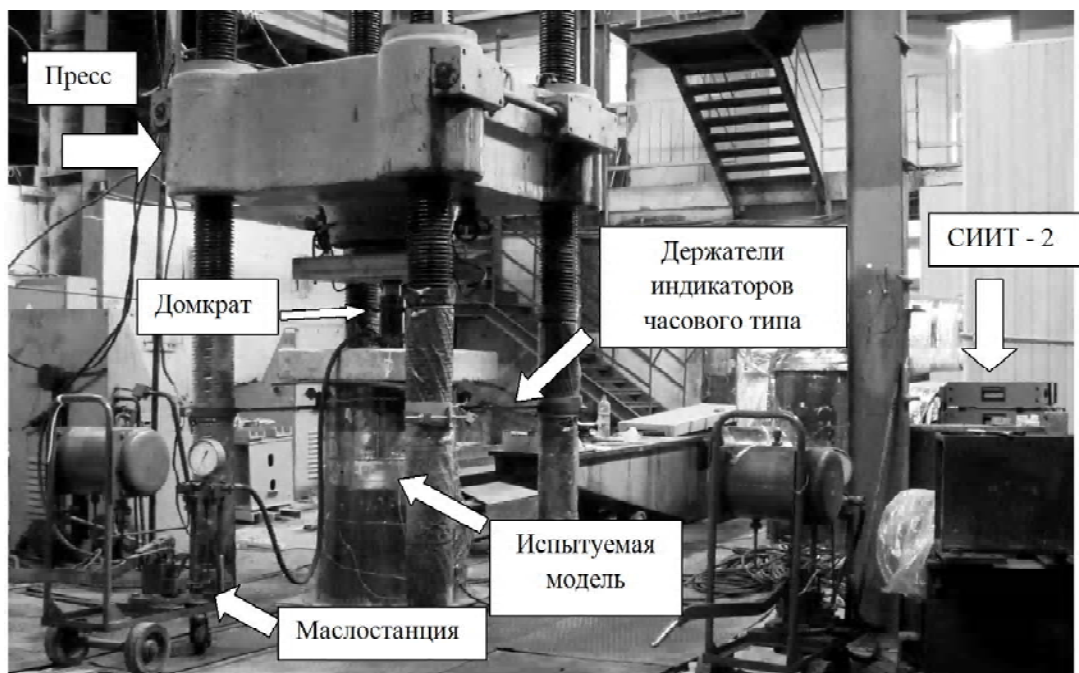


Рисунок 4 — Общий вид экспериментальной установки.



Рисунок 5 — Общий вид модели «цилиндр с патрубком» в процессе испытания.



Рисунок 6 — Общий вид модели «цилиндр с конусом» в процессе испытания.



Рисунок 7 — Общий вид модели «цилиндр с опорным ребром» в процессе подготовки.

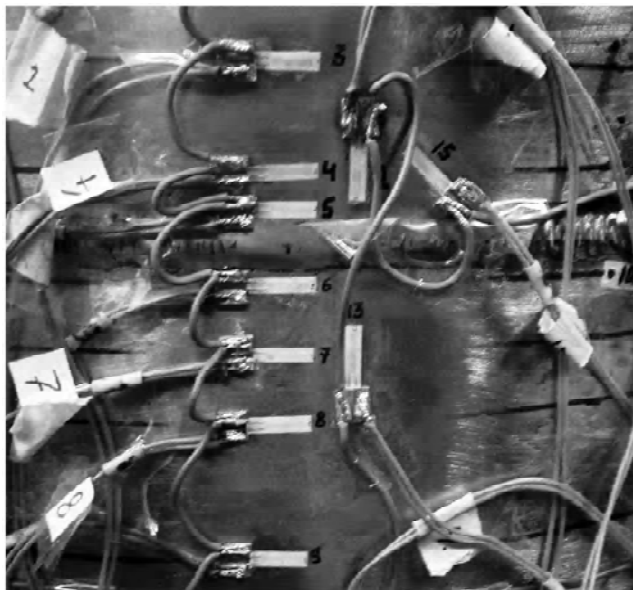


Рисунок 8 — Общий вид цепи датчиков.

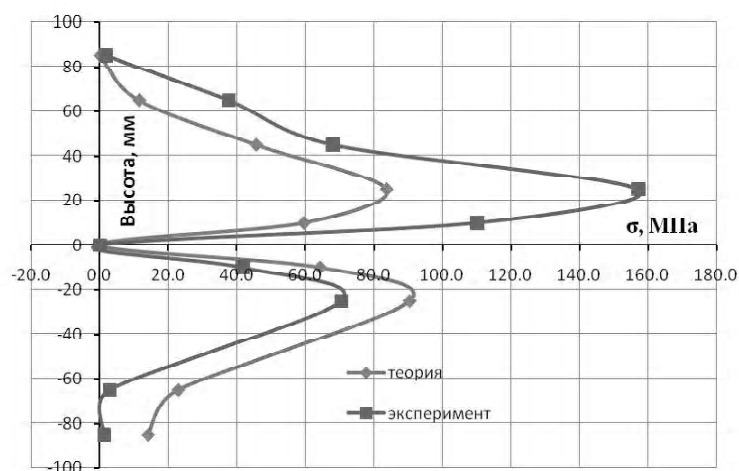


Рисунок 9 — Сравнение напряжений численных исследований с экспериментальными для модели «цилиндр с опорным ребром».

Особенность экспериментального исследования модели «цилиндр с опорным ребром» — прекращение нагружения модели при нагрузке в 10 т — нагрузка, при которой произошел переход металла опорного ребра в пластическую стадию работы. Для данной нагрузки теоретические напряжения в ребре составляли 30 МПа. Теоретическая потеря устойчивости данной модели могла произойти при нагрузке в 10 раз больше, чем приложенная нагрузка при испытании. Теоретическая форма потери устойчивости участка — выпучивания и вмятины оболочки модели выше и ниже опорного ребра ромбовидной формы.

Графики напряжений численных и экспериментальных исследований для модели «цилиндр с опорным ребром» приведены на рисунке 9.

Анализ напряжений, полученных при экспериментальных исследованиях показал, что в зоне над опорным ребром напряжения, полученные при проведении эксперимента, в 2 раза выше напряжений, полученных при численных исследованиях.

Выводы:

1. Зоны распределения местных напряжений соответствуют зонам, полученным при численных исследованиях — соответствие качественной характеристики особенностей работы узлов.

2. Значение напряжений, полученных при анализе результатов экспериментального исследования выше напряжений, полученных при численных исследованиях на 20... 100 %.

Расхождение напряжений, полученных при численных исследованиях от экспериментальных, объясняется наличием отклонений реальной геометрии от идеальной формы в виде эллипсности, стыковки отдельных участков с эксцентриситетами, вогнутостями в зоне стыковых швов и локальными вмятинами.

3. Для возможности применения методик расчета, полученных при численных исследованиях, в инженерной практике расчета узлов тонкостенных оболочек были разработаны уточняющие коэффициенты — коэффициенты учета работы реальных оболочек, учитывающие случайные отклонения от идеальной геометрической формы.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Обследование и испытание несущих конструкций зданий и сооружений / Е.В. Горохов, В.Ф. Мущанов, В.Н. Васылев, А.А. Ягмур. Учебн. пособие. — К.: УМК ВО, 1991. — 156 с.
2. Сооружения промышленных предприятий : СНиП 2.09.03-85 / Госстрой СССР. — М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1986. — 56 с.
3. Стальные конструкции : СНиП II-23-81* / Госстрой СССР. — М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1990. — 96 с.
4. Губанов В.В., Голиков А.В. Уточнение методик расчета локальных напряжений в оболочках дымовых труб и газоотводящих стволов // Будівельні металеві конструкції: сьогодення та перспективи розвитку. — К. : Видавництво «Сталь», 2006. — С. 118—121.
5. Губанов В.В., Голиков А.В. Методика определения краевых напряжений в оболочках дымовых труб // Металеві конструкції: сьогодення та перспективи розвитку. — К. : Видавництво «Сталь», 2008. — С. 118—121.
6. Губанов В.В., Голиков А.В. Расчет и конструирование газоотводящих стволов с местными напряжениями // Баштові споруди: матеріали, конструкції, технології. — Вип. 2009—4(78). — Макеевка, 2009. — С. 215—220.
7. Лессиг Е.Н., Лилеева А.Ф., Соколов А.Г. Листовые металлические конструкции. — М. : Изд-во лит. по строит., 1970. — 488 с.
8. Structural design rules for steel chimneys — the preparation of Eurocode 3, Part 3.2 B.W. Smith et al ; Vol. 13, No. 1, 1997.
9. Model Code for Concrete / Steel Chimneys Part D — GRP Liners (April 2009).

Получено 29.04.2011

В. В. ГУБАНОВ, В. М. ВАСИЛЕВ, О. В. ГОЛИКОВ
ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ МІСЦЕВИХ НАПРУЖЕНЬ В ЦИЛІНДРИЧНИХ ОБОЛОНКАХ

Донбаська національна академія будівництва і архітектури

Наведена методика проведення експериментального дослідження ділянок тонкостінних циліндричних оболонок, що знаходяться під дією місцевих напружень. Виконаний аналіз НДС випробуваних моделей. Проведено зіставлення результатів численних і експериментальних досліджень. Розроблені уточнюючі коефіцієнти для урахування роботи реальних оболонок, що враховують випадкові відхилення від ідеальної геометричної форми.

експериментальне дослідження, моделі, місцеві напруження, експериментальна установка

V. V. GUBANOV, V. N. VASYLEV, A. V. GOLIKOV
EXPERIMENTAL INVESTIGATIONS OF LOCAL STRESS IN CYLINDRICAL SHELLS

Donbas National Academy of Civil Engineering and Architecture

The technique for carrying out experimental investigations of thin-walled cylindrical shell sections with local stress is given. The numerical analysis of models tested has been done to compare test and numerical results. The refining factors taking into account a real behavior of shells and random imperfections of geometrical shapes have been determined.

experimental investigations, models, local stress, test equipment

Губанов Вадим Вікторович — к.т.н., доцент кафедри «Металеві конструкції» Донбаської національної академії будівництва і архітектури. Наукові інтереси: експлуатаційна надійність будівельних металевих конструкцій; вдосконалення методів розрахунку висотних споруд; планування експлуатаційного процесу висотних будівельних конструкцій і висотних споруд.

Василев Володимир Миколайович — к.т.н., професор кафедри «Металеві конструкції» Донбаської національної академії будівництва і архітектури. Наукові інтереси: дійсна робота металевих конструкцій, легкі металеві конструкції, експериментальна аеродинаміка будівель і споруд, технологія виготовлення металевих конструкцій.

Голиков Олександр Володимирович — асистент кафедри «Металеві конструкції» Донбаської національної академії будівництва і архітектури. Наукові інтереси: вдосконалення конструктивних рішень і методів розрахунку висотних споруд; вдосконалення методів розрахунку опорних вузлів і вузлів сполучення окремих конструктивних елементів, металевих димарів і стволів, що газовідводять.

Губанов Вадим Викторович — к.т.н., доцент кафедры «Металлические конструкции» Донбасской национальной академии строительства и архитектуры. Научные интересы: эксплуатационная надежность строительных металлических конструкций; совершенствование методов расчета высотных сооружений; планирование эксплуатационного процесса высотных строительных конструкций и высотных сооружений.

Василев Владимир Николаевич — к.т.н., профессор кафедры «Металлические конструкции» Донбасской национальной академии строительства и архитектуры. Научные интересы: действительная работа металлических конструкций, легкие металлические конструкции, экспериментальная аэродинамика зданий и сооружений, технология изготовления металлических конструкций.

Голиков Александр Владимирович — ассистент кафедры «Металлические конструкции» Донбасской национальной академии строительства и архитектуры. Научные интересы: совершенствование конструктивных решений и методов расчета высотных сооружений; совершенствование методов расчета опорных узлов и узлов сопряжения отдельных конструктивных элементов металлических дымовых труб и газоотводящих стволов

Gubanov Vadim — Ph.D., Associate Professor of department of «Metal Structures» of the Donbas National Academy of Civil Engineering and Architecture. Scientific interests: operating reliability of build metallic constructions; perfection of methods of calculation of high buildings; planning of operating process of high build constructions and high buildings.

Vasylev Vladimir — Ph.D., Professor, Department of «Metal Structures» of the Donbas National Academy of Civil Engineering and Architecture. Scientific interests: actual work of metallic constructions, easy metallic constructions, experimental aerodynamics of buildings and buildings, technology of making of metallic constructions.

Golikov Alexander — an assistant of department the «Metal Structures» of the Donbas National Academy of Civil Engineering and Architecture. Scientific interests: perfection of structural decisions and methods of calculation of high buildings; perfection of methods of calculation of supporting knots and knots of interface of separate structural elements of metallic flues and gas-outlet barrels.

УДК 624.074.012.4

О. І. ЛАПЕНКО¹, В. В. МУРАВЬОВ²

¹Національний авіаційний університет, ²Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка

ПРОГРЕСИВНІ ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ

На основі аналізу основних існуючих залізобетонних конструкцій запропоновані нові конструктивні рішення елементів будівель та споруд. Наведено конструкції в яких бетон використовується лише в стиснутій зоні, чим досягається значне зменшення ваги конструкцій.
залізобетонні конструкції, балка, плита, винесена робоча арматура

Постановка проблеми. Зважаючи на те, що будівництво є однією з визначальних галузей економіки, а залізобетон посідає в ньому значне місце, постійно ведеться пошук, як нових конструкцій із залізобетону, так і шляхів підвищення його техніко-економічних показників. При цьому першочергового зниження потребують матеріалоемність та трудомісткість будівельних робіт при зведенні споруд та будівель із залізобетону. У створенні нових конструкцій пошук ведеться у напрямі освоєння більш ефективних перерізів конструктивних елементів; створення конструкцій з новими видами армування; розробка принципово нових конструктивних рішень; подальше дослідження й освоєння просторових і багатопрогонових конструкцій і споруд. Пропонуються нові залізобетонні конструкції з винесеною робочою арматурою, у яких вага зменшується за рахунок ефективного використання бетону тільки в стиснутій зоні.

Аналіз останніх досліджень. У роботах [4, 7] викладено пошук варіантів підвищення ефективності конструкцій та якісного використання переваг окремих матеріалів. Знайдені економічно вигідні рішення для окремих типів конструктивних елементів [1, 3]. При цьому неповною мірою висвітлене питання зменшення ваги залізобетонних конструкцій та ефективного використання бетону.

Виділення не розв'язаних раніше частин загальної проблеми. Основні залізобетонні конструкції мають суттєві недоліки: нераціональне використання бетону в розтягнутій зоні, де він фактично не враховується при розрахунках несучої здатності; проблема тріщиностійкості; велика вага конструкцій; велика вартість опалубки як для збірних, так і для монолітних залізобетонних конструкцій; для збірного залізобетону гостро стоїть питання стиків, що пов'язане із застосуванням великої кількості закладних деталей [1].

Мета статті — на основі проведеного аналізу існуючих залізобетонних конструкцій, де досягається економія бетону в розтягнутій зоні, розглянути варіанти використання залізобетонних конструкцій із винесеною робочою арматурою.

Виклад основного матеріалу. В традиційних залізобетонних конструкціях, бетон і арматура працюють сумісно, при цьому бетон захищає сталеву арматуру від корозії та береже її від вогню у разі пожежі, арматура у свою чергу компенсує недоліки бетону в розтягнутій зоні повністю сприймаючи напруження в ній. Тому залізобетон має широке застосування у будівництві й галузі його використання як одного з основних будівельних матеріалів постійно розширюються. Але при всіх перевагах залізобетону одним із основних недоліків конструкцій із нього, є велика вага через вимушене використання бетону в розтягнутій зоні.

Існує ціла низка конструкцій, вага яких зменшена за рахунок вилучення бетону з розтягнутої зони. Оскільки в практиці експлуатації будівель часті випадки, коли з певних причин необхідно виконати підсилення ригеля, плити перекриття, залізобетонної балки чи ферми, то при цьому застосовуються шпренгельні конструкції. В основному таке практикується при підсиленні прогінних будівель, які не відповідають вимогам тільки за несучою здатністю; балок шляхопроводів і естакад, при ремонті споруд, які не відповідають вимогам сучасних норм за несучою здатністю та габаритом.

Для великих прогонів — понад 50 метрів використовують аркові перекриття. Основною їх перевагою є мала вага конструкції. Це пояснюється тим, що арка є розпірною системою й переріз працює переважно на стиск і сприймає незначний за величиною згинальний момент.

Традиційні стиснуті конструкції, в котрих ефективно використовується бетон це — колони, елементи ферм, опор, арок, які сприймають значні стискаючі зусилля.

Тонкостінні просторові конструкції, такі як куполи та пологі оболонки, мають перевагу над площинними конструкціями, тому що ними можна перекривати великі прогони при значно меншій загальній масі покриття порівняно з варіантом з уніфікованих плоских конструкцій. Економія при будівництві середніх прогонів складає до 20–30 % бетону та 10–15 % сталі, зі збільшенням прогону до 100 м економія бетону досягає 50 %. Зниження витрата матеріалів досягається в результаті раціонального розподілу матеріалу і зменшення кількості опор, фундаментів та інших конструкцій, а також за рахунок виконання самою конструкцією одночасно несучих і захисних функцій.

Поряд з застосуванням уже апробованих залізобетонних конструкцій створюються нові конструктивні форми, впроваджуються нові конструкції, які характеризуються малою матеріаломісткістю. Це сталезалізобетонні конструкції, які поєднують кращі властивості сталевих і залізобетонних конструкцій [4]. Порівняно із залізобетонними вони мають значно меншу масу за рахунок економії складних деталей та відрізняються від сталевих меншою витратою металу. Так запропоновані складені балки із залізобетонним поясом, де використано прокатні профілі в якості робочої арматури, що поєднана із залізобетонним верхнім поясом [3, 8], балки з трубчастим нижнім поясом.

В той же час починають широко використовувати структурні сталезалізобетонні конструкції [6], сутність яких полягає в розподіленні функцій елементів конструкції за матеріалами, з котрих вона складається, для раціональної роботи в споруді. Структура цих конструкцій полягає в поєднанні залізобетонного елемента (плити) з металевими елементами, що працюють як робоча арматура. Разом із цим використовується загальний принцип проектування ребристих плит перекриття, який полягає у вилученні якомога більшого об'єму бетону з розтягнутої зони конструкції. Використання ж попередньо напруженої арматури у розтягнутій зоні підвищує жорсткість конструкції порівняно з традиційними й дозволяє збільшити прогони. При цьому поліпшуються функціональні якості будівель, що важливо при переплануванні приміщень і зміні технології або призначення об'єктів.

Наряду з цим пропонуються конструкції (рис. 1), у яких вага зменшується за рахунок вилучення бетону із розтягнутої зони.

У таких конструкціях спрощуються умови бетонування верхнього залізобетонного пояса, так як вони можуть виготовлятися у перевернутому стані безпосередньо на будівельному майданчику. Їх сутність полягає в тому, що вони отримані в результаті поєднання залізобетонного елемента та винесеної з нього арматури зі сталевим елементом, який знаходиться у розтягнутій зоні конструкції.

Подібні конструкції дозволяють уникнути основних суттєвих недоліків залізобетонних конструкцій - нераціонального використання бетону в розтягнутій зоні, де він фактично не працює. Та мають

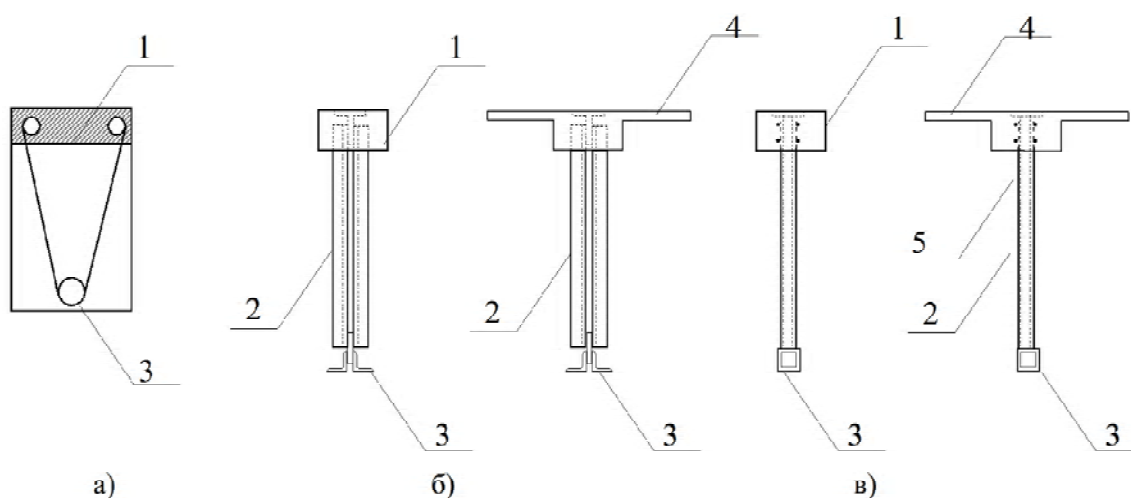


Рисунок 1 — Поперечні перерізи конструкцій з винесеною робочою арматурою: а) залізобетонної балки з винесеною арматурою; б) сталезалізобетонної ферми з парних кутиків; в) сталезалізобетонної ферми з квадратних труб;

1 — залізобетонний верхній пояс, 2 — решітка з парних кутиків, 3 — сталевий нижній пояс, 4 — розвинений верхній пояс, 5 — решітка з квадратних труб.

часткові переваги над металевими аналогами, зокрема у порівнянні з нерациональною роботою на стиснення через втрату загальної та місцевої стійкості.

Також до таких конструкцій можна віднести: балки з винесеною арматурою [9], балки з винесеною попередньо напруженою арматурою, балки з винесеною арматурою зі сталевими діафрагмами; сталезалізобетонні балки з хвилястими стінками, сталезалізобетонні балки з розвиненим верхнім поясом, сталезалізобетонні наскрізні конструкції, такі як розкісні ферми з кутиків, безрозкісні з квадратних труб.

Спільним для всіх конструкцій із винесеною робочою арматурою є:

- ефективне використання бетону саме в стиснутій зоні;
- суттєве зменшення ваги конструкцій;
- можливість їх виготовлення у перевернутому стані безпосередньо на будівельному майданчику, що дає значний економічний ефект;
- конструкції виконують як несучі, так і огорожувальні функції.

Висновки. Для запропонованих залізобетонних конструкцій з винесеною робочою арматурою, характерне зменшення загальної ваги, рационально використовуються переваги кожного з матеріалів, а також такі конструкції спрощують умови бетонування верхнього залізобетонного пояса і можуть виготовлятися безпосередньо на будівельному майданчику.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Специальный курс. — М.: Стройиздат, 1981. — 767 с.
2. Клименко Ф.Е. Сталобетонные конструкции с внешним полосовым армированием. — К.: Будівельник, 1984. — 88 с.
3. Стороженко Л.І. Железобетонные конструкции с внешним армированием. — К.: УМК ВО, 1989. — 99 с.
4. Стороженко Л.І., Крупченко О.А. Робота сталезалізобетонних двотаврових балок із залізобетонним верхнім поясом під дією малоциклового навантаження // Зб. «Дороги і мости». Вип. 7 : у 2-х т. — К.: ДерждорНДІ, 2007. — Т. 2. — С. 214–218.
5. Стороженко Л.І., Семко О.В. Сталезалізобетонні конструкції. Навчальний посібник. — Полтава: ПолтНТУ, 2001. — 56 с.
6. Стороженко Л.І., Тимошенко В.М., Нижник О.В., Гасій Г.М., Мурза С.О. Дослідження і проектування сталезалізобетонних структурних конструкцій: Монографія. — Полтава: АСМІ, 2008. — 262 с.
7. Стороженко Л.І., Сурдин В.М., Єфіменко В.І., Вербицький В.І. Сталезалізобетонні конструкції (дослідження, проектування, будівництво, експлуатація): Монографія. — Кривий Ріг: 2007. — 448 с.
8. Стороженко Л.І., Лапенко О.І. Залізобетонні конструкції в незнімній опалубці. — Полтава: АСМІ, 2008. — 312 с.
9. Стороженко Л.І., Муравльов В.В. Залізобетонна балка. — Патент № 32657.

Отримано 25.05.2011

О. И. ЛАПЕНКО¹, В. В. МУРАВЛЕВ²

ПРОГРЕССИВНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

¹Национальный авиационный университет, ²Полтавский национальный технический университет имени Юрия Кондратюка

На основе анализа основных существующих железобетонных конструкций предложены новые конструктивные решения элементов зданий и сооружений. Представлены конструкции, в которых достигнуто уменьшение веса за счет использования бетона только в сжатой зоне.

железобетонные конструкции, балка, плита, вынесенная рабочая арматура

A. I. LAPENKO¹, V. V. MURAVLOV²

PROGRESSIVE REINFORCE-CONCRETE CONSTRUCTIONS

¹National Aviation University, ²Poltava National Technical University named after Yuri Kondratyuk

On the basis of analysis of basic existent reinforce-concrete constructions new structural solutions of elements of buildings and buildings are offered. Constructions are resulted in which a concrete is used only in the compressed area, what is arrive at the considerable diminishing of weight of constructions.

reinforce-concrete constructions, beam, flag, taken away working armature

Лапенко Олександр Іванович — доктор технічних наук, професор, завідувач кафедрою інформаційних технологій у будівництві Національного авіаційного університету. Наукові інтереси: дослідження й впровадження в будівництво сталезалізобетонних конструкцій.

Муравльов Володимир В'ячеславович — кандидат технічних наук, доцент кафедри конструкцій з металу, дерева й пластмас Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка. Наукові інтереси: дослідження залізобетонних конструкцій.

Лапенко Александр Иванович — доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой информационных технологий в строительстве Национального авиационного университета. Научные интересы: исследование и внедрение в строительство сталежелезобетонных конструкций.

Муравлев Владимир Вячеславович — кандидат технических наук, доцент кафедры конструкций из металла, дерева и пластмасс Полтавского национального технического университета имени Юрия Кондратюка. Научные интересы: исследование железобетонных конструкций.

Lapenko Alexander — Doctor of Technical Sciences, professor, head of department of information technology in the construction of the National Aviation University. Scientific interests: research and introduction are in building of steel reinforced concrete constructions.

Muravlov Vladimir — Ph.D., Associate Professor of department of designs from metal, wood and plastics Poltava National Technical University named after Yuri Kondratyuk. Scientific interests: study of reinforced concrete structures.

ЗМІСТ

КАРХУТ І. І., ІЛЕНКОВ Ю. А. Експериментально-теоретичні дослідження тришарових стінових панелей з склопластиковою та металевою арматурою	3
ЛЕВЧЕНКО В. М., ЛЕВЧЕНКО Д. В., КИРИЧЕНКО В. Ф., БАГНО М. І. Проектування будівельних конструкцій з урахуванням їх надійності та забезпечення надійності в процесі експлуатації конструкцій	12
АЗІЗОВ Т. Н., МЕЛЬНИК О. В., ЧЕРВИНСЬКИЙ О. Я. Ндс залізобетонних коробчатих балок з нормальними тріщинами при крученні з врахуванням нелінійності	18
ВОСКОБІЙНИК О. П. Структурно-логічний аналіз взаємозв'язку між категоріями технічних станів будівельних конструкцій	24
КОРОТКИХ Д. М., КЕСАРІЙСЬКИЙ О. Г. Дослідження методом лазерної голографічної інтерферометрії процесу тріщиноутворення при руйнуванні високоміцних бетонів	32
ОКОЛЬНИКОВА Г. Е. Аналіз роботи нагельних з'єднань дерев'яних конструкцій з позицій механіки руйнування	40
СІНЕЛЬНИК О. П. Інженерний метод розрахунку трубобетонних конструкцій при центральному навантаженні	47
БАНАХ В. А. Особливості формування розрахункових моделей конструкцій будівель, експлуатованих у складних умовах	54
ГЛАДИШЕВ Д. Г., ГЛАДИШЕВ Г. М. Обстеження та реконструкція центральної башти бювету мінеральних вод у м. Трускавець	61
КІНАШ Р. І., ГУК Я. С. Обчислення вітрового навантаження за висотними і висотно-логарифмічними коефіцієнтами на метеостанціях Закарпатської області і вершинах українських Карпат	68
ФЕСЕНКО О. А. Розрахунок сейсмостійкої будівлі на стійкість до прогресуючого руйнування внаслідок пожежі	77
ДОРОФЄЄВ В. С., КОВРОВ А. В., КОВТУНЕНКО А. В., ВИСОЧАН Н. К. Про вплив порядку навантаження на напружено-деформований стан залізобетонних рамних конструкцій	87
ЛЕВІН В. М., ШАБЕЛЬНИК С. В. Опис деформування бетону співвідношеннями теорії текучості	95
ГРИШИН А. В., ШУТЯК О. О. Нелінійна задача розрахунку портової споруди від сейсмічної дії	100
НИЖНИК О. В. Розрахунок сталезалізобетонних часторебристих перекриттів методом скінчених елементів	108
ФОМІН С. Л., РЕЗНИК П. А. Вогнестійкість монолітних залізобетонних каркасних будинків підвищеної поверховості	113
МЕЛЬНИК І. В., СОРОХТЕЙ В. М. Експериментальні дослідження і використання на практиці плоских монолітних залізобетонних перекриттів з ефективними вставками	121
СИНЦОВ В. П., МІТРОФАНОВ В. О., СИНЦОВ О. В. До питання про посилення башт зв'язку при збільшенні технологічних навантажень	131
ПЕРЕТЯТЬКО Ю. Г., РЮМІН В. В., ПЕРЕТЯТЬКО І. Ю. Локальні напруження у стінці зварної балки	136
ПІЧУГІН С. Ф., ПАТЕНКО Ю. Е. Питання надійності сталевих каркасів виробничих будівель	146
КАЗАКЕВИЧ М. І. Класифікація аеродинамічних експериментальних досліджень	154
НАЗІМ Я. В., ТКАЛЕНКО І. А. Визначення кліматичних навантажень на повітряні лінії електропередавання півдня України з урахуванням змін клімату	158
СТОРОЖЕНКО Л. І., ЄРМОЛЕНКО Д. А., ТРЕТЯКОВА Ю. В. Експериментальне дослідження напруженого стану трубобетону залежно від виду контактної взаємодії компонентів	166

ГУБАНОВ В. В., ВАСИЛЄВ В. М., ГОЛІКОВ О. В. Експериментальне дослідження місцевих напружень в циліндричних оболонках	172
ЛАПЕНКО О. І., МУРАВЛЬОВ В. В. Прогресивні залізобетонні конструкції	180

СОДЕРЖАНИЕ

КАРХУТ И. И., ИЛЕНКОВ Ю. А. Экспериментально-теоретические исследования трёхслойных железобетонных стеновых панелей с стеклопластиковой и металлической арматурой	3
ЛЕВЧЕНКО В. Н., ЛЕВЧЕНКО Д. В., КИРИЧЕНКО В. Ф., БАГНО М. И. Проектирование строительных конструкций с учетом их надежности и обеспечение надежности в процессе эксплуатации конструкций	12
АЗИЗОВ Т. Н., МЕЛЬНИК А. В., ЧЕРВИНСКИЙ А. Я. НДС железобетонных коробчатых балок с нормальными трещинами при кручении с учетом нелинейности	18
ВОСКОБОЙНИК Е. П. Структурно-логический анализ взаимосвязи между категориями технических состояний строительных конструкций	24
КОРОТКИХ Д. Н., КЕСАРИЙСКИЙ А. Г. Исследование методом лазерной голографической интерферометрии процесса трещинообразования при разрушении высокопрочных бетонов	32
ОКОЛЬНИКОВА Г. Э. Анализ работы нагельных соединений деревянных конструкций с позиций механики разрушения	40
СИНЕЛЬНИК А. П. Инженерный метод расчета трубобетонных конструкций при центральном нагружении	47
БАНАХ В. А. Особенности формирования расчетных моделей конструкций зданий, эксплуатируемых в сложных условиях	54
ГЛАДЫШЕВ Д. Г., ГЛАДЫШЕВ Г. Н. Обследование и реконструкция центральной башни бювета минеральных вод в г. Трускавец	61
КИНАШ Р. И., ГУК Я. С. Вычисление ветровой нагрузки за высотными и высотно-логарифмическими коэффициентами на метеостанциях Закарпатской области и вершинах украинских Карпат	68
ФЕСЕНКО О. А. Расчет сейсмостойкого здания на стойкость к прогрессирующему разрушению вследствие пожара	77
ДОРОФЕЕВ В. С., КОВРОВ А. В., КОВТУНЕНКО А. В., ВЫСОЧАН Н. К. О влиянии порядка загрузки на напряженно-деформированное состояние железобетонных рамных конструкций	87
ЛЕВИН В. М., ШАБЕЛЬНИК С. В. Описание деформирования бетона соотношениями теории текучести	95
ГРИШИН А. В., ШУТЯК А. А. Нелинейная задача расчета портового сооружения от сейсмического воздействия	100
НИЖНИК А. В. Расчет сталежелезобетонных часторебристых перекрытий методом конечных элементов	108
ФОМИН С. Л., РЕЗНИК П. А. Огнестойкость монолитных железобетонных каркасных зданий повышенной этажности	113
МЕЛЬНИК И. В., СОРОХТЕЙ В. М. Экспериментальные исследования и использования на практике плоских монолитных железобетонных перекрытий с эффективными вкладышами	121
СИНЦОВ В. П., МИТРОФАНОВ В. А., СИНЦОВ А. В. К вопросу об усилении башен связи при увеличении технологических нагрузок	131
ПЕРЕТЯТЬКО Ю. Г., РЮМИН В. В., ПЕРЕТЯТЬКО И. Ю. Локальные напряжения в стенке сварной балки	136
ПИЧУГИН С. Ф., ПАТЕНКО Ю. Э. Вопросы надежности стальных каркасов промышленных зданий	146
КАЗАКЕВИЧ М. И. Классификация аэродинамических экспериментальных исследований	154
НАЗИМ Я. В., ТКАЛЕНКО И. А. Определение климатических нагрузок на воздушные линии электропередачи юга Украины с учетом изменений климата	158

СТОРОЖЕНКО Л. И., ЕРМОЛЕНКО Д. А., ТРЕТЯКОВА Ю. В. Экспериментальное исследование напряженного состояния трубобетона в зависимости от вида контактного взаимодействия компонентов	166
ГУБАНОВ В. В., ВАСЫЛЕВ В. Н., ГОЛИКОВ А. В. Экспериментальное исследование местных напряжений в цилиндрических оболочках	172
ЛАПЕНКО О. И., МУРАВЛЕВ В. В. Прогрессивные железобетонные конструкции	180

CONTENTS

KARCHOOT I. I., ILENKOV Y. A. Experimental — theoretical analysis of three-layered wall panels with glass-plastic and steel reinforcement	3
LEVCHENKO V. N., LEVCHENKO D. V., KIRICHENKO V. F., BAGNO M. I. Reliability in construction design and structures operation	12
AZIZOV T. N., MELNIK A. V., CHERVINSKY A. YA. State of stressed deformity of metal concrete square beams with normal cracks as a result of torsion considering non-linearity	18
VOSKOBIINYK O. P. Structural logical analysis of technical conditions relations of building structures	24
KOROTKIKH D. N., KESARIYSKIY A. G. Research of the process of cracking at destruction of highly durable concretes with a method of laser holometry	32
OKOLNIKOVA G. E. Analysis of work of dowel pin connections of timber-works from the point of view of mechanics of destruction	40
SINELNIK A. P. Engineering method of design of pipe concrete structures with central loading	47
BANAKH V. A. Features of forming of design models of constructions of buildings exploiting in difficult conditions	54
GLADYSHEV D. G., GLADYSHEV G. N. Inspection and reconstruction of central tower of pump-room of mineral waters in Truskavets	61
KINASH R. I., HUK YA. S. Evaluation of wind loading due to height and height logarithmic coefficients on weather-stations of zakarpattia area and tops of the ukrainian carpathians	68
FESENKO O. A. Analysis of building seismic stability for resistance to progressive collapse due to fire	77
DOROFEEV V. S., KOVROV A. V., KOVTUNENKO A. V., VYSOCHAN N. K. Effect of loading order on stress-strained condition of reinforced concrete frame structures	87
LEVIN V. M., SHABELNIK S. V. The description of straining of concrete by means of relations of the yield theory	95
GRISHIN A. V., SHUTJAK A. A. Nonlinear task of port building design from seismic influence	100
NYZHNYK O. V. Design of steel reinforced concrete slabs with frequent ribs by the compete elements method	108
FOMIN S. L., RESNICK P. A. Fire resistant monolithic concrete frame-rise buildings	113
MELNYK I. V., SOROKHTEY V. M. Experimental studies on the use and practice of plane monolithic concrete floor slabs with effective inserts	121
SINTSOV V. P., MITROFANOV V. A., SINTSOV A. V. Strengthening of towers of connection with increase of technological loadings	131
PERETYATKO YU. G., RUMIN V. V., PERETYATKO I. YU. Local stresses in web of welded beam	136
PICHUGIN S. F., PATENKO YU. E. Structural reliability of steel frameworks of industrial buildings	146
KAZAKEVITCH M. I. Classification of aerodynamic experimental investigation	154
NAZIM YA. V., TKALENKO I. A. Determination of the climatic loadings on overhead power transmission lines of south of Ukraine taking into account the changes of climate	158
STOROZENKO L. I., YERMOLENKO D. A., TRETYAKOVA YU. V. Experimental research of stressing state of concrete filled steel tube depending on types of contact interaction of components	166
GUBANOV V. V., VASYLEV V. N., GOLIKOV A. V. Experimental investigations of local stress in cylindrical shells	172
LAPENKO A. I., MURAVLOV V. V. Progressive reinforce-concrete constructions	180